

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Raphael Nonato Cabana Vieira

**Confiabilidade de Pilares Curtos em Concreto de Alta
Resistência Dimensionados Segundo a
ABNT NBR 6118:2014**

2017

V658c

Vieira, Raphael Nonato Cabana.

Confiabilidade de pilares curtos em concreto de alta resistência dimensionados segundo a ABNT NBR 6118 : 2014 [manuscrito] / Raphael Nonato Cabana Vieira. - 2017.

xix, 241 f., enc.: il.

Orientadora: Sofia Maria Carrato Diniz.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Anexos: f. 165-241.

Bibliografia: f. 161-164.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Concreto de alta resistência - Teses. 3. Colunas - Teses. 4. Confiabilidade (Engenharia) - Teses. 5. Normas técnicas (Engenharia) - Teses. I. Diniz, Sofia Maria Carrato. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 624(043)

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**“CONFIABILIDADE DE PILARES CURTOS EM CONCRETO DE ALTA
RESISTÊNCIA DIMENSIONADOS SEGUNDO A ABNT NBR 6118:2014”**

Raphael Nonato Cabana Vieira

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão examinadora:

Prof. Dra. Sofia Maria Carrato Diniz – (Orientadora)
DEES - Escola de Engenharia - UFMG

Prof. Dr. José Márcio Fonseca Calixto
DEES - Escola de Engenharia - UFMG

Prof. Dr. Marcílio Sousa da Rocha Freitas
DECIV - Escola de Minas – UFOP

Belo Horizonte, 27 de janeiro de 2017

Dedico à minha mãe, Maria das Graças Emediato Cabana
Vieira, ao meu pai, Raimundo Nonato Pereira Vieira e à minha
madrinha, Nasle Maria Cabana, por, cada um ao seu modo,
serem exemplos em minha vida!

“Sempre me pareceu estranho que todos aqueles que estudam seriamente esta ciência acabam tomados de uma espécie de paixão pela mesma. Em verdade, o que proporciona o máximo de prazer não é o conhecimento e sim a aprendizagem, não é a posse, mas a aquisição, não é a presença, mas o ato de atingir a meta.”

Carl Friedrich Gauss

AGRADECIMENTOS

À Profa. Dra. Sofia Maria Carrato Diniz, pelos ensinamentos, confiança e disponibilidade durante o período de realização deste trabalho. Reunindo todas as variáveis possíveis, a probabilidade de encontrar uma orientadora do mesmo nível é altamente remota. Foi um prazer crescer em conhecimento com o seu apoio.

Aos demais professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas (PROPEEs), em especial aos professores Francisco Carlos Rodrigues, José Márcio Fonseca Calixto e Sebastiao Salvador Real Pereira, pelos exemplos de profissionalismo.

Aos amigos do mestrado, pelas colaborações, paciência e apoio durante este tempo, em especial ao Rafael Luiz Galvão de Oliveira, Pedro Henrique Almeida, Guilherme Bafile Pacifici e aos “irmãos da confiabilidade”.

Aos amigos da Caltra Projetos e Consultoria, André Nogueira, Bernardo Arenales e Alexandre Calijorne, por me apoiarem nesta caminhada sempre colaborando com horários, prazos e outras necessidades. Ao Raphael Santos, Rafael Oliveira, Rafael Antunes e Flávio Peixoto, pela ajuda e principalmente por terem me escutado quando as coisas se arrastavam.

À minha família, pelo apoio incondicional nestes anos de pesquisa, sabendo entender a falta de tempo e sempre na torcida por mim. Sem vocês não seria possível chegar até aqui e continuar ainda sonhando com mais.

RESUMO

Estudos realizados em diversos países demonstram a viabilidade econômica do uso do concreto de alta resistência (CAR) em pilares de pavimentos inferiores de construções altas, pontes e estruturas especiais. A ABNT NBR 6118:2007, que tinha sua aplicação limitada a concretos com resistência característica até 50 MPa, incorporou ao seu escopo na ABNT NBR 6118:2014 concretos com resistências característica entre 50 e 90 MPa, alinhando-se a normas internacionais. Esta modificação na norma brasileira de projeto de estruturas de concreto visa atender à disponibilidade e utilização de concretos de resistências superiores aos limites anteriormente estabelecidos, o que já vem ocorrendo em território nacional. Dada a sua crescente utilização, tipo de falha e importância para a integridade estrutural, a avaliação da segurança de pilares em concreto de alta resistência é assunto de maior relevância. No caso de pilares, vários parâmetros envolvidos no projeto estrutural são incertos (resistência à compressão do concreto, dimensões da seção transversal, cargas atuantes etc.). Desta maneira, a segurança estrutural pode ser definida apenas em termos probabilísticos. Visando a simplificação do processo de cálculo, as normas de projeto têm como objetivo manter de forma implícita, através dos fatores parciais utilizados no método dos estados limites, o nível de confiabilidade prescrito. Neste trabalho foi realizada a avaliação dos níveis de confiabilidade implícitos no projeto de pilares curtos submetidos à flexão normal composta em concreto de alta resistência projetados conforme a ABNT NBR 6118:2014. Para isto foram analisados 400 pilares utilizando-se os dois modelos de diagrama tensão-deformação propostos por esta norma. A influência de vários parâmetros (resistência à compressão do concreto, razão entre as cargas atuantes, excentricidade de aplicação da carga, taxa de armadura longitudinal e altura da seção transversal) nos níveis de confiabilidade obtidos foi investigada. Foi observada uma maior influência das variáveis resistência à compressão do concreto e razão das cargas atuantes nas correspondentes probabilidades de falha (e índices de confiabilidade) de pilares projetados segundo a ABNT NBR 6118:2014.

Palavra-Chave: Confiabilidade Estrutural, Pilares Curtos, Diagramas de Interação, Concreto de Alta Resistência, Concreto Armado, Normas Técnicas.

ABSTRACT

Several studies have demonstrated the economic viability of high strength concrete (HSC) in the columns of the lower floors of high-rise buildings, bridges and special structures. ABNT NBR 6118:2007 had its use limited to concretes with characteristic strength up to 50 MPa. In line with international standards, NBR 6118:2014 has incorporated into its scope concretes with characteristic strengths in the range 50 to 90 MPa. These changes in the new version of the Brazilian standard for design of concrete structures are aimed to satisfy designer's needs and the current availability of HSC in Brazil. Given their increased use, type of failure and importance to the structural integrity, the safety assessment of HSC columns is a very important subject. In the case of reinforced concrete columns, several parameters involved in the structural design process are uncertain (concrete compressive strength, cross section dimensions, loads, etc.). Thus, the structural safety can be established only in probabilistic terms. In order to simplify the design process, target reliability levels are satisfied by prescribing partial factors (material and load factors) in the limit state design procedures. In this study, the reliability indexes implicit in the design of eccentrically-loaded short HSC columns according ABNT NBR 6118: 2014 were evaluated. 400 columns were chosen, which were analyzed using the two stress-strain models proposed by this design code. The influence of several parameters (concrete compressive strength, ratio between dead and live loads, load eccentricity, longitudinal steel ratio and cross-sectional height) was investigated. It was observed that the variables compressive strength of the concrete and the load ratio have the largest influence on the probabilities of failure (and reliability indexes) of reinforced concrete columns designed according to ABNT NBR 6118:2014.

Keywords: Structural Reliability, Short Columns, Interaction Diagrams, High Strength Concrete, Reinforced Concrete, Design Codes.

SUMÁRIO

RESUMO	iv
ABSTRACT	v
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE TABELAS	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xvi
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.3 DESENVOLVIMENTO DA DISSERTAÇÃO	2
2. CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA (CAR).....	5
2.1 INTRODUÇÃO E DEFINIÇÃO.....	5
2.2 EMPREGO DO CAR	6
2.3 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CAR.....	6
2.3.1 Thorenfeldt <i>et al.</i> (1987)	6
2.3.2 ABNT NBR 6118:2014.....	9
2.3.3 Normas internacionais e outros autores.....	13
2.4 RESUMO DO CAPÍTULO	18
3. CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	19
3.1 INTRODUÇÃO	19
3.2 NÍVEIS DOS MÉTODOS DE CONFIABILIDADE.....	19
3.2.1 Nível 0: método das tensões admissíveis.....	20
3.2.2 Nível 1: método dos estados limites	21

3.2.3	Nível 2: Métodos do índice de confiabilidade.....	23
3.2.4	Nível 3: métodos da probabilidade de falha	23
3.2.5	Nível 4: métodos que envolvem risco explicitamente	24
3.3	MÉTODOS DE ANÁLISE DE CONFIABILIDADE	24
3.3.1	Problema básico da confiabilidade	24
3.3.2	Primeira ordem e segundo momento (First Order Second Moment – FOSM).....	26
3.3.3	Método de confiabilidade de primeira ordem (First Order Reliability Method–FORM)	30
3.3.4	Método de confiabilidade de segunda ordem (Second Order Reliability Method–SORM)	32
3.3.5	Simulação de Monte Carlo	32
3.3.6	Relação entre probabilidade de falha e índice de confiabilidade	35
3.4	CALIBRAÇÃO DE NORMAS.....	36
3.5	RESUMO DO CAPÍTULO	39
4.	PROJETO DE PILARES	41
4.1	INTRODUÇÃO	41
4.2	CLASSIFICAÇÕES DOS PILARES	42
4.2.1	Quanto à esbeltez	42
4.2.2	Quanto aos esforços solicitantes presentes	44
4.3	ORIGEM DAS EXCENTRICIDADES.....	46
4.3.1	Excentricidade de forma (e_f)	46
4.3.2	Excentricidade inicial (e_i).....	46
4.3.3	Excentricidade acidental (e_a).....	47
4.3.4	Excentricidade de segunda ordem (e_2)	47
4.3.5	Excentricidade devido a fluência (e_{cc})	48
4.4	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	48
4.4.1	Concreto	48

4.4.2	Aço de armadura passiva	53
4.5	DIMENSÕES MÍNIMAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL	56
4.6	ARMADURAS MÍNIMAS E MÁXIMAS.....	56
4.6.1	Armaduras longitudinais	56
4.6.2	Armaduras transversais.....	58
4.7	DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO	59
4.8	AÇÕES ATUANTES NAS ESTRUTURAS.....	60
4.8.1	Classificação das ações.....	61
4.8.2	Valores de cálculo das ações.....	61
4.8.3	Carregamento normal e critérios de combinação	62
4.8.4	Combinações últimas normais das ações.....	63
4.9	RESUMO DO CAPÍTULO	66
5.	INFORMAÇÕES BÁSICAS PARA A ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE PILARES EM CAR.....	67
5.1	INTRODUÇÃO	67
5.2	PILARES ANALISADOS.....	67
5.2.1	Resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}).....	68
5.2.2	Resistência característica ao escoamento do aço (f_{yk}).....	68
5.2.3	Excentricidade relativa (e/h)	68
5.2.4	Seção transversal.....	69
5.2.5	Razão de carregamento (μ_{cp}/μ_{sc})	70
5.3	VARIABILIDADE NA RESISTÊNCIA	70
5.3.1	Variabilidade na resistência à compressão do concreto.....	70
5.3.2	Variabilidade nas tensões e deformações do aço.....	74
5.3.3	Variabilidade na geometria da seção transversal	75

5.3.4	Erro do modelo.....	75
5.3.5	Resumo das estatísticas das variáveis básicas relacionadas à resistência do pilar.....	76
5.4	VARIABILIDADE DAS AÇÕES	77
5.5	FUNÇÃO DE DESEMPENHO	80
5.6	IMPLEMENTAÇÃO DA SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO (PROGRAMA ASP-I)	81
5.6.1	Descrição estatística da força resistente (P_R).....	82
5.6.2	Descrição estatística da força solicitante (P_S)	85
5.6.3	Verificação de desempenho.....	85
5.7	ESTATÍSTICAS DA FORÇA RESISTENTE (P_R) E DA RESISTÊNCIA DE PROJETO (R_d).....	87
5.7.1	Estatísticas da força resistente (P_R).....	87
5.7.2	Resistência de projeto (R_d) e razão μ_{PR} / R_d	92
5.8	RESUMO DO CAPÍTULO	98
6.	AVALIAÇÃO DOS NÍVEIS DE CONFIABILIDADE IMPLÍCITOS NO PROJETO DE PILARES EM CAR SEGUNDO A ABNT NBR 6118:2014	99
6.1	INTRODUÇÃO	99
6.2	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	100
6.2.1	Configuração P1	100
6.2.2	Configuração P2	103
6.2.3	Configuração P3	105
6.2.4	Configuração P4	108
6.3	INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	111
6.3.1	Configuração P1	112
6.3.2	Configuração P2	114
6.3.3	Configuração P3	115
6.3.4	Configuração P4	117

6.4	INFLUÊNCIA DA RAZÃO ENTRE CARREGAMENTOS	119
6.4.1	Configuração <i>P1</i>	120
6.4.2	Configuração <i>P2</i>	121
6.4.3	Configuração <i>P3</i>	122
6.4.4	Configuração <i>P4</i>	124
6.5	INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE RELATIVA e / h	125
6.5.1	Configuração <i>P1</i>	126
6.5.2	Configuração <i>P2</i>	128
6.5.3	Configuração <i>P3</i>	129
6.5.4	Configuração <i>P4</i>	131
6.6	INFLUÊNCIA DA TAXA DE ARMADURA LONGITUDINAL	133
6.6.1	Configurações <i>P1</i> e <i>P2</i>	134
6.6.2	Configurações <i>P3</i> e <i>P4</i>	139
6.7	INFLUÊNCIA DA ALTURA DA SEÇÃO TRANSVERSAL	143
6.7.1	Configurações <i>P1</i> e <i>P3</i>	144
6.7.2	Configurações <i>P2</i> e <i>P4</i>	149
6.8	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	153
7.	SUMÁRIO, CONCLUSÕES E SUGESTÕES	157
7.1	SUMÁRIO.....	157
7.2	CONCLUSÕES.....	158
7.3	SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS	160
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	161
	Anexo A – Exemplo	165
	Anexo B – Código do programa <i>ASP-I</i> - confiabilidade de pilares curtos.....	177

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Curvas tensão-deformação para diferentes resistências à compressão do concreto.....	8
Figura 2.2. Diagrama tensão-deformação idealizado (DTDI) proposto pela ABNT NBR 6118:2014 .	11
Figura 2.3. Diagramas tensão-deformação para C30, C50, C60, C75 e C90.....	12
Figura 2.4. Bloco de tensões equivalente (BTE) proposto pela ABNT NBR 6118:2014	12
Figura 2.5. Variação do parâmetro α_c para diferentes normas e autores	16
Figura 2.6. Variação do parâmetro λ para diferentes normas e autores.....	16
Figura 2.7. Variação da deformação última no concreto para diferentes normas e autores	17
Figura 3.1. Função densidade de probabilidade $f_R(r)$ e $f_S(s)$ e interpretação da Eq. (3.10)	25
Figura 3.2. Função densidade de probabilidade da margem de segurança, probabilidade de falha e índice de confiabilidade	26
Figura 3.3. Região de segurança e região de falha no espaço das variáveis reduzidas (para duas variáveis reduzidas).....	28
Figura 3.4. Busca do ponto mais provável de falha através do algoritmo de Rackwitz e Fiessler.....	31
Figura 3.5. Comparação entre os métodos FORM e SORM.....	32
Figura 3.6. Relação entre u e x	34
Figura 3.7. Probabilidade de falha em função do índice de confiabilidade	36
Figura 4.1. Diagrama de interação para flexão normal composta.....	44
Figura 4.2. Diagrama de interação para flexão oblíqua composta	45
Figura 4.3. Exemplo de pilar com excentricidade de forma.....	46
Figura 4.4. Excentricidade acidental	47

Figura 4.5. f_{ck} x E_{cs} para ABNT NBR 6118:2014, ACI 318M-14 e EN 1992-1-1:2004.....	51
Figura 4.6. Diagramas tensão-deformação idealizado do aço.....	54
Figura 4.7. Diagramas tensão-deformação do aço	55
Figura 4.8. Domínios de deformação	60
Figura 5.1. Excentricidade relativa e/h	68
Figura 5.2. Seções transversais avaliadas.....	69
Figura 5.3. Coeficiente de variação do erro do modelo como função da excentricidade.....	76
Figura 5.4. Diferentes trajetórias até a falha para pilares de concreto armado.....	80
Figura 5.5. Representação gráfica da função de desempenho (Eq. (5.10)).....	81
Figura 5.6. Fluxograma geral para a determinação da probabilidade de falha e índice de confiabilidade de pilares	82
Figura 5.7. Fluxograma para a determinação da resistência do pilar para a excentricidade e/h	84
Figura 5.8. Fluxograma para a determinação da resistência do pilar para a excentricidade e/h	86
Figura 5.9. Diagrama de interação da configuração de pilar $P2$	97
Figura 6.1. Índice de confiabilidade em função do f_{ck} do concreto para pilares $P1$	112
Figura 6.2. Índice de confiabilidade em função do f_{ck} do concreto para pilares $P2$	114
Figura 6.3. Índice de confiabilidade em função do f_{ck} do concreto para pilares $P3$	115
Figura 6.4. Índice de confiabilidade em função do f_{ck} do concreto para pilares $P4$	117
Figura 6.5. Índice de confiabilidade em função de μ_{CP}/μ_{SC} para pilares $P1$	120
Figura 6.6. Índice de confiabilidade em função de μ_{CP}/μ_{SC} para pilares $P2$	121
Figura 6.7. Índice de confiabilidade em função de μ_{CP}/μ_{SC} para pilares $P3$	122
Figura 6.8. Índice de confiabilidade em função de μ_{CP}/μ_{SC} para pilares $P4$	124
Figura 6.9. Índice de confiabilidade em função de e / h para pilares $P1$	126

Figura 6.10. Índice de confiabilidade em função de e / h para pilares $P2$	128
Figura 6.11. Índice de confiabilidade em função de e / h para pilares $P3$	129
Figura 6.12. Índice de confiabilidade em função de e / h para pilares $P4$	131
Figura 6.13. Índice de confiabilidade em função da taxa de armadura nos pilares $P1$ e $P2$	134
Figura 6.14. Índice de confiabilidade em função da taxa de armadura nos pilares $P3$ e $P4$	139
Figura 6.15. Índice de confiabilidade em função da altura h nos pilares $P1$ e $P3$	144
Figura 6.16. Índice de confiabilidade em função da altura h nos pilares $P2$ e $P4$	149

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1. Parâmetros de blocos de tensões equivalente para diferentes normas e autores ...	14
Tabela 3-1. Erro associado ao tamanho da amostra para 100.000 simulações.....	35
Tabela 3-2. Valores do índice de confiabilidade β e suas probabilidades de falha P_f associadas ..	36
Tabela 3-3. Índices de confiabilidade objetivo, segundo ISO 2394:2015.....	37
Tabela 3-4. Índices de confiabilidade para diversos componentes estruturais.....	37
Tabela 3-5. Índices de confiabilidade objetivo, segundo EN 1990:2002.....	38
Tabela 4.1. Classes de resistência do concreto da ABNT NBR 6118:2014.....	48
Tabela 4.2. Equações para a estimativa do módulo de elasticidade inicial e módulo de deformação secante.....	50
Tabela 4.3. Propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado.....	53
Tabela 4.4. Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares	56
Tabela 4.5. Coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas agrupadas	63
Tabela 4.6. Coeficientes de ponderação para ações variáveis consideradas conjuntamente....	64
Tabela 4.7. Coeficientes de ponderação para ações variáveis consideradas conjuntamente....	64
Tabela 4.8. Combinação de carga permanente e sobrecarga para diversas normas	65
Tabela 5-1. Propriedades das seções transversais	69
Tabela 5-2. Resistência à compressão característica, média, desvio padrão e coeficiente de variação, conforme ABNT NBR 12655:2015	71
Tabela 5-3. Estatísticas da resistência do concreto em corpos de prova cilíndricos	72

Tabela 5-4. Estatísticas da resistência à compressão do concreto	74
Tabela 5-5. Estatísticas relacionadas às propriedades mecânicas do aço	74
Tabela 5-6. Estatísticas das variáveis básicas relacionadas à resistência dos pilares	76
Tabela 5-7. Estatísticas das ações consideradas	78
Tabela 5-8. Estatísticas da resistência do pilar <i>P1</i>	87
Tabela 5-9. Estatísticas da resistência do pilar <i>P2</i>	88
Tabela 5-10. Estatísticas da resistência do pilar <i>P3</i>	89
Tabela 5-11. Estatísticas da resistência do pilar <i>P4</i>	90
Tabela 5-12. Valores de R_d e Razão \square_{PR} / R_d para o pilar <i>P1</i>	92
Tabela 5-13. Valores de R_d e Razão \square_{PR} / R_d para o pilar <i>P2</i>	93
Tabela 5-14. Valores de R_d e Razão \square_{PR} / R_d para o pilar <i>P3</i>	94
Tabela 5-15. Valores de R_d e Razão \square_{PR} / R_d para o pilar <i>P4</i>	95
Tabela 6-1. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares <i>P1</i>	100
Tabela 6-2. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares <i>P2</i>	103
Tabela 6-3. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares <i>P3</i>	105
Tabela 6-4. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares <i>P4</i>	108
Tabela 6-5. Valores mínimos e máximos de β	154

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Letras Latinas

A_c – área da seção transversal do pilar;

$A_{s,min}$ – armadura longitudinal mínima para pilares;

$A_{s,máx}$ – armadura longitudinal máxima para pilares;

b – largura da seção transversal do pilar;

BTE - bloco de tensões equivalentes;

CAR – concreto de alta resistência;

CP – carga permanente;

CRN - concretos de resistência normal;

DTDI - diagrama tensão-deformação idealizado;

e – excentricidade ($e=M/N$);

e_1 - excentricidade de 1ª ordem;

E_{ci} - módulo de elasticidade inicial do concreto;

E_{cs} - módulo de deformação secante do concreto;

$E_{ct}' = \sigma_c^{máx} / \varepsilon_c^{máx}$ - o módulo de elasticidade secante na tensão $\sigma_c^{máx}$;

ELU – estado limite último;

f_c resistência do concreto

f'_c - tensão de pico da curva tensão-deformação obtida no teste do cilindro padrão; resistência do concreto especificada em projeto (similar à resistência característica f_{ck} usada na ABNT NBR 6118:2014)

f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto;

f_{cd} - a resistência de cálculo à compressão do concreto

F_d - ação de cálculo obtida pelas ações características multiplicadas pelos respectivos coeficientes de majoração;

f_y - resistência do aço;

$F_R(.)$ - função acumulada da variável R ;

FS - fator de segurança;

$f_S(.)$ - função densidade de probabilidade da variável S .

f_{yd} - Resistência de projeto do aço;

f_{yk} - valor característico da tensão de escoamento do aço;

h - altura da seção transversal do pilar;

k - um fator para controlar a inclinação dos trechos ascendente e descendente da curva tensão-deformação;

LN - linha neutra;

M - variável aleatória margem de segurança; momento fletor;

n - no diagrama de Thorenfeldt *et al.* (1987) é o fator de ajuste da curva de valor igual a $E_{ci} / (E_{ci} - E_{ct}')$ no diagrama DTDI é a ordem do trecho curvo do gráfico;

P - força normal;

P_f - probabilidade de falha;

$P_f^{\text{admissível}}$ - probabilidade de falha considerada como admissível;

P_f^{objetivo} - probabilidade de falha considerada como objetivo para determinado elemento estrutural;

P_R - força resistente do pilar;

P_S - força solicitante agindo no pilar;

R - força resistente;

R_d - resistência de projeto;

R_n - resistência nominal do elemento estrutural;

S - força solicitante;

SC - sobrecarga;

S_d - solitação de projeto;

\mathbf{X} - vetor das variáveis básicas, $\mathbf{X} = \{P_R, P_S\}$;

Letras Gregas

a_b - parâmetro de instabilidade;

a_c - parâmetro que reduz a resistência do concreto no BTE;

a_E - parâmetro em função da natureza do agregado graúdo que influencia o módulo de elasticidade;

β - índice de confiabilidade;

$\beta_{\text{admissível}}$ - índice de confiabilidade admissível;

β_{objetivo} - índice de confiabilidade considerado como objetivo para determinado elemento estrutural;

γ_c - fator de minoração da resistência do concreto (f_c);

γ_s - fator de minoração da resistência do aço (f_y);

$\varepsilon_c^{m\acute{a}x}$ é a deformação no ponto de tensão máxima;

ε_{c2} - deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico;

ε_{cu} - deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura;

θ_l - Desaprumo de um elemento vertical contínuo;

λ - parâmetro que reduz a profundidade do BTE com relação à posição da LN;

λ_l - valor limite para índice de esbeltez (divisão entre 1ª e 2ª ordem);

μ - média;

ρ_{min} - taxa de armadura longitudinal mínima para pilares;

σ - desvio padrão; tensão atuante;

σ_{adm} - tensão admissível;

$\sigma_c^{m\acute{a}x}$ - tensão máxima obtida no teste do cilindro padrão (15 cm x 30 cm);

σ_{lim} - tensão limite;

ϕ - fator de minoração da resistência R_n ;

$\Phi ()$ - função distribuição acumulada da variável normal padrão.

1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, cujas forças normais são preponderantes. São de grande importância em estruturas de concreto, responsáveis por receberem as cargas das lajes e vigas, conduzindo-as até os elementos de fundação. O estudo do dimensionamento de pilares não é simples, pois, além de estarem sujeitos à flexão composta (normal ou oblíqua) e à flambagem nas estruturas de concreto, existe sempre o problema da fissuração, que influi no estado de deformação e é sempre difícil de avaliar (Carvalho e Pinheiro, 2009).

Tendo em vista a importância como elemento estrutural e o grande impacto na integridade global de uma estrutura que a falha de um pilar pode gerar, as normas de projeto de estruturas possuem diversas recomendações para o adequado dimensionamento e detalhamento destes elementos.

A inclusão de novos materiais, ou no caso do concreto, de maiores resistências à compressão, requer a verificação das recomendações para o projeto além dos modelos de dimensionamento utilizados. Como cada norma de projeto adota formulações diferentes, é necessário que a verificação da calibração seja feita caso a caso. A revisão de 2014 da ABNT NBR 6118 trouxe ao seu escopo os concretos de alta resistência, f_{ck} entre 55 MPa e 90 MPa, que possuem comportamento estrutural diferente daqueles que faziam parte do seu escopo até a versão de 2007 (até 50 MPa). Com base nisso é necessária a verificação da segurança destes elementos quando são utilizadas as recomendações expostas na ABNT NBR 6118:2014 no seu dimensionamento. A avaliação da segurança estrutural de pilares só pode ser realizada através de métodos probabilísticos de análise de confiabilidade, pois vários parâmetros envolvidos

são incertos (resistência à compressão do concreto, dimensões da seção transversal, cargas atuantes, etc.).

Logo, dada a inclusão no escopo da ABNT NBR 6118 dos concretos de alta resistência (CAR), a sua crescente utilização, o seu tipo de falha e importância para a integridade estrutural, a avaliação da segurança de pilares em concreto de alta resistência é assunto da maior relevância.

1.2 OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é a avaliação dos níveis de confiabilidade implícitos nas recomendações da ABNT NBR 6118:2014 para o projeto de pilares curtos submetidos à flexão normal composta.

Para alcançar este objetivo outros pontos devem ser alcançados, como:

- Levantamento de todas as recomendações no projeto de pilares pela ABNT NBR 6118:2014 e em normas internacionais similares;
- Escolha de um método de confiabilidade estrutural para resolução do objetivo principal;
- Determinação dos índices de confiabilidade objetivo/alvo;
- Criação do programa *ASP-I* para a análise e avaliação dos pilares.

1.3 DESENVOLVIMENTO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em 7 capítulos e 2 anexos.

Neste primeiro capítulo, são apresentadas as considerações gerais, os objetivos e o desenvolvimento da dissertação.

No capítulo 2, são apresentados os concretos de alta resistência (CAR). Em uma primeira parte, é apresentada uma introdução com uma definição mostrando o quão complicado é classificar este tipo de material. Na segunda parte, é apresentado o emprego do CAR. Na terceira parte, é apresentada uma das mais importantes propriedades do concreto e uma das principais diferenças entre os concretos de resistência normal (CRN) e os CAR: o diagrama tensão-deformação. Nesta terceira parte são apresentados: o diagrama teórico experimental

proposto por Thorenfeldt *et al.* (1987), o diagrama tensão-deformação idealizado (DTDI) e o bloco de tensões equivalentes (BTE) propostos pela ABNT NBR 6118:2014 e os blocos de tensões equivalentes de outras normas internacionais de projeto de estruturas em concreto.

Já o capítulo 3 apresenta uma revisão dos conceitos de confiabilidade estrutural. São apresentados os níveis dos métodos de confiabilidade (método das tensões admissíveis, método dos estados limites, método do índice de confiabilidade, método da probabilidade de falha e os métodos que envolvem risco explicitamente), o problema básico da confiabilidade, os métodos de confiabilidade de primeira ordem (FOSM e FORM) e de segunda ordem (SORM) e a simulação de Monte Carlo. No final do capítulo, é apresentado o desafio na determinação dos índices de confiabilidade e probabilidades de falha objetivo, fundamentais no processo de calibração de normas de projeto de estruturas.

No capítulo 4, são apresentadas informações pertinentes ao projeto de pilares. É apresentada a classificação de pilares, demarcando o escopo deste trabalho que é a análise de pilares curtos submetidos à flexão normal composta. Posteriormente são mostradas as diferentes origens de excentricidades nos pilares, destacando que, neste trabalho, não são consideradas excentricidades de 2ª ordem e devido à fluência. A seguir são apresentadas as propriedades dos materiais, dimensões mínimas, armaduras mínimas e máximas e ações atuantes conforme recomendações da ABNT NBR 6118:2014. No decorrer desse capítulo, são apresentadas comparações com valores utilizados em normas internacionais de projeto de estruturas de concreto.

No capítulo 5, são apresentadas as informações básicas para a análise de confiabilidade dos pilares. Em um primeiro momento, são apresentados os pilares analisados. Em seguida, são apresentadas as variabilidades das ações e das resistências. Posteriormente, a função de desempenho, o procedimento de cálculo do programa *ASP-I* e os dados estatísticos obtidos na análise.

No capítulo 6, são apresentadas as avaliações dos níveis de confiabilidade presentes no projeto de pilares curtos em CAR submetidos à flexão normal composta. É verificada a influência da resistência à compressão do concreto, da taxa de armadura longitudinal, da geometria da seção transversal, da excentricidade da carga e da razão entre carregamentos aplicados sobre o índice de confiabilidade.

Finalmente no capítulo 7, são apresentados o sumário, as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

O trabalho ainda contém dois anexos. No anexo A, é desenvolvido o exemplo de um pilar, desde a sua escolha até a obtenção do seu índice de confiabilidade. No anexo B, é apresentado o programa *ASP-I* criado para o desenvolvimento desta dissertação.

2

CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA (CAR)

2.1 INTRODUÇÃO E DEFINIÇÃO

O concreto é, sem sombra de dúvidas, o material de construção mais amplamente utilizado no mundo e isso decorre de três razões básicas: consistência no estado fresco que lhe permite assumir variadas formas, boa resistência à ação da água e baixo custo de fabricação (Mehta & Monteiro, 2014).

Os CAR são produzidos utilizando cimentos, agregados miúdos e graúdos comuns, porém com um maior cuidado na seleção e dosagem/produção. Como os CAR necessitam de uma menor relação água/cimento, é preciso a adição de aditivos para atingir a trabalhabilidade necessária. Como a produção dos concretos de resistência normal (CRN) e do CAR não é diferente, concreteiras facilmente conseguem incorporar este material.

A definição de CAR varia com o tempo e a localização geográfica, à medida que se tem desenvolvido o conhecimento sobre o assunto e tem-se atingido maiores resistências. Não existe um único valor de resistência à compressão característica que possa ser utilizado como separador entre o CRN e o CAR, cabendo a cada instituto de pesquisa a adoção de um valor referencial. De acordo com o ACI 363R-92 (1997), o termo CAR deve ser utilizado para concretos com resistência à compressão superior a 41 MPa, excluindo aqueles produzidos com técnicas e materiais exóticos. Para o ACI 441R-96 (1996), CAR é definido como o concreto com resistência à compressão superior a 70 MPa. Segundo o CEB-FIP (1990), CAR são os concretos com resistência à compressão entre 60 e 130 MPa, com o limite superior prático para concretos com agregados comuns. No Brasil, a ABNT NBR 8953:2015 define no seu grupo II os concretos entre 55 e 100 MPa como de alta resistência.

Com a ABNT NBR 6118:2014, atualmente é possível o dimensionamento e detalhamento de projetos de estruturas em concreto com resistência característica entre 20 e 90 MPa. Para este

trabalho, será entendido como CAR os concretos que possuem resistência característica à compressão entre 55 e 90 MPa.

2.2 EMPREGO DO CAR

O CAR tem sua aplicação em edifícios, pontes, peças pré-fabricadas, concreto protendido, fundações marinhas do tipo *off-shore*, entre outras estruturas. Em edifícios se destaca o seu uso em pilares em níveis inferiores de construções altas como há diversas décadas é utilizado em várias cidades norte americanas. A sua utilização permite a redução da seção transversal para uma mesma situação de projeto quando comparado com concretos de resistência normal, proporcionando um melhor aproveitamento da área útil dos pavimentos.

A utilização do CAR juntamente com técnicas de protensão vem permitindo a construção de pontes com maiores vãos (ACI 363R-92, 1997). A utilização do CAR traz a redução do peso próprio da estrutura enquanto a protensão possibilita um controle de deformações. A utilização do CAR se destaca também em estruturas especiais como barreiras pré-fabricadas contra avalanches e de terra, túneis marinhos, plataformas marítimas, etc.

No Brasil a utilização de CAR se destaca na construção de pilares de altos edifícios como o E-tower em São Paulo e em obras de concreto protendido como o MASP (museu de artes de São Paulo), além de pontes e outras obras com necessidades particulares.

2.3 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CAR

2.3.1 Thorenfeldt *et al.* (1987)

A maior diferença entre o CRN e o CAR reside nas propriedades físicas e mecânicas dos materiais. A resistência à compressão é uma das propriedades mais importantes do concreto. Esta está ligada à estrutura interna deste material. Através de ensaios de compressão de corpos de prova, são obtidos dados que posteriormente são tratados numericamente obtendo diagramas tensão-deformação.

Thorenfeldt *et al.* (1987) obtiveram uma expressão para curva tensão-deformação do concreto aplicável a concretos de resistências variando de 15 a 125 MPa; a relação entre a tensão σ_c e a correspondente deformação ϵ_c , proposta por estes autores, é dada por:

$$\sigma_c = \sigma_c^{m\acute{a}x} \cdot \frac{n \cdot (\varepsilon_c / \varepsilon_c^{m\acute{a}x})}{n - 1 + (\varepsilon_c / \varepsilon_c^{m\acute{a}x})^{n \cdot k}} \quad (2.1)$$

onde: $\sigma_c^{m\acute{a}x}$ é a tensão máxima obtida no teste do cilindro padrão (15 cm x 30 cm); n é um fator de ajuste da curva de valor igual à $E_{ci} / (E_{ci} - E_{ct}')$; $\varepsilon_c^{m\acute{a}x}$ é a deformação no ponto de tensão máxima; k é um fator para controlar a inclinação dos trechos ascendente e descendente da curva tensão-deformação; E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial; $E_{ct}' = \sigma_c^{m\acute{a}x} / \varepsilon_c^{m\acute{a}x}$ é o módulo de elasticidade secante na tensão $\sigma_c^{m\acute{a}x}$;

Os quatro parâmetros $\varepsilon_c^{m\acute{a}x}$, E_{ci} , n e k podem ser obtidos diretamente da curva tensão-deformação do concreto se ela estiver disponível. Se não, estes valores podem ser calculados pelas equações apresentadas a seguir propostas por Collins e Mitchell (1991).

Para concretos de densidade normal, pode-se obter o valor de n pela seguinte expressão:

$$n = 0,8 + \frac{\sigma_c^{m\acute{a}x}}{17,2369} \quad (2.2)$$

O valor do parâmetro k pode ser obtido do seguinte modo:

Para $\varepsilon_c / \varepsilon_c^{m\acute{a}x} \leq 1$ (trecho ascendente), tem-se:

$$k = 1,0 \quad (2.3)$$

Para $\varepsilon_c / \varepsilon_c^{m\acute{a}x} > 1$ (trecho descendente), tem-se:

$$k = 0,67 + \frac{\sigma_c^{m\acute{a}x}}{62,0528} \geq 1,0 \quad (2.4)$$

O módulo de elasticidade inicial para concretos brasileiros, conforme apresentado na seção 4.4.1.3, pode ser estimado pelas Eqs. (4.9) e (4.10).

Sendo n , $\sigma_c^{m\acute{a}x}$ e E_{ci} conhecidos, a deformação no ponto de tensão máxima pode ser calculada por:

$$\varepsilon_c^{máx} = \frac{\sigma_c^{máx}}{E_{ci}} \cdot \frac{n}{n-1} \quad (2.5)$$

Em todas as equações apresentadas acima, os valores de $\sigma_c^{máx}$ e E_{ci} , estão em MPa.

Neste estudo o concreto será considerado como material não confinado.

A Fig. 2.1 apresenta os diagramas tensão-deformação obtidos pela Eq. (2.1) para diferentes resistências máximas a compressão medidas em corpos de prova que serão utilizadas nesta pesquisa de níveis de confiabilidade.

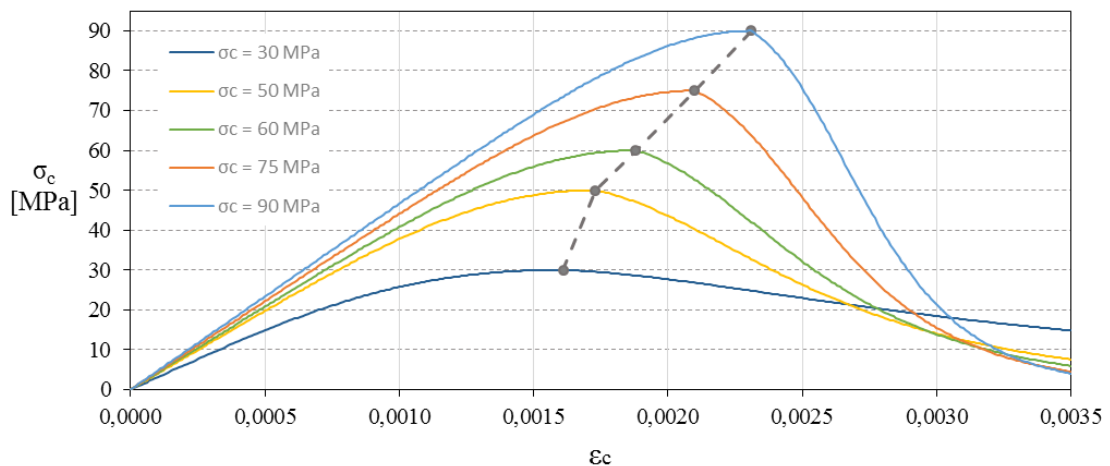


Figura 2.1. Curvas tensão-deformação para diferentes resistências à compressão do concreto. Thorenfeldt et al. (1987)

A diferença na estrutura interna do concreto é a responsável pela alteração na forma das curvas tensão-deformação. Antes mesmo da aplicação de cargas nos corpos de prova, já existem microfissuras na zona de interface entre a pasta e o agregado graúdo. No CAR o grau de fissuração é menor e o concreto tem uma ruptura frágil, sem plastificação.

No CRN, quando o carregamento se aproxima de 25% da resistência final, as fissuras da zona de transição aumentam de comprimento (isto significa que o gráfico tensão-deformação começa a se curvar). Próximo de 70% da resistência final, iniciam-se as fissuras na matriz, que se interligam com as da interface, formando um padrão de fissuração contínua. Ocorre uma propagação rápida da fissuração e a curva aumenta sua curvatura a uma razão crescente, até chegar à ruptura que corresponde ao pico da curva. O trecho após o pico é obtido reduzindo a força em uma prensa com deformação controlada (Aitcin, 2000). Na formulação

proposta por Thorenfeldt et al. (1987) para CAR o trecho descendente foi obtido de forma teórica e não de forma experimental, devido a dificuldades de obtenção.

No CAR a interface pasta agregado gráudo tem uma menor concentração de fissuras e o estágio da propagação rápida de fissuras começa aproximadamente com 85% ou mais da resistência final. A ruptura pode ocorrer no agregado gráudo ou na matriz. Os agregados não atuam como barreira para a fissuração, sendo rápida a ruptura. Devido a menor quantidade de fissuras, os trechos ascendentes e descendentes das curvas são mais inclinados à medida que o concreto apresenta maior resistência à compressão (Aïtcin, 2000).

Ainda das curvas, se observa:

- A resistência máxima ocorre para uma deformação entre 0,002 e 0,003;
- A inclinação inicial das curvas (módulo de elasticidade inicial) aumenta com o aumento da resistência à compressão do concreto;
- O trecho ascendente da curva tensão-deformação para os CRN se parece com uma parábola com seu vértice na tensão máxima. À medida que a resistência do concreto aumenta o trecho ascendente tende a apresentar maior linearidade;
- A deformação $\varepsilon_c^{máx}$ aumenta com o aumento da resistência do concreto, conforme indicado pela linha tracejada (ver Eq. (2.5));
- A inclinação da parte descendente da curva aumenta com o aumento da resistência do concreto.

Conforme demonstrado pelo digrama proposto por Thorenfeldt *et al.* (1987), a utilização de diagramas, tensão-deformação experimentais, envolve um grande número de variáveis. Para simplificar os procedimentos de cálculo/utilização, as normas de projeto de estruturas em concreto propõem diagramas tensão-deformação simplificados e/ou blocos de tensão equivalente.

2.3.2 ABNT NBR 6118:2014

A ABNT NBR 6118:2014 para tensões de compressão menores que $0,5f_c$, permite uma relação linear entre tensões e deformações, adotando-se para módulo de elasticidade o valor secante dado pela Eq. (4.11).

Para análises no estado limite último, são recomendados dois modelos para a resistência do concreto: o diagrama tensão-deformação idealizado (DTDI) e o bloco de tensões equivalentes (BTE).

2.3.2.1 Diagrama tensão-deformação idealizado (DTDI)

O DTDI é o diagrama proposto pela ABNT NBR 6118:2014 para tensões de compressão no concreto e apresenta um trecho curvo com uma função de ordem n limitado pela deformação ε_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) e um trecho constante com deformações de ε_{c2} a ε_{cu} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura). Para o trecho curvo (trecho I) a tensão no concreto é dada por:

$$\sigma_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (2.6)$$

onde f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto calculada conforme apresentado na seção 4.4.1.5.

Para o trecho constante (trecho II) a tensão no concreto é dada por

$$\sigma_c = 0,85 \cdot f_{cd} \quad (2.7)$$

A redução na resistência do concreto por um fator de 0,85 traz a seguinte interpretação (IBRACON, 2015):

- perda de resistência sob carga mantida (efeito Rusch), da ordem de 0,72;
- ganho da resistência com o tempo entre 28 dias e o final de vida da estrutura (para cimento tipo CP-I), da ordem de 1,23;
- coeficiente que corrige a influencia da forma do corpo-de-prova padrão 15 cm x 30 cm com relação à resistência da estrutura, da ordem de 0,96.

Os parâmetros ε_{c2} , ε_{cu} e n envolvidos na obtenção do DTDI são dados por:

$$\varepsilon_{c2} = 2\text{‰}, \text{ para C20 a C50} \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_{c2} = 2\text{‰} + 0,085\text{‰} (f_{ck} - 50)^{0,53}, \text{ para C55 a C90}$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}, \text{ para C20 a C50}$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6\text{‰} + 35\text{‰} \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4, \text{ para C55 a C90} \quad (2.9)$$

$$n = 2, \text{ para C20 a C50}$$

$$n = 1,4 + 23,4 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4, \text{ para C55 a C90} \quad (2.10)$$

As Figs. 2.2 e 2.3 apresentam o diagrama, respectivamente, de uma ideia geral do DTDI adotado pela ABNT NBR 6118:2014 e os diagramas das resistência características que serão avaliadas neste trabalho, obtidos pelas Eqs. (2.6) a (2.10).

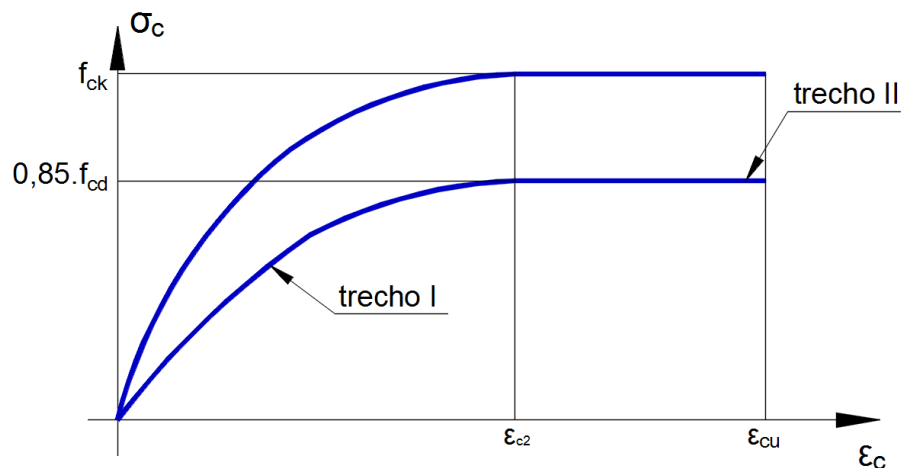


Figura 2.2. Diagrama tensão-deformação idealizado (DTDI) proposto pela ABNT NBR 6118:2014

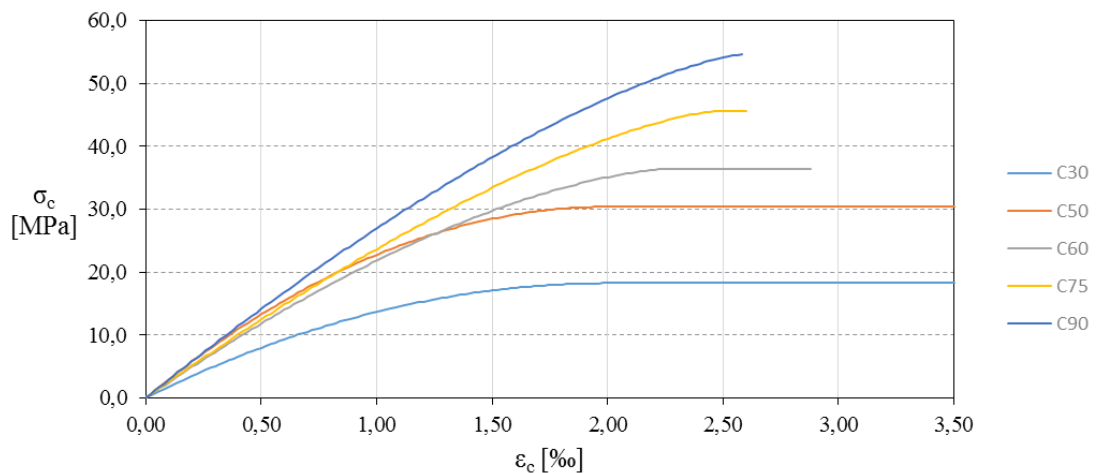


Figura 2.3. Diagramas tensão-deformação para C30, C50, C60, C75 e C90

2.3.2.2 Bloco de tensões equivalente (BTE)

O BTE é uma simplificação do DTDI permitida pela ABNT NBR 6118:2014 que considera uma profundidade e tensão constante reduzidas de tal forma que os resultados sejam próximos aos obtidos pelo DTDI. Os BTE fornecem a resistência à compressão do concreto através de três variáveis: ϵ_{cu} sendo a deformação última no concreto, α_c como um parâmetro que reduz a resistência do concreto e λ como um parâmetro que reduz a profundidade do BTE com relação à posição da linha neutra (LN). Um esquema geral de funcionamento de BTE é mostrado na Fig. 2.4.

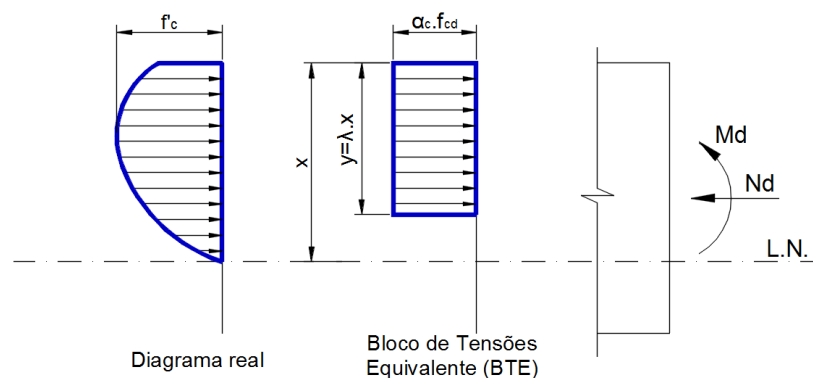


Figura 2.4. Bloco de tensões equivalente (BTE) proposto pela ABNT NBR 6118:2014

A ABNT NBR 6118:2014 permite em análises no ELU a substituição do DTDI pelo BTE com o formato dado pelas equações a seguir. Em casos cuja largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminui a partir desta para a borda comprimida, a tensão é dada por:

$$\sigma_c = \alpha_c \cdot f_{cd} \quad (2.11)$$

Em casos contrários:

$$\sigma_c = 0,9 \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \quad (2.12)$$

sendo α_c definido como:

$$\alpha_c = 0,85, \text{ para C20 a C50}$$

$$\alpha_c = 0,85 \cdot \left(1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \right), \text{ para C55 a C90} \quad (2.13)$$

O parâmetro λ é dado por:

$$\lambda = 0,8, \text{ para C20 a C50}$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}, \text{ para C55 a C90} \quad (2.14)$$

2.3.3 Normas internacionais e outros autores

Diversos autores e normas internacionais propõem parâmetros diferentes para a obtenção do BTE que conduzam a um conjunto de valores, força normal e momento fletor, similares aos obtidos usando as curvas tensão-deformação experimentais. A Tab. 2.1 apresenta os parâmetros α_c , λ e ε_{cu} para diferentes normas e autores. Foi utilizado aqui, exceto onde indicado contrário, notação diferente das normas originais para compatibilização com a notação utilizada pela ABNT NBR 6118:2014.

São apresentados os parâmetros para: Eurocode EN 1992-1-1:2004, ACI 318:2014, NZS 3101:1:2006, CSA A23.3 – 04, Ibrahim e MacGregor (1997) e Ozbakkaloglu e Saatcioglu (2004). Ressalta-se aqui que o termo f'_c aparece frequentemente em documentos técnicos internacionais e pode assumir dois significados distintos. O primeiro significado é a tensão de pico da curva tensão-deformação obtida no teste do cilindro padrão. Por outro lado, pode também representar a resistência do concreto especificada em projeto (similar à resistência característica f_{ck} usada na ABNT NBR 6118:2014).

Tabela 2-1. Parâmetros de blocos de tensões equivalente para diferentes normas e autores

Norma	Intervalo	α_c	λ	ϵ_{cu}
Eurocode EN 1992-1-1:2004	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	1,0	0,8	0,0035
	$50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$	$1,0 - (f_{ck} - 50)/200$	$0,8 - (f_{ck} - 50)/400$	$0,0026 + 0,035 \cdot [(90 - f_{ck}) / 100]^4$
ACI 318:2014	$17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa}$		0,85	
	$28 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa}$	0,85	$0,85 - \frac{0,05 \cdot (f'_c - 28)}{7}$	0,003
	$f'_c \geq 55 \text{ MPa}$		0,65	
NZS 3101:1:2006	$f'_c \leq 30 \text{ MPa}$	0,85	0,85	
	$30 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa}$	0,85	$0,85 - 0,008 \cdot (f'_c - 30) \geq 0,65$	0,003
	$f'_c \geq 55 \text{ MPa}$	$0,85 - 0,004 \cdot (f'_c - 55) \geq 0,75$	$0,85 - 0,008 \cdot (f'_c - 30) \geq 0,65$	

Continuação da Tabela 2-1. Parâmetros de blocos de tensões equivalente para diferentes normas e autores

Norma	Intervalo	α_c	λ	ϵ_{cu}
CSA A23.3 – 04		$(0,85 - 0,0015 \cdot f'_c) \geq 0,67$	$(0,97 - 0,0025 \cdot f'_c) \geq 0,67$	0,0035
Ibrahim e MacGregor (1997)		$(0,85 - 0,00125 \cdot f'_c) \geq 0,725$	$(0,95 - 0,0025 \cdot f'_c) \geq 0,70$	0,003
Ozbakkaloglu e Saatcioglu (2004)	$f'_c \leq 30 \text{ MPa}$	0,85	0,85	0,0036 $\leq 0,0036$ $- (f'_c - 30) \cdot 10^{-5}$ $\leq 0,0027$
	$30 \text{ MPa} < f'_c < 130 \text{ MPa}$	$0,85 - 0,0014 (f'_c - 30) \geq 0,72$	$0,85 - 0,0020 (f'_c - 30) \geq 0,67$	

A Fig. 2.5 apresenta a variação do parâmetro α_c com a resistência do concreto. Observa-se que são adotados ajustes diferentes para cada norma. A ABNT NBR 6118:2014 apresenta os menores valores de α_c para concretos com resistência superior a 80MPa.

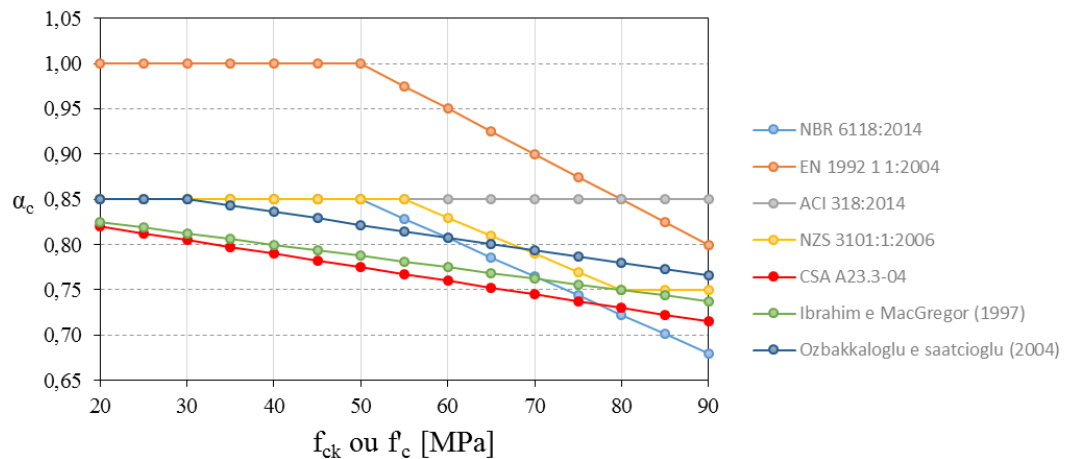


Figura 2.5. Variação do parâmetro α_c para diferentes normas e autores

A Fig. 2.6 apresenta a variação do parâmetro λ com a resistência do concreto para as mesmas fontes citadas anteriormente. A ABNT NBR 6118:2014 e o EN 1992-1-1:2004 apresentam os mesmos valores de λ . A CSA A23.3-04 que apresenta a maior redução da tensão resistente através do parâmetro α_c apresenta a menor redução na profundidade, λ , no bloco de tensões.

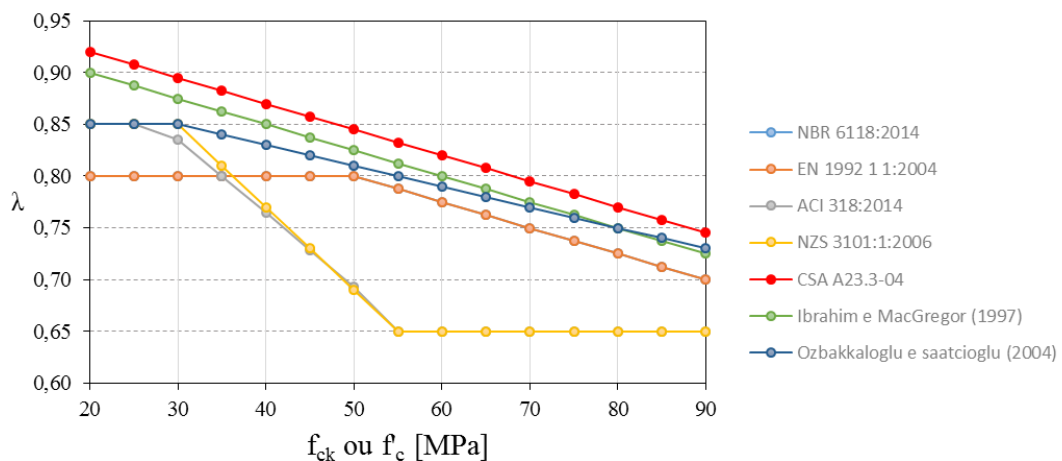


Figura 2.6. Variação do parâmetro λ para diferentes normas e autores

A Fig. 2.7 apresenta a deformação última no concreto (ϵ_{cu}) com a variação na resistência do concreto para diferentes normas. A ABNT NBR 6118:2014 e o EN 1992-1-1:2004 apresentam os mesmos valores. ACI 318:2014, NZS 3101:1:2006 e Ibrahim e MacGregor (1997) também apresentam os mesmos valores. Observa-se que ABNT NBR 6118:2014,

EN 1992-1-1:2004 e Ozbakkaloglu e Saatcioglu (2004) dentre os modelos analisados são os únicos que apresentam variação de ϵ_{cu} com a variação da resistência do concreto.

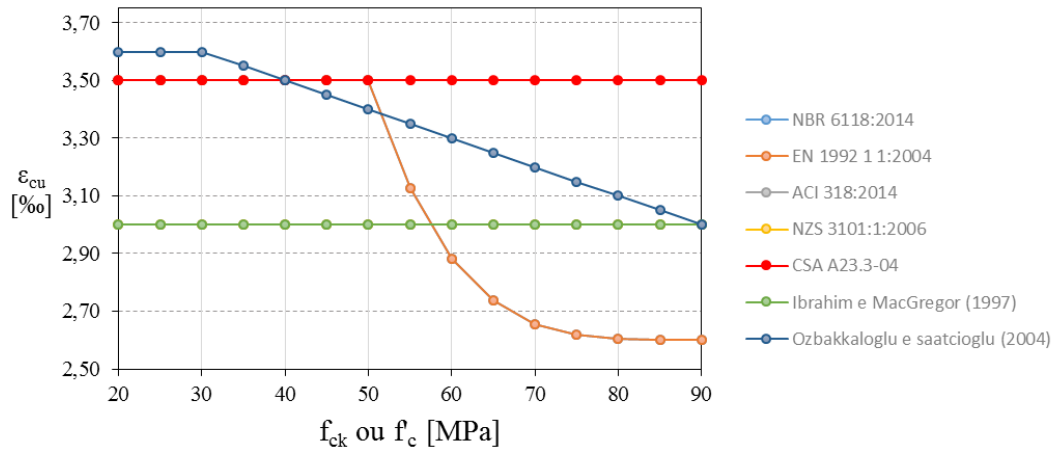


Figura 2.7. Variação da deformação última no concreto para diferentes normas e autores

Sobre os ajustes propostos pelo ACI 318:2014, MacGregor e Wight (2005) afirmam que para pilares de concreto com resistência, f'_c , até aproximadamente 41 MPa, os parâmetros impostos são bastante satisfatórios quando comparados com resultados experimentais. Porém, para pilares com pequena excentricidade do carregamento e com a resistência do concreto, f'_c , maior que 41 MPa, o momento resistente previsto tende a ser superestimado. Isto é causado porque λ foi assumido como um valor que é menor que os obtidos em testes, daí o braço de alavanca do momento interno da força de compressão no concreto é maior que o real. Se λ é pequeno, o braço de alavanca do momento será grande e o momento resistente previsto será superestimado.

Para validar o bloco de tensões proposto, Ozbakkaloglu e Saatcioglu (2004) compararam os resultados obtidos com valores obtidos em testes experimentais para os pares de valores, força normal e momento fletor. Eles também compararam o diagrama de interação obtido pelo bloco proposto com os obtidos pelos blocos propostos pelo ACI 318:2014, CSA A23.3 (2004) e Ibrahim e MacGregor (1997). Estes autores concluíram que o bloco de tensões por eles proposto apresenta bons resultados para pilares sob carregamentos centrados ou excêntricos, para concretos na faixa de 20 a 130 MPa.

Os diagramas tensão-deformação idealizado e os blocos de tensões equivalente são modelos aproximados da real resistência do concreto que se ajustam de diferentes formas em diferentes situações de carregamentos. Alguns modelos podem melhor se ajustar ao comportamento do

concreto submetido à compressão centrada enquanto outros apresentam melhor ajuste em casos de flexão composta (normal ou oblíqua) ou ainda de flexão simples. Não é possível através de uma análise simplificada dos valores propostos uma afirmação sobre quais normas tendem a ser mais ou menos conservadoras, sendo possível apenas através da confiabilidade estrutural analisar a adequabilidade do modelo adotado.

2.4 RESUMO DO CAPÍTULO

Neste capítulo, são apresentados para os concretos de alta resistência (CAR): a definição, o emprego, o diagrama tensão-deformação baseado em resultados experimentais obtido por Thorenfeldt *et al.* (1987) e os diagramas tensão-deformação propostos pela ABNT NBR 6118:2014 e por diversas normas internacionais.

Foi mostrado, na seção 2.1, a dificuldade temporal e de localização geográfica na definição dos limites inferior e superior para o CAR. Ficou definido, para este trabalho, a definição de CAR aqueles concretos com resistência característica à compressão entre 55 e 90 MPa.

Na seção 2.2, são apresentados os locais onde o emprego do CAR se torna vantajoso e competitivo perante outros materiais ou o CRN.

A seção 2.3 apresenta o diagrama tensão-deformação obtido por Thorenfeldt *et al.* (1987) a partir de resultados experimentais (seção . 2.3.1). A seguir são apresentados o diagrama tensão-deformação idealizado (DTDI) e o bloco de tensões equivalente (BTE) propostos pela ABNT NBR 6118:2014 (seção 2.3.2). O bloco de tensões equivalente de outras normas de projeto de concreto e de outros autores é mostrado na seção 2.3.3. Nesta seção, são feitas comparações com valores adotados por normas de projeto de estruturas de concreto de outros países, mostrando como um mesmo material pode ter diferentes modelos de cálculo e consequentemente diferentes índices de confiabilidade, necessitando que cada norma tenha seus próprios estudos de confiabilidade.

Na obtenção dos níveis de confiabilidade no projeto de pilares curtos, serão utilizados o diagrama tensão-deformação de Thorenfeldt *et al.* (1987), o DTDI e o BTE propostos pela ABNT NBR 6118:2014.

3

CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

3.1 INTRODUÇÃO

A segurança do elemento: “suprimento maior que demanda”; ou em um aspecto estrutural: “resistência maior que solicitação”, é o principal objetivo do projeto de estruturas. Sabe-se que, ao realizar o ensaio em um laboratório da resistência à compressão de um lote de pilares moldados com as mesmas características não serão obtidos sempre os mesmos resultados. Isso porque as propriedades dos materiais, da seção transversal, dos equipamentos do laboratório, etc., não são determinísticas, mas sim possuem uma probabilidade de assumir aquele valor. Nas estruturas, as variáveis presentes em um pilar são ainda maiores, pois as ações a que este elemento está sujeito possuem diferentes origens (peso próprio, sobrecarga, vento, etc.) com comportamentos distintos.

Sendo a resistência e a solicitação variáveis aleatórias, dependentes de muitas outras variáveis aleatórias, o projeto de pilares não deve ser realizado de maneira determinística, mas sim probabilística. A confiabilidade estrutural se torna necessária na determinação de probabilidades de falha aceitáveis. No caso de normas de projeto no formato dos estados limites, a confiabilidade provê a calibração dos coeficientes de majoração e minoração das ações e resistências, respectivamente.

3.2 NÍVEIS DOS MÉTODOS DE CONFIABILIDADE

Devido à grande variedade de idealizações nos modelos de confiabilidade estrutural e às várias maneiras de combinar estas idealizações de modo a adequá-las a um tipo de dimensionamento, uma classificação dos métodos de confiabilidade faz-se necessária. Os métodos de confiabilidade estrutural são divididos em níveis, de acordo com a quantidade de

informação usada e disponível sobre o problema estrutural. (Madsen *et al*, 1986; Galambos, 1992; Diniz, 2006; Diniz, 2008).

O princípio de um método de confiabilidade tem sua justificação em termos de outro de nível mais elevado. Então um método de nível I pode ser justificado no nível II, no qual o nível I resulte em índices de confiabilidade próximos a um valor objetivo, pré-estabelecido. Os parâmetros para um dado método são determinados por calibração para aproximar o nível mais elevado. Os métodos do nível I nas novas normas de dimensionamento são rotineiramente calibrados pelos métodos do nível II ou nível III (Madsen *et al*. 1986).

3.2.1 Nível 0: método das tensões admissíveis

São os métodos que usam o tradicional formato das tensões admissíveis. Neste método, não existe distinção entre as ações atuantes na estrutura (σ). A tensão admissível (σ_{adm}) é obtida pela redução da tensão limite (σ_{lim}) por um fator de segurança (FS). As relações entre as tensões são:

$$\sigma \leq \sigma_{adm} \tag{3.1}$$

$$\sigma_{adm} \equiv \frac{\sigma_{lim}}{FS}$$

O método das tensões admissíveis pode ser interpretado da seguinte forma:

- sob cargas de serviço a estrutura tem um comportamento elástico-linear;
- resistência e carregamento são incertos, mas é postulado que, um limite superior para o carregamento e um limite inferior para a resistência (valores característicos) podem ser estabelecidos.

Galambos (1982) apresenta objeções à utilização deste método, como:

- tensões e deformações nem sempre são lineares, por exemplo, a curva tensão-deformação do concreto é não-linear mesmo para baixas tensões;
- efeitos do tempo (fluência e retração do concreto), efeitos ambientais (umidade na resistência da madeira, corrosão de metais) e efeitos de taxa de carregamento introduzem não-linearidades no espaço e no tempo;

- efeito de carga e deformação nem sempre são lineares;
- comportamento carga-deformação pós-escoamento pode ser: dúctil, com grande ou pequena reserva de resistência, ou frágil;
- todas as cargas são assumidas como tendo a mesma variabilidade;
- a probabilidade de falha é desconhecida e o mesmo fator de segurança pode corresponder a distintas probabilidades de falha;
- a chance de exceder o estado limite de início da não-linearidade depende da variabilidade das cargas, dos materiais e do modelo de cálculo utilizado. A confiabilidade dos elementos dentro da estrutura ou de diferentes estruturas pode então variar consideravelmente;
- novos materiais de construção e técnicas de projeto podem demandar anos de testes até que um fator de segurança possa ser definido.

Estas e muitas outras objeções ao método das tensões admissíveis já eram, em sua maioria, conhecidas dos pesquisadores há décadas. Os esforços para desenvolver outro método de projeto que acomodaria estas objeções começaram na década de 30 na União Soviética e, na década de 40, na Inglaterra e nos Estados Unidos da América (Galambos, 1982). O método resultante é conhecido como Método dos Estados Limites.

3.2.2 Nível 1: método dos estados limites

No sentido de minorar as objeções relativas ao método das tensões admissíveis, foi desenvolvido o método dos estados limites (ou “Load and Resistance Factor Design” – LRFD). Um estado limite é uma condição onde a estrutura ou elemento estrutural torna-se inadequado para desempenhar a função proposta. No Método dos Estados Limites, o projeto estrutural começará com a verificação da resistência última, seguida da verificação do estado limite de utilização.

A ideia central deste critério é que as resistências devem ser minoradas transformando-se em uma resistência de projeto (R_d) e as ações devem ser majoradas transformando-se em uma solicitação de projeto (S_d), ou seja, é empregado um valor de coeficiente para cada parâmetro “incerto”. A verificação estrutural é realizada por:

$$S_d \leq R_d \tag{3.2}$$

A resistência de projeto pode ser expressa de diversas maneiras, destacando-se as seguintes formas:

$$R_d = \phi R_n(f_c, f_y, \dots) \quad (3.3)$$

$$R_d = R(f_c/\gamma_c, f_y/\gamma_s, \dots) \quad (3.4)$$

onde ϕ é um fator de minoração da resistência R_n ; R_n é a resistência nominal do elemento estrutural; γ_c é o fator de minoração da resistência do concreto (f_c) e γ_s é o fator de minoração da resistência do aço (f_y).

O formato descrito na Eq. (3.3) usa fatores de minoração de resistência para cada tipo de solicitação. A vantagem principal deste formato é levar em consideração a variabilidade entre modelos de dimensionamento e o efeito do modo de falha do componente estrutural na seleção de ϕ . A desvantagem é que ϕ não é aplicado diretamente às fontes de incerteza (resistência do material, dimensões, etc.), como resultado, fica mais difícil manter um nível constante de confiabilidade nas diversas situações de projeto (Ellingwood *et al.* 1982). Este formato é adotado pelo código de projeto americano de estruturas em concreto (ACI 318M-14).

No formato descrito pela Eq. (3.4), fatores de minoração de resistência são aplicados a cada material para se determinar a resistência nominal. A vantagem deste formato é que os fatores de minoração de resistência são aplicados diretamente às fontes de incerteza, tornando mais fácil manter um nível constante de confiabilidade para muitas situações de projeto. A desvantagem é que a variabilidade entre modelos de dimensionamento, o efeito do modo de falha e a importância do componente estrutural não são levados em conta (Ellingwood *et al.* 1982). A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 e a europeia EN 1992-1-1 de projeto de estruturas de concreto adotam este formato.

A forma para obtenção da solicitação de projeto (S_d) também difere de norma para norma. Os critérios utilizados pela ABNT NBR 6118:2014 e pela ABNT NBR 8681:2003 para a obtenção de S_d são apresentados na seção 4.7.

O método dos estados limites também é conhecido como método semi-probabilístico. Os fatores de majoração de cargas e minoração de resistência são ajustados de tal maneira a se

obter uma probabilidade de falha P_f considerada aceitável para uma determinada classe de estruturas. O processo de ajuste dos fatores é conhecido como calibração de norma.

3.2.3 Nível 2: Métodos do índice de confiabilidade

Estes métodos empregam dois valores para cada parâmetro “incerto” (usualmente média e variância) e uma medida da correlação entre parâmetros (usualmente covariância). Nos projetos realizados por este método, a condição a seguir deve ser atendida:

$$\beta \geq \beta_{admissível} \quad (3.5)$$

Na calibração de normas a seguinte condição deve ser procurada:

$$\beta \cong \beta_{objetivo} \quad (3.6)$$

onde β é o índice de confiabilidade que pode ser obtido por métodos como FOSM, aFOSM, entre outros; $\beta_{admissível}$ é o índice de confiabilidade admissível e $\beta_{objetivo}$ é o índice de confiabilidade considerado como objetivo para determinado elemento estrutural.

Valores recomendados de $\beta_{objetivo}$ serão apresentados na seção 3.4.

3.2.4 Nível 3: métodos da probabilidade de falha

Métodos que empregam a probabilidade de falha da estrutura ou componente estrutural como medida de sua confiabilidade. Além dos dois parâmetros incertos necessários para os métodos de nível 2, é requerida a função densidade de probabilidade das variáveis básicas. Nos projetos realizados por estes métodos, a condição a seguir deve ser atendida:

$$P_f \leq P_f^{admissível} \quad (3.7)$$

Na calibração de normas através deste nível, a seguinte condição deve ser procurada:

$$P_f \cong P_f^{objetivo} \quad (3.8)$$

onde P_f é a probabilidade de falha que pode ser obtida por métodos como o FORM, simulação de Monte Carlo, entre outros; $P_f^{admissível}$ é a probabilidade de falha considerada como

admissível e P_f^{objetivo} é a probabilidade de falha considerada como objetivo para determinado elemento estrutural.

Valores recomendados de P_f^{objetivo} serão apresentados na seção 3.4.

3.2.5 Nível 4: métodos que envolvem risco explicitamente

Os métodos deste nível apresentam o produto das probabilidades de falha e consequências para todos os possíveis modos de falha, ou seja, uma análise explícita do risco associado na avaliação dos custos do ciclo de vida da estrutura. O custo total é dado por:

$$C_{total} = C_{inicial} + C_{inspeção} + C_{manutenção} + \sum (P_{falha})_i x (c_{falha})_i \quad (3.9)$$

3.3 MÉTODOS DE ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

Diversos métodos são propostos para o cálculo do índice de confiabilidade e da probabilidade de falha de um componente estrutural. A ISO 2394:2015 (Princípios gerais para a confiabilidade de estruturas) recomenda como métodos para o cálculo da probabilidade de falha de problemas onde o tempo não é variável, a utilização de métodos analíticos como o FORM, SORM, a simulação de Monte Carlo ou ainda a integração numérica.

3.3.1 Problema básico da confiabilidade

O problema básico da confiabilidade estrutural se encontra na verificação que a força resistente R seja maior do que a força solicitante S ao longo da vida útil da estrutura. Devido às incertezas na determinação das resistências e das solicitações, a confiabilidade só pode ser tratada em termos probabilísticos, ou seja, $P(R > S)$ (Diniz, 2008).

Para R e S variáveis aleatórias contínuas e estatisticamente independentes, com distribuições de probabilidade conhecidas, a probabilidade de falha P_f é dada pela expressão (Ang e Tang, 1990):

$$P_f = P(R < S) = \int_0^{\infty} F_R(s) f_S(s) ds \quad (3.10)$$

onde $F_R(s)$ é a função acumulada da variável R e $f_S(s)$ é a função densidade de probabilidade da variável S . Como mostra a Fig. 3.1, a probabilidade de falha está associada à região de sobreposição das curvas $f_R(r)$ e $f_S(s)$. Observa-se que a região de sobreposição depende das posições relativas de $f_R(r)$ e $f_S(s)$, ou seja, mantidas as posições das médias e aumentando a dispersão ou mantidas as dispersões e aproximando as médias, P_f aumenta.

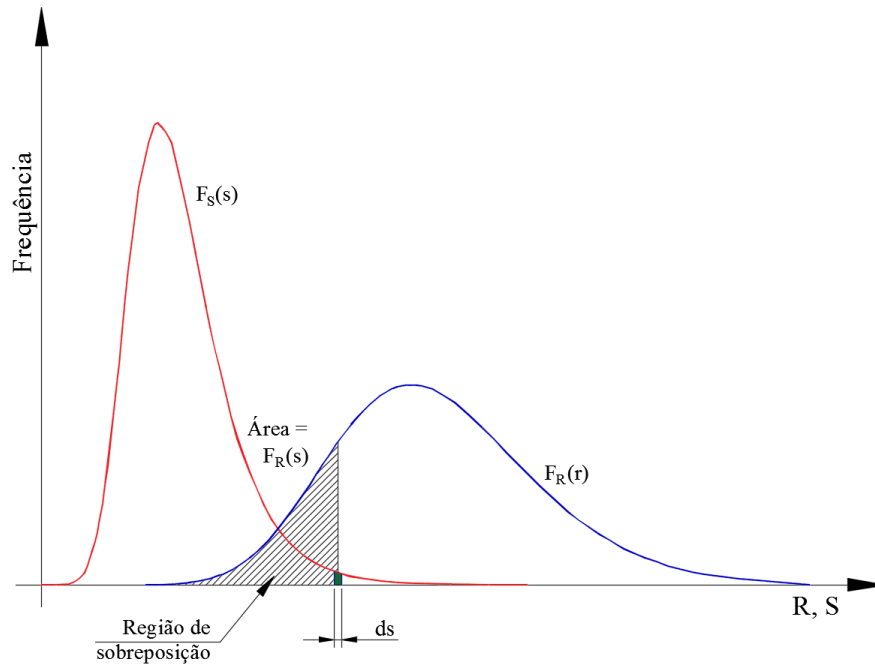


Figura 3.1. Função densidade de probabilidade $f_R(r)$ e $f_S(s)$ e interpretação da Eq. (3.10)

A variável M , onde $M = R - S$, é conhecida como “margem de segurança”. Dado que R e S são variáveis aleatórias, M também é uma variável aleatória com função densidade de probabilidade $f_M(m)$. A falha ocorrerá se M for negativo ($M < 0$). Para R e S estatisticamente independentes e seguindo distribuições normais, M também terá distribuição normal com média μ_M e desvio padrão σ_M dados por:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (3.11)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (3.12)$$

onde μ_R e σ_R , μ_S e σ_S são média e desvio padrão das variáveis R e S , respectivamente. Nesse caso a P_f pode ser obtida de forma exata por:

$$P_f = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (3.13)$$

Na Eq. (3.13), Φ é a função distribuição acumulada da variável normal padrão, e β :

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3.14)$$

Esta probabilidade de falha é dada pela área hachurada da Fig. 3.2 onde se observa que o índice de confiabilidade β pode ser interpretado como a distância em termos do número de desvios padrão entre a média μ_M e a condição limite dada por $M = 0$.

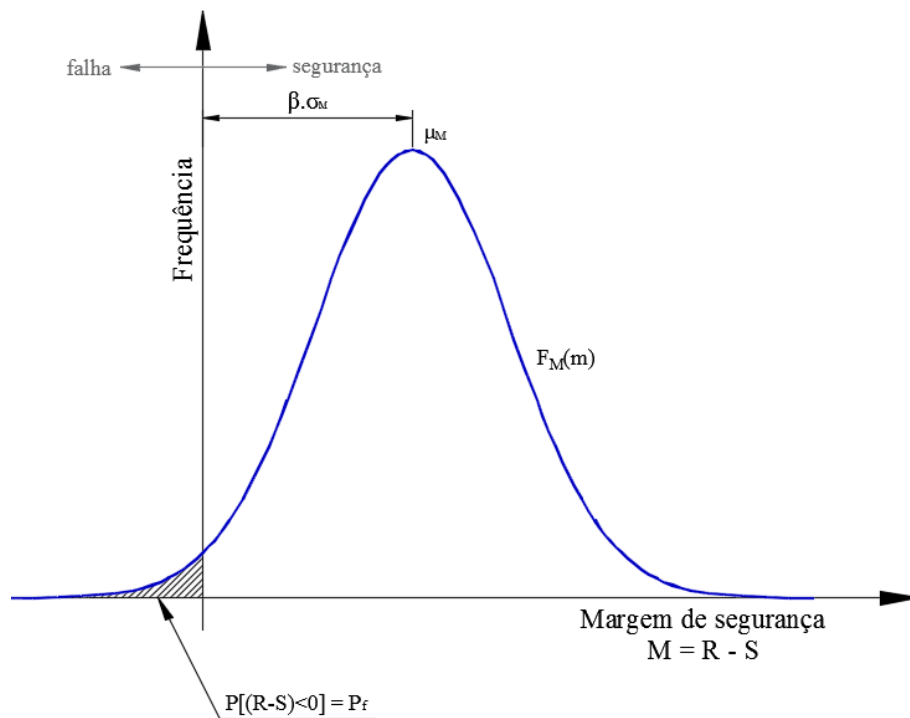


Figura 3.2. Função densidade de probabilidade da margem de segurança, probabilidade de falha e índice de confiabilidade (Ang e Tang, 1990)

3.3.2 Primeira ordem e segundo momento (First Order Second Moment – FOSM)

O cálculo da probabilidade de falha requer o conhecimento das distribuições $f_X(x)$ e $f_Y(y)$, ou da distribuição conjunta $f_{X,Y}(x,y)$. Na prática, esta informação nem sempre está disponível ou é de difícil obtenção. Frequentemente, as informações disponíveis podem ser suficientes apenas para avaliar o primeiro e segundo momentos; isto é, a média e a variância das

respectivas variáveis aleatórias (e as covariâncias entre pares de variáveis). Nestes casos, uma medida prática da confiabilidade, baseada apenas nos dois primeiros momentos, deve ser desenvolvida. A seguir será apresentada a formulação conhecida na literatura como método de análise de confiabilidade de primeira ordem e segundo momento (First Order Second Moment, FOSM).

De uma forma mais geral R e S podem ser funções de várias variáveis aleatórias $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$. A função de desempenho da estrutura pode ser definida como:

$$g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3.15)$$

Entende-se então que: $g(\mathbf{X}) > 0$: região de segurança do sistema; $g(\mathbf{X}) = 0$: estado limite; do sistema; $g(\mathbf{X}) < 0$: região de falha do sistema.

Geometricamente, a equação do estado limite, $g(\mathbf{X}) = 0$, é uma superfície n -dimensional, denominada “superfície de falha”. Em um lado desta superfície está a região de segurança, $g(\mathbf{X}) > 0$, enquanto do outro lado, a região de falha, $g(\mathbf{X}) < 0$.

Considerando-se um problema definido por n variáveis de projeto estatisticamente independentes, então as variáveis reduzidas são representadas por:

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (3.16)$$

Neste caso, a equação do estado limite em função das variáveis reduzidas torna-se:

$$g(\sigma_{X_1} \cdot X'_1 + \mu_{X_1}, \sigma_{X_2} \cdot X'_2 + \mu_{X_2}, \dots, \sigma_{X_n} \cdot X'_n + \mu_{X_n}) = 0 \quad (3.17)$$

A Fig. 3.3 apresenta a região de segurança e a região de falha no espaço das variáveis reduzidas para duas variáveis reduzidas, X'_1 e X'_2 . Através desta figura, pode ser observado que, quando a superfície de falha se aproxima ou se afasta da origem no espaço das variáveis reduzidas, a região de segurança (ou de falha) aumenta (ou diminui) correspondentemente. Shinozuka (1983) destacou que o ponto na superfície de falha com a menor distância à origem no espaço das variáveis reduzidas é o ponto mais provável de falha (PMPF). Assim esta distância mínima pode ser usada como uma medida da confiabilidade. Observa-se que a

superfície de falha é aproximada por uma reta (aproximação de primeira ordem) que intercepta a real superfície de falha no PMPF.

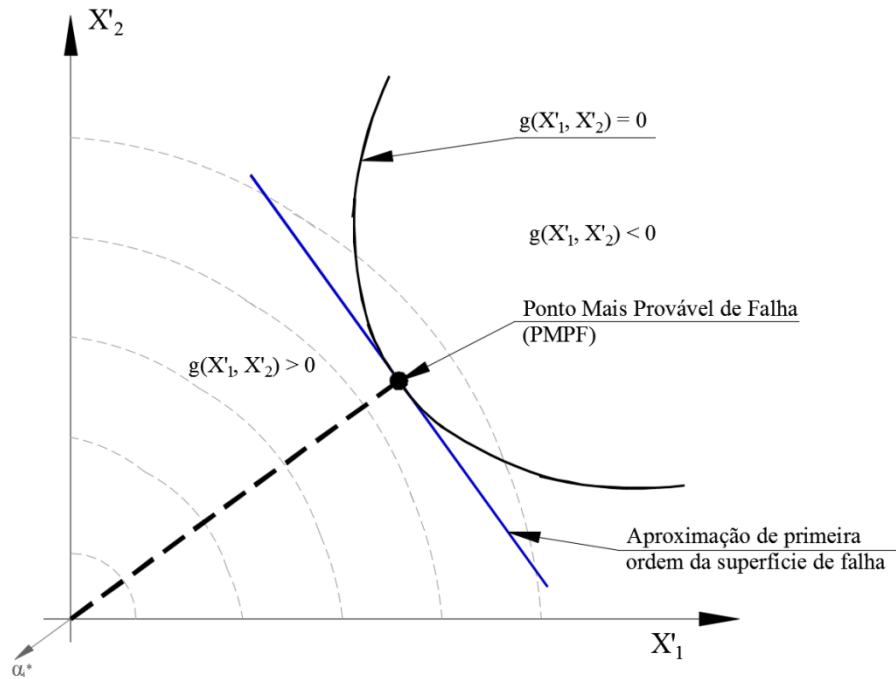


Figura 3.3. Região de segurança e região de falha no espaço das variáveis reduzidas (para duas variáveis reduzidas)

A distância de um ponto $\mathbf{X}' = (X'_1, X'_2, \dots, X'_n)$ à origem no espaço das variáveis reduzidas é dada por:

$$d = \sqrt{X_1'^2 + X_2'^2 + \dots + X_n'^2} = (\mathbf{X}'^T \mathbf{X}')^{1/2} \quad (3.18)$$

O índice de confiabilidade, β , ou seja a distância do ponto de projeto $\mathbf{X}' = (X'_1, X'_2, \dots, X'_n)$ à origem no espaço das variáveis reduzidas é a solução do problema de minimização da função d , sujeita à restrição $g(\mathbf{X}) = 0$. Usando-se o método dos multiplicadores de Lagrange (λ é o multiplicador de Lagrange), tem-se:

$$L = d + \lambda g(\mathbf{X}) = (\mathbf{X}'^T \mathbf{X}')^{1/2} + \lambda g(\mathbf{X}) \quad (3.19)$$

Na forma escalar tem-se:

$$L = \sqrt{X_1'^2 + X_2'^2 + \dots + X_n'^2} + \lambda g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3.20)$$

Derivando a equação acima em relação a X'_i e ao multiplicador de Lagrange λ , obtém-se um sistema de $n+1$ equações com $n+1$ incógnitas.

$$\frac{\partial L}{\partial X'_i} = \frac{X'_i}{\sqrt{X_1'^2 + X_2'^2 + \dots + X_n'^2}} + \lambda \frac{\partial g}{\partial X'_i} = 0 \quad (3.21)$$

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda} = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (3.22)$$

A solução do sistema de equações acima fornece o ponto mais provável de falha (x_1^* , x_2^* , ..., x_n^*).

Pode-se demonstrar que o índice de confiabilidade, β , é dado por (Ang e Tang, 1990):

$$\beta = \frac{-\mathbf{G}^{*T} \mathbf{X}^*}{(\mathbf{G}^{*T} \mathbf{G}^*)^{1/2}} \quad (3.23)$$

onde \mathbf{G} é o vetor gradiente dado por:

$$\mathbf{G} = \left(\frac{\partial g}{\partial X'_1}, \frac{\partial g}{\partial X'_2}, \dots, \frac{\partial g}{\partial X'_n} \right) \quad (3.24)$$

e \mathbf{G}^* é o vetor gradiente no ponto mais provável de falha (x_1^* , x_2^* , ..., x_n^*). Na forma escalar, a Eq. (3.23) pode ser representada como:

$$\beta = \frac{-\sum x_i^* \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)^*}{\sqrt{\sum \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)^2}} \quad (3.25)$$

O ponto mais provável de falha também pode ser dado pela expressão (Ang e Tang, 1990):

$$\mathbf{X}^* = \frac{-\mathbf{G}^* \beta}{(\mathbf{G}^{*T} \mathbf{G}^*)^{1/2}} \quad (3.26)$$

Na forma escalar, o ponto mais provável de falha é dado por:

$$x_i^* = -\alpha_i \beta \quad (3.27)$$

onde α_i^* é o cosseno diretor em relação ao eixo x_i^* e é dado por:

$$\alpha_i^* = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)^*}{\sqrt{\sum \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)^2}} \quad (3.28)$$

3.3.3 Método de confiabilidade de primeira ordem (First Order Reliability Method – FORM)

Conforme visto anteriormente, o FOSM usa apenas informações relativas ao primeiro e segundo momentos das variáveis envolvidas; isto é, a média e a variância das respectivas variáveis aleatórias (e as covariâncias entre pares de variáveis). Assim, a medida de confiabilidade obtida através deste procedimento é o índice de confiabilidade β .

Quando são conhecidas as funções de distribuição das variáveis envolvidas no problema, é possível a obtenção da probabilidade de falha p_f e de índices de confiabilidades mais exatos que os obtidos via FOSM.

No caso de variáveis básicas normais, estatisticamente independentes e função de desempenho linear, pode-se mostrar (Ang e Tang, 1990) que a probabilidade de falha pode ser calculada de forma exata a partir do índice de confiabilidade β definido em (3.23) e (3.25), ou seja:

$$P_f = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (3.13)$$

Para os casos onde as variáveis seguem distribuições não normais, deve-se buscar uma distribuição normal equivalente no PMPF. Nos casos em que as variáveis são correlacionadas deve-se também buscar distribuições equivalentes às originais que se comportem como estatisticamente independentes no PMPF. Nestes casos, a probabilidade de falha é calculada de forma aproximada através de procedimentos iterativos (Ang e Tang, 1990).

3.3.3.1 Algoritmo de Rackwitz e Fiessler (1978)

Para os casos em que a função de desempenho é não-linear, ou seja, a função de desempenho não tem a forma $R - S$, a avaliação da probabilidade de falha geralmente é complexa (Ang e Tang, 1990). Nestes casos, pode-se utilizar o algoritmo descrito a seguir para solução dos problemas (Rackwitz e Fiessler, 1978):

- (1) Assume-se x_i^* e obtém-se $x'_i = \frac{x_i^* - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}}$;
- (2) Calcula-se $\left(\frac{\partial g}{\partial X'_i}\right)_*$ e α_i^* ;
- (3) Obtém-se $x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i^* \beta \sigma_{x_i}$;
- (4) Substitui-se x_i^* em $g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0$ e calcula-se β ;
- (5) Usando-se o β obtido no item (4), recalcula-se $x'_i = -\alpha_i \beta$;
- (6) Repetem-se os itens de (2) à (5) até que a convergência seja alcançada.

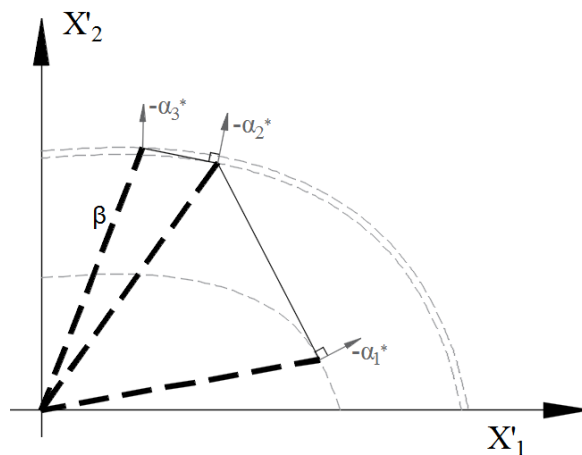


Figura 3.4. Busca do ponto mais provável de falha através do algoritmo de Rackwitz e Fiessler

3.3.4 Método de confiabilidade de segunda ordem (Second Order Reliability Method – SORM)

Vários métodos têm sido sugeridos para aumentar a precisão dos cálculos do método FORM, ou seja, melhorar a determinação do PMPF, do índice de confiabilidade e da probabilidade de falha, de modo a fornecer um resultado mais preciso na estimativa da qualidade da aproximação. A ideia do SORM é similar à do FORM, porém aproxima a superfície de falha por uma hiperparabolóide e não por um hiperplano (em problemas que envolvem apenas duas variáveis aleatórias por uma parábola e por uma reta, respectivamente). Portanto, a diferença entre ambos consiste na aproximação feita para a superfície de falha no espaço reduzido, como ilustrado na Fig. 3.5.

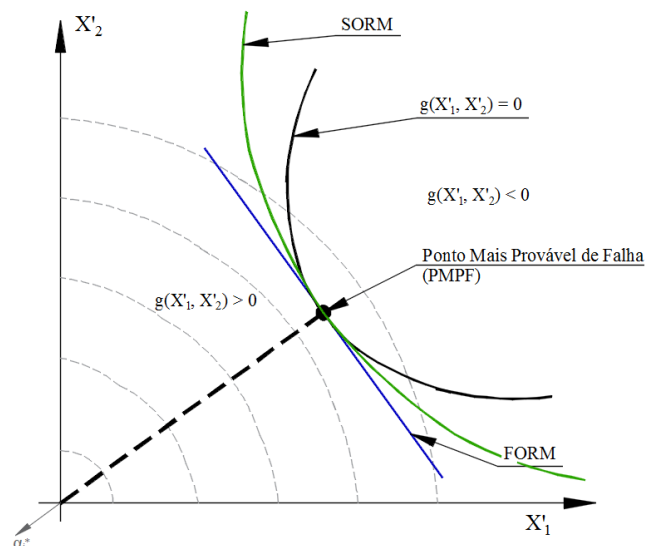


Figura 3.5. Comparação entre os métodos FORM e SORM

Estudos aprofundados sobre SORM e formas melhoradas/enriquecidas do SORM podem ser encontradas em Breitung (1984) e Tvedt (1990).

3.3.5 Simulação de Monte Carlo

A simulação de Monte Carlo envolve a repetição de um processo de simulação, usando em cada simulação um conjunto particular de valores das variáveis aleatórias geradas em conformidade com as correspondentes distribuições de probabilidade. Ao repetir o processo, uma amostra de realizações, cada uma correspondendo a um conjunto diferente de valores das variáveis aleatórias, é obtida. Uma amostra da simulação de Monte Carlo é semelhante a uma amostra de observações experimentais. A simulação de Monte Carlo é de especial interesse

em problemas que não possuem soluções analíticas fechadas, tal como na análise de confiabilidade de pilares em concreto armado via diagramas de interação $N; M$. Dois itens são necessários para a simulação de Monte Carlo:

- (1) uma relação determinística para descrever a resposta da estrutura;
- (2) as distribuições de probabilidades de todas as variáveis envolvidas no cálculo da resposta (Diniz, 2008).

Uma tarefa fundamental na simulação de Monte Carlo é a geração de valores apropriados das variáveis aleatórias (isto é, números aleatórios). O uso da simulação de Monte Carlo na avaliação do desempenho estrutural pode ser feito com os seguintes objetivos:

- obter as estatísticas (média, desvio padrão e tipo de distribuição) da resposta da estrutura em análise. Neste caso, primeiro uma amostra da resposta é obtida, em seguida, uma distribuição de probabilidade é ajustada aos dados da amostra e os parâmetros da distribuição são estimados;
- calcular a probabilidade de desempenho insatisfatório da estrutura para um dado estado limite. Neste caso, uma função de desempenho é estabelecida e uma amostra dos possíveis resultados é simulada. O número de desempenhos insatisfatórios é contado, e a probabilidade de falha é obtida pela taxa de desempenhos insatisfatórios.

3.3.5.1 Processo de geração de números aleatórios

Uma tarefa básica na simulação de Monte Carlo é a geração de números aleatórios segundo a distribuição de probabilidade prescrita. A geração automática de números aleatórios segundo uma distribuição de probabilidade específica pode ser feita a partir da geração de números aleatórios uniformemente distribuídos entre 0 e 1,0. Por transformações apropriadas, obtêm-se então os números aleatórios correspondentes à distribuição de probabilidade prescrita. Esta é a base do método conhecido como método da transformação inversa. Este método pode ser compreendido através da Fig. 3.6, onde U são números aleatórios com distribuição de probabilidade $F_U(u)$ e X é a variável aleatória com distribuição de probabilidade prescrita $F_X(x)$. Assim, se (u_1, u_2, \dots, u_n) é um conjunto de valores de U , o conjunto correspondente de números aleatórios para X é dado por:

$$x_i = F_X^{-1}(u_i) \quad (3.29)$$

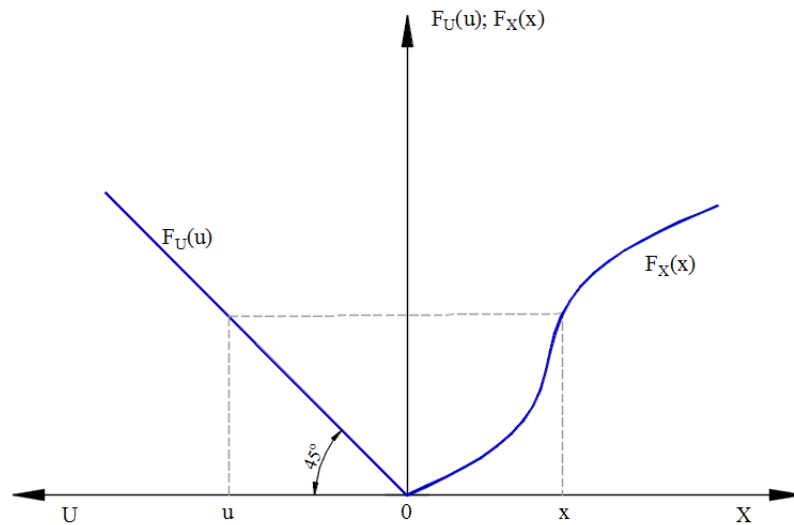


Figura 3.6. Relação entre u e x

Programas comerciais, como por exemplo, o *Matlab*, oferecem funções específicas para a geração de números aleatórios segundo diversos tipos de distribuição de probabilidade. A disponibilidade de tais funções facilitam em muito a implementação de procedimentos computacionais relativos à simulação de Monte Carlo. Para maiores detalhes, recomenda-se a consulta à documentação pertinente a tais programas.

3.3.5.2 Erro associado ao tamanho da amostra

A simulação de Monte Carlo é frequentemente usada para estimar a probabilidade de falha de um sistema. É desejável conhecer o erro sob uma probabilidade estimada, ou ainda, é desejável saber quantas simulações (tamanho da amostra) são requeridas para se obter certa segurança. Por aproximação da distribuição binomial com a distribuição normal, Shooman (1968) desenvolveu a seguinte expressão para o erro percentual:

$$\% \text{ erro} = 200 \sqrt{\frac{1 - P_f}{n \cdot P_f}} \quad (3.30)$$

Onde P_f é a probabilidade de falha estimada e n é o tamanho da amostra. Existe uma chance de 95% de que o erro percentual na probabilidade estimada esteja abaixo do valor obtida pela Eq.(3.30) . Por exemplo, supondo que em 100.000 simulações foi obtida uma probabilidade de falha igual a 0,00135, para esta probabilidade de falha a Eq.(3.30) fornece um erro

percentual de 17,2%, isto é, a probabilidade de falha esta compreendida no intervalo $0,00135 \pm 0,000232$. A Tab. 3.1 apresenta valores de erros associados ao tamanho da amostra para diferentes probabilidades de falha utilizando o número fixo de 100.000 simulações.

Tabela 3-1. Erro associado ao tamanho da amostra para 100.000 simulações

P_f	%erro (%)	Intervalo
6,5E-03	7,8	6,50E-03 \pm 5,08E-04
6,0E-03	8,1	6,00E-03 \pm 4,88E-04
5,5E-03	8,5	5,50E-03 \pm 4,68E-04
5,0E-03	8,9	5,00E-03 \pm 4,46E-04
3,5E-03	10,7	3,50E-03 \pm 3,74E-04
3,0E-03	11,5	3,00E-03 \pm 3,46E-04
2,5E-03	12,6	2,50E-03 \pm 3,16E-04
2,0E-03	14,1	2,00E-03 \pm 2,83E-04
5,0E-04	28,3	5,00E-04 \pm 1,41E-04
1,0E-04	63,2	1,00E-04 \pm 6,32E-05
7,5E-05	73,0	7,50E-05 \pm 5,48E-05
5,0E-05	89,4	5,00E-05 \pm 4,47E-05
2,5E-05	126,5	2,50E-05 \pm 3,16E-05
1,0E-05	200,0	1,00E-05 \pm 2,00E-05

3.3.6 Relação entre probabilidade de falha e índice de confiabilidade

Tradicionalmente, o índice de confiabilidade β é usado para representar o nível de confiabilidade de uma estrutura. Portanto, por uma questão histórica, por ser mais fácil de apresentar os resultados e por permitir uma comparação com valores existentes na literatura, o índice de confiabilidade β é frequentemente empregado independentemente do nível do método de confiabilidade usado, ou seja, se nível 2 ou nível 3.

A probabilidade de falha é a medida resultante da análise de confiabilidade via método de nível 3, isto é, quando as funções densidade de probabilidade das variáveis básicas são conhecidas e esta informação é usada na análise. Para que o índice de confiabilidade β possa ser calculado a partir da probabilidade de falha a Eq. (3.13) pode ser utilizada:

$$P_f = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (3.13)$$

A Tab. 3.1 apresenta alguns valores de P_f em função de β , e a figura 3.5 representa a variação P_f em função de β . É interessante notar a não-linearidade desta relação; pequenos incrementos

no índice de confiabilidade implicam em grandes reduções na probabilidade de falha correspondente.

Tabela 3-2. Valores do índice de confiabilidade β e suas probabilidades de falha P_f associadas

β	P_f	β	P_f	β	P_f
0,00	5,00E-01	2,75	2,98E-03	3,75	8,84E-05
1,00	1,59E-01	3,00	1,35E-03	4,00	3,17E-05
2,00	2,28E-02	3,25	5,77E-04	4,25	1,07E-05
2,50	6,21E-03	3,50	2,33E-04	4,30	8,54E-06

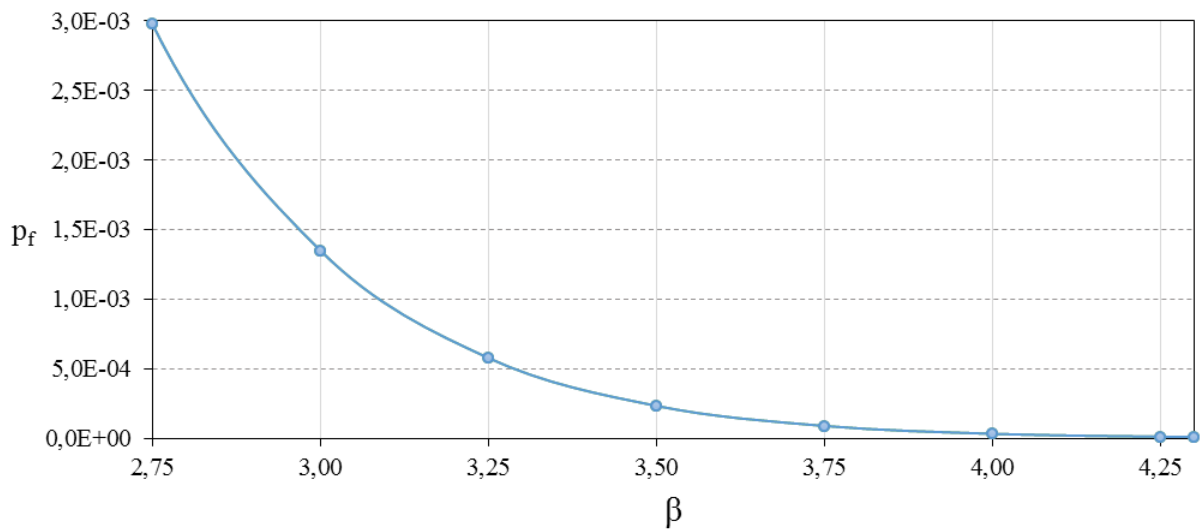


Figura 3.7. Probabilidade de falha em função do índice de confiabilidade

3.4 CALIBRAÇÃO DE NORMAS

Uma das maiores dificuldades na calibração de normas é a definição do valor do $\beta_{objetivo}$ ou da $P_f^{objetivo}$. O principal complicador é que existe uma grande diferença na probabilidade de falha envolvida no processo de criação e a frequência de falha real (que em grande parte se deve a erros humanos). Por esta razão, os níveis de confiabilidade são muitas vezes baseados em calibração (ISO 2394:2015). A escolha de $\beta_{objetivo}$ ou $P_f^{objetivo}$ deve refletir: a importância do componente para a integridade da estrutura, as consequências da falha, o modo de falha (frágil ou dúctil), o tipo de material e as combinações de cargas.

A ISO 2394:2015 recomenda os valores de $\beta_{objetivo}$ indicados na Tab. 3.3 para diferentes consequências de falha e custos relativos das medidas de segurança. Observa-se que para consequências e custos envolvidos moderados $\beta_{objetivo}$ é igual a 3,1.

Tabela 3-3. Índices de confiabilidade objetivo, segundo ISO 2394:2015

Custos relativos das medidas de segurança	Consequência da falha			
	Insignificante	Pequena	Moderada	Importante
Alto	0	1,5	2,3	3,1
Moderado	1,3	2,3	3,1	3,8
Baixo	2,3	3,1	3,8	4,3

Para o American National Standard A58 foram selecionados os seguintes valores para $\beta_{objetivo}$, considerando uma vida útil de 50 anos (Galambos et al. 1982):

- Combinações de cargas gravitacionais: $\beta_{objetivo} = 3,0$;
- Combinações de cargas gravitacionais e cargas de vento: $\beta_{objetivo} = 2,5$;
- Combinações de cargas de direções contrárias: $\beta_{objetivo} = 2,0$.

Galambos *et al.* (1982) obtiveram, a partir de normas de projeto americanas, os índices de confiabilidade para diversos componentes estruturais apresentados na Tab. 3.4.

Tabela 3-4. Índices de confiabilidade para diversos componentes estruturais. (Galambos *et al.*, 1982)

Componente estrutural	Índice de confiabilidade (β)
Pilar curto em concreto armado, falha a compressão	3,4
Pilar em concreto armado com estribos espirais, falha a compressão	3,0
Vigas em concreto armado, aço 60, médio ρ	2,8
Vigas em concreto armado, aço 40, médio ρ	2,8
Viga moldada “in loco”, pós-tensionada, baixo ρ	3,0
Viga pré moldada, pré-tensionada, baixo ρ	3,6
Vigas em concreto armado com armadura 2 vezes o estribo mínimo (resistência ao cisalhamento)	2,4
Elementos tensionados em aço, estado limite de escoamento *	2,5
Elementos tensionados em aço, fratura *	3,4
Vigas compactas em aço *	3,1
Colunas em aço, $\lambda = 0,5$	3,1
Soldas de filete	3,9
Parafusos A325, cisalhamento *	4,4

Nota: Índices de confiabilidade obtidos para peso próprio (PP_n) + sobrecarga (SC_n) com relação $SC_n/PP_n = 1,0$ exceto para os elementos indicados com * onde $SC_n/PP_n = 2,0$

A norma europeia EN 1990:2002 apresenta 3 classes de confiabilidade para suas estruturas e valores de $\beta_{objetivo}$ para períodos de referência de 1 e 50 anos. O projeto de estruturas de

concreto armado realizado conforme as recomendações de EN 1992-1-1:2004 possuem valores de β maiores que 3,8 para um período de referência de 50 anos.

Tabela 3-5. Índices de confiabilidade objetivo, segundo EN 1990:2002

Classe de confiabilidade	Valores mínimos de β	
	Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 ano
<i>RC3</i>	5,2	4,3
<i>RC2</i>	4,7	3,8
<i>RC1</i>	4,2	3,3

onde *RC3* são estruturas em que a falha representa alta consequência para a perda da vida humana, econômicas, sociais ou ambientais (arquitetônicas, edifícios públicos de grande concentração de pessoas, etc.); *RC2* são estruturas em que a falha representa média consequência para a perda da vida humana, econômicas, sociais ou ambientais (edifícios residências, comerciais, etc.); *RC1* são estruturas em que a falha representa pequena consequência para a perda da vida humana, econômicas, sociais ou ambientais (construções agrícolas sem permanência de pessoas, estufas, etc.).

O projeto de estruturas de concreto armado realizado conforme as recomendações de EN 1992-1-1:2004 possuem valores de β maiores que 3,8 para um período de referência de 50 anos. Para projetos classificados como *RC3* considerações individuais devem ser realizadas (EN 1990:2002).

O processo de calibração de normas demanda um monitoramento constante das normas técnicas, seja pela introdução de novos materiais, novas tecnologias, pelos avanços nos métodos probabilísticos incorporados na Confiabilidade Estrutural, pela disponibilidade de maiores e melhores informações sobre as diversas incertezas presentes, etc. (Diniz 2006). A calibração de normas técnicas é geralmente uma grande tarefa. Como exemplo do processo de calibração pode ser citada a calibração dos fatores de majoração de cargas para a norma norte-americana ASCE/SEI 7-10 (anteriormente ANSI A58) (Ellingwood et al. (1982), Galambos et al. (1982)) e a calibração dos fatores de minoração de resistências da norma ACI 318-14 (Nowak e Szerszen, 2003; Szerszen e Nowak, 2003; Szerszen *et al.*, 2005).

3.5 RESUMO DO CAPÍTULO

Neste capítulo, foram apresentados: (i) os conceitos básicos da Confiabilidade Estrutural, (ii) os níveis dos métodos de confiabilidade, (iii) os métodos de análise de confiabilidade usualmente empregados (FOSM, FORM, SORM e simulação de Monte Carlo), e (iv) uma breve discussão da calibração de normas.

Foi observado que a ABNT NBR 6118:2014 adota o nível 1: método dos estados limites, o qual deve ser calibrado através de nível superior (níveis 2 e 3). A avaliação dos níveis de confiabilidade implícitos no projeto de pilares curtos de concreto armado projetados segundo a ABNT NBR 6118:2014, realizada neste trabalho, utiliza a simulação de Monte Carlo (método de nível 3). A implementação deste procedimento para o problema em questão é detalhado no Capítulo 5 – Informações básicas para a análise de confiabilidade de pilares em CAR. A discussão relativa à adequação dos níveis de confiabilidade resultantes será feita a partir dos conceitos apresentados na seção 3.4 relativos a $\beta_{objetivo}$ e da $P_f^{objetivo}$.

4

PROJETO DE PILARES

4.1 INTRODUÇÃO

Para a realização de uma análise de confiabilidade, é necessário o conhecimento das ações consideradas em projeto, seus valores e critérios de combinação. É necessário conhecer também os materiais que serão utilizados nos projetos de pilares e suas características mecânicas, bem como os critérios de dimensionamento. Neste capítulo, será realizada uma compilação das recomendações da ABNT NBR 6118:2014 para o projeto de pilares curtos (sem efeitos de segunda ordem).

No início deste capítulo, são apresentadas classificações dos pilares quanto a esforços solicitantes e a esbelteza. Posteriormente, na seção 4.3 é apresentada a origem das excentricidades.

Na seção 4.4, são apresentadas as propriedades dos materiais concreto e aço contidas na ABNT NBR 6118:2014. Dentre as propriedades, são apresentadas as classificações, módulo de elasticidade, diagramas tensão-deformação e a resistência de projeto.

A seção 4.5 apresenta as dimensões mínimas da seção transversal de pilares. Na seção 4.6, são apresentadas as armaduras mínimas e máximas para pilares. Já na seção 4.7, são apresentados os domínios de deformação.

Finalmente na seção 4.8, são apresentadas as prescrições contidas na ABNT NBR 8681:2003 e ABNT NBR 6118:2014, no que se referem à classificação das ações, seus valores de cálculo, os tipos de carregamento e critérios de combinação, destacando as combinações últimas normais das ações. Para as combinações envolvendo carga permanente e sobrecarga (combinações que serão estudadas nesta dissertação), são apresentados os coeficientes de majoração utilizados por outras normas internacionais de projeto de estruturas de concreto.

4.2 CLASSIFICAÇÕES DOS PILARES

Os pilares podem ser agrupados em distintos grupos de acordo com suas características, destacando-se as classificações devido à esbeltez e aos esforços solicitantes presentes.

4.2.1 Quanto à esbeltez

Os pilares podem ser classificados quanto a sua esbeltez em curtos e esbeltos. Entende-se como pilares curtos aqueles que podem ser calculados sem a consideração de suas deformações. Nos pilares esbeltos, além dos esforços de 1ª ordem, também devem ser considerados os momentos fletores de 2ª ordem, que aparecem em virtude das deformações da própria estrutura.

Para a classificação e a necessidade da consideração dos efeitos de segunda ordem em pilares, a ABNT NBR 6118:2014 utiliza como referência o índice λ_1 . O índice λ_1 é um valor de referência que depende de diversos fatores, tendo como preponderantes:

- A excentricidade relativa de 1ª ordem e_1/h na extremidade do pilar onde ocorre o momento de 1ª ordem de maior valor absoluto;
- A vinculação dos extremos da coluna isolada;
- A forma do diagrama de momentos de 1ª ordem.

O seu valor é de:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b}, \quad (4.1)$$

$$(35 \leq \lambda_1 \leq 90)$$

onde e_1 é a excentricidade de 1ª ordem; e α_b deve ser obtido conforme estabelecido a seguir:

a) Pilares biapoiados sem forças transversais:

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \cdot \frac{M_A}{M_B} \geq 0,4, \quad (4.2)$$

$$(0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0)$$

onde M_A e M_B são momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar.

Deve ser adotado para M_A o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo caso contrário.

b) Pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura:

$$\alpha_b = 1,0 \quad (4.3)$$

c) Pilares em balanço:

$$\alpha_b = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad (4.4)$$

$$(0,85 \leq \alpha_b \leq 1,0)$$

onde M_A é o momento de 1ª ordem no engaste; e M_C é o momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

Pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo dado por:

$$M_{1d,\min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (4.5)$$

$(\alpha_b = 1,0)$ e h em m

Quando o índice de esbeltez λ for menor que λ_I podem ser dispensados os esforços locais de segunda ordem (pilares curtos). Em casos onde λ for maior que λ_I devem ser inclusos na análise os esforços locais de segunda ordem (pilares esbeltos).

Os pilares devem ter índice de esbeltez menor ou igual a 200. Apenas no caso de elementos pouco comprimidos com força normal menor que $0,10 \cdot f_{cd} \cdot A_c$, o índice de esbeltez pode ser maior que 200.

Para pilares com índice de esbeltez superior a 140, na análise dos efeitos locais de 2ª ordem, devem-se multiplicar os esforços solicitantes finais de cálculo por um coeficiente adicional γ_{nI} , com:

$$\gamma_{m1} = 1 + \frac{0,01 \cdot (\lambda - 140)}{1,4} \quad (4.6)$$

4.2.2 Quanto aos esforços solicitantes presentes

Os pilares podem ser classificados de acordo com os esforços solicitantes aos quais estão submetidos, a saber:

4.2.2.1 Compressão centrada:

Nesses casos considera-se que os pilares estão sujeitos a uma força normal aplicada no centro geométrico do pilar, resultando em compressão uniforme nas seções transversais.

4.2.2.2 Flexão normal composta

Os pilares sujeitos a momento fletor em relação a um eixo principal de inércia da seção transversal e a uma força normal são classificados como pilares sob flexão normal composta. A Fig. 4.1 apresenta um exemplo de diagrama de interação utilizado na análise de pilares submetidos a flexão normal composta.

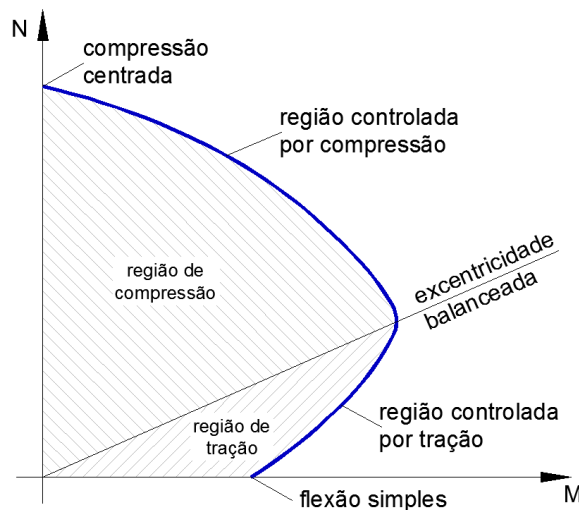


Figura 4.1. Diagrama de interação para flexão normal composta

Da Fig. 4.1 observa-se distintos modos de falha da estrutura. Pilares sujeitos apenas a força de compressão ($M=0$), são tratados como pilares sob “compressão centrada” e a sua falha ocorre com o esmagamento do concreto. Quando o pilar está sujeito apenas a momento fletor ($N=0$), seu estudo pode ser feito como de uma viga sujeita a “flexão simples”.

O estudo de pilares em flexão normal composta ocorre através de dois parâmetros: uma força normal N e uma excentricidade e . O valor de e corresponde à inclinação da reta ($e=M/N$). A reta denominada de “excentricidade balanceada” corresponde à falha simultânea por esmagamento do concreto na região comprimida e por deformação excessiva das barras de aço na região tracionada.

Na região entre a “compressão centrada” e a “excentricidade balanceada”, a falha do pilar ocorre por esmagamento do concreto. Na região entre a “excentricidade balanceada” e a “flexão simples”, a falha do pilar é governada pela deformação excessiva da armadura de tração.

A análise de confiabilidade neste estudo será realizada utilizando este tipo de esforços solicitantes em pilares curtos.

4.2.2.3 Flexão oblíqua composta

Pilares que possuem momento fletor em torno de um eixo qualquer que pode ser decomposto segundo os dois eixos principais de inércia da seção transversal são ditos pilares sujeitos a flexão oblíqua composta. A Fig. 4.2 mostra a superfície que corresponde a resistência do pilar e um plano com valor de força normal constante utilizado na análise de pilares submetidos a flexão oblíqua composta.

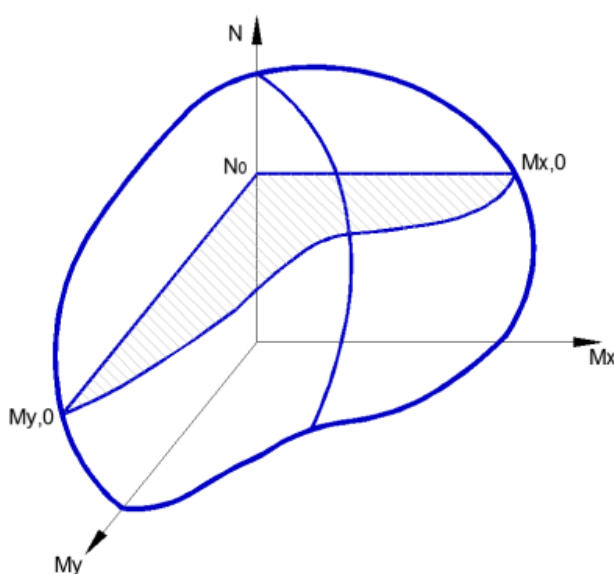


Figura 4.2. Diagrama de interação para flexão oblíqua composta

4.3 ORIGEM DAS EXCENTRICIDADES

As excêntricas, que os pilares estão sujeitos, têm as mais diferentes origens ou causas como forma da construção, desvio devido a erro de construção, efeitos de segunda ordem, etc. A seguir será apresentado um resumo dos principais tipos de excêntricas conforme apresentado por Carvalho e Pinheiro (2009).

4.3.1 Excêntrica de forma (e_f)

Comumente não é possível, em projetos estruturais, o centro geométrico de vigas e pilares serem coincidentes, gerando assim uma excêntrica entre a reação da viga com o ponto de apoio (pilar). Esta excêntrica causada por motivos arquitetônicos recebe o nome de excêntrica de forma e está exemplificada na Fig. 4.3.

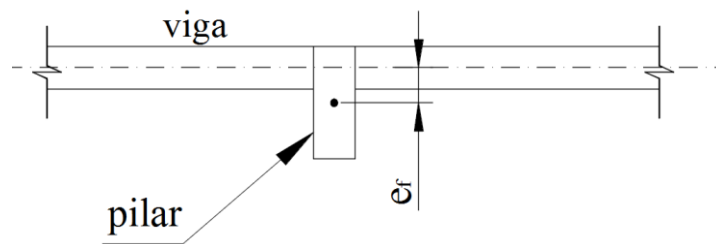


Figura 4.3. Exemplo de pilar com excêntrica de forma

4.3.2 Excêntrica inicial (e_i)

As ligações de pilares com vigas geram momento fletor que pode ser interpretado como uma excêntrica inicial, dada por:

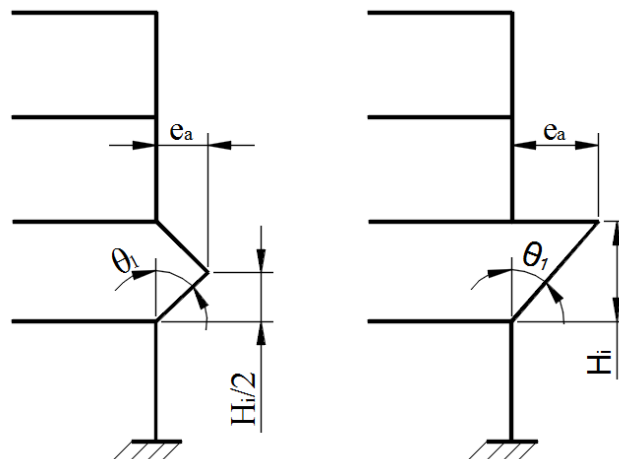
$$e_{ix} = \frac{M_{yd}}{N_d} \tag{4.7}$$

$$e_{iy} = \frac{M_{xd}}{N_d}$$

onde M_{xd} e M_{yd} são os momentos fletores de projeto em torno dos eixos principais de inércia x e y e N_d é a força normal de projeto no pilar.

4.3.3 Excentricidade accidental (e_a)

Na análise local de pilares, devem ser consideradas imperfeições, que podem ocorrer durante a construção, o desaprumo e a falta de retlineidade (imperfeições accidentais). A Fig. 4.4 apresenta as recomendações da ABNT NBR 6118:2014 para o cálculo das excentricidades accidentais.



(a) falta de retlineidade no pilar (b) desaprumo do pilar

Figura 4.4. Excentricidade accidental (ABNT NBR 6118:2014)

O ângulo θ_1 pode ser determinado por:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H_i}} \leq \frac{1}{200} \quad (4.8)$$

onde H_i é dado em metro.

4.3.4 Excentricidade de segunda ordem (e_2)

As deformações nos pilares devido a flambagem devem ser consideradas em pilares com índice de esbeltez $\lambda > \lambda_l$. A ABNT NBR 6118:2014 permite a utilização de procedimentos aproximados onde o efeito da flambagem é substituído por uma excentricidade chamada de excentricidade de segunda ordem. A ABNT NBR 6118:2014 recomenda, no seu item 15.8.3 para o cálculo dos efeitos de segunda ordem, o método geral, o método do pilar-padrão com curvatura aproximada e o método do pilar-padrão com rigidez K aproximada.

4.3.5 Excentricidade devido a fluência (e_{cc})

A consideração da fluência deve obrigatoriamente ser realizada em pilares com índice de esbeltez $\lambda > 90$. A ABNT NBR 6118:2014 recomenda um método aproximado para a consideração da fluência através da excentricidade adicional e_{cc} apresentada no item 15.8.4 desta norma.

4.4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

4.4.1 Concreto

4.4.1.1 Classes

Um dos principais avanços da ABNT NBR 6118 da versão publicada em 2007 para a versão de 2014 foi a inclusão dos CAR até 90 MPa ao seu escopo. Para possibilitar esta alteração de escopo, todas as propriedades do concreto e hipóteses de cálculo estrutural foram revisadas, tendo sido consultados e considerados neste trabalho documentos como o EN 1992-1-1:2004, o ACI 318:2014 e o Model Code 2010 da fib (2013) (IBRACON, 2015). As classes de concreto pertencentes ao escopo da ABNT NBR 6118:2014 são as apresentadas na Tab. 4.1.

Tabela 4.1. Classes de resistência do concreto da ABNT NBR 6118:2014

Grupo	Classe de resistência	f_{ck} (MPa)
I	C20	20
	C25	25
	C30	30
	C35	35
	C40	40
	C45	45
	C50	50
II	C55	55
	C60	60
	C65	65
	C70	70
	C75	75
	C80	80
	C85	85
	C90	90

4.4.1.2 Massa específica

A ABNT NBR 6118:2014 é aplicável a concretos com massa específica normal, que são aqueles que, depois de secos em estufa, têm massa específica compreendida entre 2000 kg/m³ e 2800 kg/m³. Concretos com massa específica abaixo ou acima dos valores citados são classificados como concreto leve e concreto pesado, respectivamente, pela ABNT NBR 8953:2015.

Se a massa real não for conhecida, para efeito de cálculo, pode-se adotar para o concreto armado o valor de 2500 kg/m³.

4.4.1.3 Módulo de elasticidade inicial e módulo de deformação secante

Durante o processo de revisão da ABNT NBR 6118, foram avaliados os modelos propostos pelo EN 1992-1-1:2004, o ACI 318:2014 e o Model Code 2010 da fib (2013) e, com base em resultados de ensaios realizados, foram propostas as Eqs. (4.9) e (4.10) para a estimativa do módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) e a Eq. (4.11) para o módulo de deformação secante (E_{cs}) do concreto. (IBRACON, 2015).

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}, \text{ para C20 a C50} \quad (4.9)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}, \text{ para C55 a C90} \quad (4.10)$$

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (4.11)$$

sendo α_E um parâmetro em função da natureza do agregado graúdo com o valor de 1,2 para basalto e diabásio; 1,0 para granito e gnaisse; 0,9 para calcário e 0,7 para arenito.

O parâmetro α_i pode ser obtido por:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (4.12)$$

onde E_{ci} , E_{cs} e f_{ck} são dados em MPa.

Em estudos realizados, observou-se que a curva função da raiz quadrada é a que mais se aproxima dos resultados experimentais dos concretos de menor resistência (notadamente até C40), decidindo-se estender este resultado para todos os concretos do grupo I. Para os concretos do grupo II, a melhor correlação foi obtida pela curva função da raiz cúbica (IBRACON, 2015).

A Tab. 4.2 apresenta as equações propostas para a estimativa do módulo de elasticidade do concreto para EN 1992-1-1:2004, o ACI 318:2014 e o Model Code 2010 da fib (2013).

Tabela 4.2. Equações para a estimativa do módulo de elasticidade inicial e módulo de deformação secante

Norma	Módulo de elasticidade inicial (MPa)	Módulo de deformação secante (MPa)
Eurocode EN 1992-1-1:2004	$E_c = 1,05 \cdot E_{cm}$	$E_c = 22 \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3} \cdot 10^3$
ACI 318:2014	-	$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$ (Para concretos de massa normal)
		$E_c = w_c^{1,5} \cdot 0,043 \cdot \sqrt{f'_c}$ (para w_c variando entre 1440 e 2560 kg/m ³)
NZS 3101:1:2006	-	$E_c = 3320 \cdot \sqrt{f'_c} + 6900$ (Para concretos de massa normal)
		$E_c = \left(3320 \cdot \sqrt{f'_c} + 6900 \right) \cdot \left(\frac{\rho}{2300} \right)^{1,5}$
fib Model Code 2010	$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{1/3}$	$E_c = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{88} \right) \cdot E_{ci}$

Na tabela acima, f'_c é a resistência à compressão especificada do concreto, w_c é a massa específica do concreto e α_E é um parâmetro em função da natureza do agregado graúdo dado conforme especificado na ABNT NBR 6118:2014.

Ressalta-se novamente aqui que o termo f'_c aparece frequentemente em documentos técnicos internacionais e pode assumir dois significados distintos. O primeiro significado é a tensão de pico da curva tensão-deformação obtida no teste do cilindro padrão. Por outro lado, pode também representar a resistência do concreto especificada em projeto (similar à resistência característica f_{ck} usada na ABNT NBR 6118:2014).

A Fig 4.5 apresenta o gráfico (f_{ck} ou f'_c) x E_{cs} considerando concreto de massa normal e $\alpha_E = 1,0$ para as diferentes normas acima citadas.

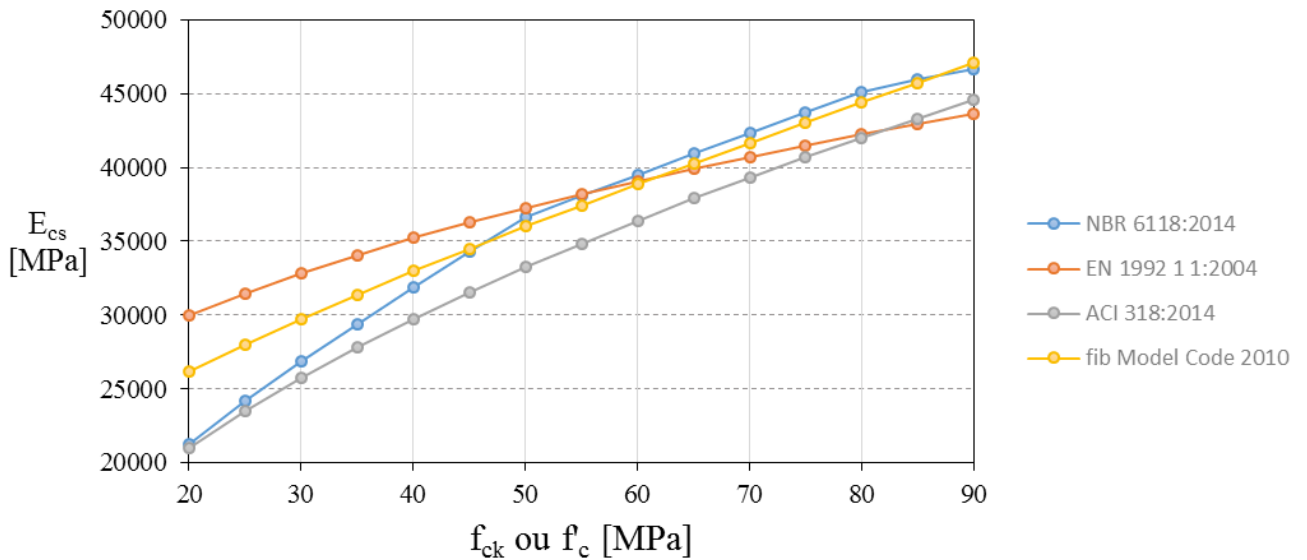


Figura 4.5. f_{ck} x E_{cs} para ABNT NBR 6118:2014, ACI 318M-14 e EN 1992-1-1:2004

4.4.1.4 Diagrama tensão-deformação para o concreto

O diagrama tensão-deformação idealizado (DTDI) e o bloco de tensões equivalente (BTE) propostos pela ABNT NBR 6118:2014 são apresentados na seção 2.3.2 deste trabalho.

4.4.1.5 Resistência de projeto do concreto (f_{cd})

Quando a verificação se faz em data j igual ou superior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.13)$$

Nesse caso, o controle da resistência à compressão do concreto deve ser feito aos 28 dias, de forma a confirmar o valor de f_{ck} adotado no projeto.

Quando a verificação se faz em data j inferior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.14)$$

Sendo β_1 a relação f_{ckj}/f_{ck} dada por:

$$\beta_1 = e^{s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right]} \quad (4.15)$$

onde $s = 0,38$ para concreto de cimento CPM e CPV; $s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e CPM; $s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI e t é a idade efetiva do concreto, expressa em dias.

O coeficiente γ_c é resultado de três fatores ($\gamma_c = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} \cdot \gamma_{c3}$) onde (ABNT NBR 8681:2003):

- γ_{c1} = leva em conta a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica num valor extremo de menor probabilidade de ocorrência;
- γ_{c2} = considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos de prova padronizados;
- γ_{c3} = considera as incertezas existentes na determinação das resistências, seja em decorrência dos métodos construtivos, seja em virtude do método (modelo) de cálculo empregado (incertezas de modelo).

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, para o caso de dimensionamento no estado limite último, os coeficientes de minoração da resistência à compressão do concreto são: (a) $\gamma_c = 1,4$, para combinações normais; (b) $\gamma_c = 1,2$, para combinações especiais ou de construção; (c) $\gamma_c = 1,2$, para combinações excepcionais.

Para o EN 1992-1-1:2004, para o caso de dimensionamento no estado limite último, os coeficientes de minoração da resistência à compressão do concreto são: (a) $\gamma_c = 1,5$, para combinações normais e passageiras; (b) $\gamma_c = 1,2$, para combinações acidentais.

Outros códigos de projeto como o ACI 318:2014 adotam um coeficiente de minoração para cada tipo de solitação (compressão, flexão, etc.)

4.4.2 Aço de armadura passiva

4.4.2.1 Categoria

A ABNT NBR 7480:2007 classifica os fios e barras de aço destinados à utilização em estruturas de concreto armado em categorias conforme o valor característico da resistência ao escoamento (f_{yk}).

A Tab. 4.3 apresenta as propriedades mecânicas para as três categorias de resistências padronizadas no Brasil (CA-25, CA-50 e CA-60).

Tabela 4.3. Propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. (ABNT NBR 7480:2007)

Categoria	Valores mínimos de tração	
	f_{yk} (MPa)	Limite de resistência f_{st} (MPa)
CA-25	250	$1,20 f_{yk}$
CA-50	500	$1,08 f_{yk}$
CA-60	600	$1,05 f_{yk}$ (com mínimo de 660 MPa)

As armaduras longitudinais de pilares são comumente executadas com barras de aço CA-50.

4.4.2.2 Módulo de elasticidade

Na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, a ABNT NBR 6118:2014 recomenda que o módulo de elasticidade do aço seja admitido com o valor de 210 GPa.

ACI 318:2014, EN 1992-1-1:2004, CSA A23.3-04 e NZS 3101:1:2006 recomendam que nos casos em que não é conhecido o módulo de elasticidade do aço o mesmo seja admitido com o valor de 200 GPa.

4.4.2.3 Diagrama tensão-deformação, resistência ao escoamento e a tração

O diagrama tensão-deformação do aço, os valores característicos das resistências ao escoamento f_{yk} e a tração (ruptura) f_{stk} , e da deformação última de ruptura ε_{su} devem ser

obtidos de ensaios de tração realizados segundo a ABNT NBR ISO 6892-1:2013. O valor de f_{yk} para os aços sem patamar de escoamento é o valor da tensão correspondente à deformação permanente de 2 ‰.

Para cálculo nos estados limites de serviço e último, a ABNT NBR 6118:2014 permite utilizar o diagrama tensão-deformação simplificado mostrado na Fig. 4.6, para os aços com ou sem patamar de escoamento.

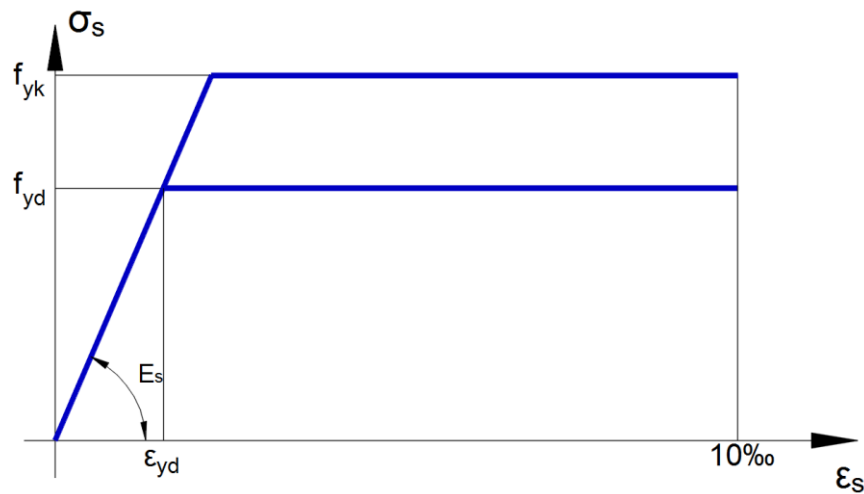


Figura 4.6. Diagramas tensão-deformação idealizado do aço.

Park e Paulay (1975) apresentam um modelo de diagrama tensão-deformação baseado em resultados experimentais. São propostas equações para o regime elástico (trecho I), para o patamar de escoamento (trecho II) e para o regime plástico com tensão variando (trecho III). (Ver Fig. 4.7)

Trecho I ($\epsilon_s \leq \epsilon_y$):

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \quad (4.16)$$

Trecho II ($\epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$):

$$\sigma_s = f_y \quad (4.17)$$

Trecho III ($\epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$):

$$\sigma_s = f_y \left[\frac{m \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60 \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) \cdot (60 - m)}{2 \cdot (30 \cdot r + 1)^2} \right] \quad (4.18)$$

onde:

$$m = \frac{(f_{su}/f_y)(30 \cdot r + 1)^2 - 60 \cdot r - 1}{15 \cdot r^2} \quad (4.19)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}$$

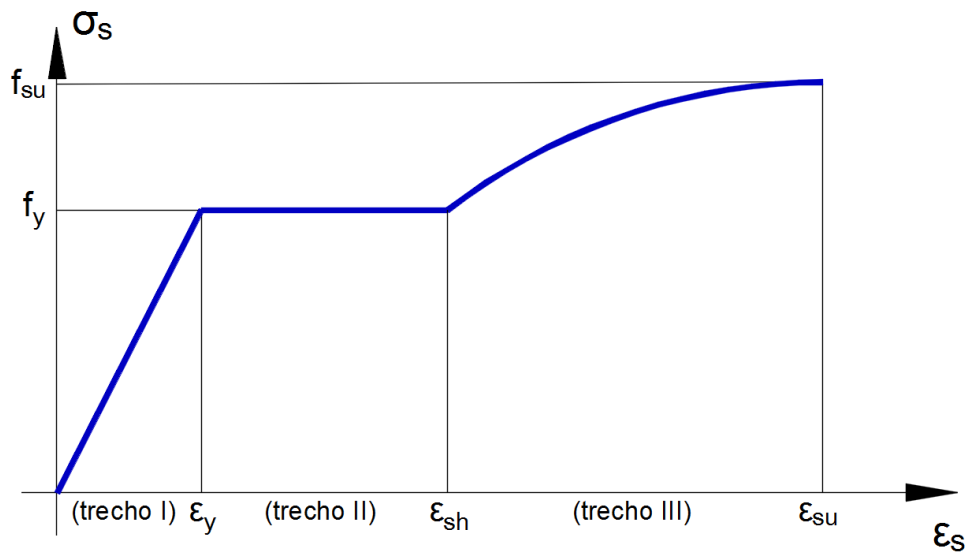


Figura 4.7. Diagramas tensão-deformação do aço (Park e Paulay, 1975).

4.4.2.4 Resistência de projeto do aço (f_{yd})

O valor de f_{yd} que aparece na Fig. 4.6 representa o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço, dada pela equação:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (4.20)$$

Sendo γ_s o coeficiente de minoração da resistência ao escoamento do aço.

A ABNT NBR 6118:2014, para o caso de dimensionamento no estado limite último, recomenda os seguintes coeficientes de minoração da resistência ao escoamento do aço:

(a) $\gamma_s = 1,15$, para combinações normais; (b) $\gamma_s = 1,15$, para combinações especiais ou de construção; (c) $\gamma_s = 1,0$, para combinações excepcionais.

Para o EN 1992-1-1:2004, para o caso de dimensionamento no estado limite último, os coeficientes de minoração da resistência ao escoamento do aço: (a) $\gamma_s = 1,15$, para combinações normais e passageiras; (b) $\gamma_s = 1,0$, para combinações acidentais.

4.5 DIMENSÕES MÍNIMAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL

A seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm.

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n de acordo com o indicado na Tab. 4.4. Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm².

Tabela 4.4. Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares. (ABNT NBR 6118:2014)

b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

onde

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05.b$$

b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

NOTA o coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

4.6 ARMADURAS MÍNIMAS E MÁXIMAS

4.6.1 Armaduras longitudinais

No projeto de estruturas de concreto, devem ser adotadas armaduras mínimas e máximas para evitar problemas estruturais ou patologias. O conceito de armadura mínima de pilares surgiu quando Mörsch (1902) constatou que, à resistência à compressão de pilares sem armadura era menor que a resistência obtida ao multiplicar a área da seção transversal do pilar pela resistência medida em corpos de prova. Atualmente, a ABNT NBR 6118:2014 recomenda que a armadura longitudinal mínima deve ser:

$$A_{s,\min} = \left(0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_c \quad (4.21)$$

onde N_d é o valor da força normal de cálculo e A_c é a área da seção transversal do pilar.

A Eq. (4.21) pode ser expressa em função da taxa de armadura:

$$\rho_{\min} = 0,15 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot v \geq 0,40\% \quad (4.22)$$

onde $\rho_{\min} = A_{s,\min} / A_c$ e v é o valor da força normal em termos adimensionais.

A armadura máxima decorre da necessidade de se assegurar condições de ductilidade e de se respeitar o campo de validade dos ensaios de origem as prescrições de funcionamento conjunto aço-concreto. A máxima armadura permitida em pilares deve considerar inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda e tem seu valor de:

$$A_{s,\max} = 0,08 \cdot A_c \quad (4.23)$$

O diâmetro das barras longitudinais não pode ser inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal. Ainda deve ser respeitado o espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais. O espaçamento mínimo é medido no plano da seção transversal, fora da região de emendas e deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

- 20 mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

Esses valores se aplicam também às regiões de emenda por traspasse das barras.

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a duas vezes a menor dimensão da seção no trecho considerado, sem exceder 400 mm.

4.6.2 Armaduras transversais

A armadura transversal de pilares, constituída por estribos e, quando for o caso, por grampos suplementares, deve ser colocada em toda a altura do pilar, sendo obrigatória sua colocação na região de cruzamento com vigas e lajes. O diâmetro dos estribos em pilares não pode ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal.

O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- 200 mm;
- menor dimensão da seção;
- $24 \cdot \phi$ para CA-25, $12 \cdot \phi$ para CA-50.

Pode ser adotado o valor $\phi_t < \phi/4$, desde que as armaduras sejam constituídas do mesmo tipo de aço e o espaçamento respeite também a limitação:

$$s_{m\acute{a}x} = 90000 \cdot \left(\frac{\phi_t^2}{\phi} \right) \cdot \frac{1}{f_{yk}} \quad (4.24)$$

onde ϕ_t é o diâmetro da barra transversal; ϕ é o diâmetro da barra longitudinal e f_{yk} é dado em MPa.

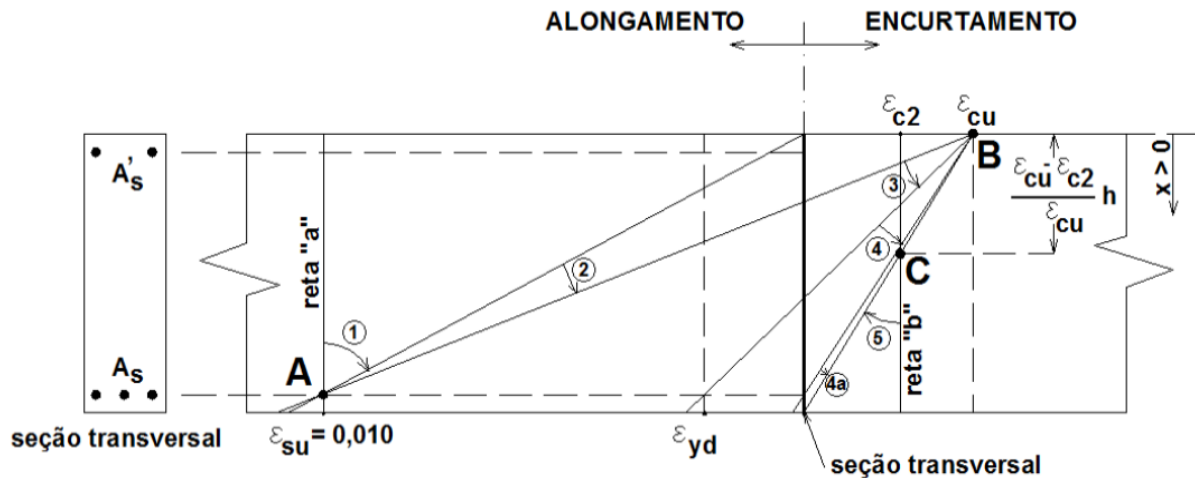
Quando houver necessidade de armaduras transversais para forças cortantes e torção, esses valores devem ser comparados com os mínimos especificados para vigas, adotando-se o menor dos limites especificados.

Com vistas a garantir a ductilidade dos pilares, recomenda-se que os espaçamentos máximos entre os estribos sejam reduzidos em 50% para concretos de classe C55 a C90, com inclinação dos ganchos de pelo menos 135°.

4.7 DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO

Conforme o item 17.2 da ABNT NBR 6118:2014, na análise dos esforços resistentes de uma seção de pilar, devem ser consideradas as seguintes hipóteses básicas:

- as seções transversais se mantêm planas após a deformação. Os vários casos possíveis são ilustrados na Fig. 4.8 (como consequência a deformação em um ponto é proporcional a sua distância a linha neutra);
- a deformação das barras passivas aderentes em tração ou compressão deve ser a mesma do concreto em seu entorno (perfeita aderência aço-concreto);
- as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no estado limite último (ELU);
- para o encurtamento de ruptura do concreto nas seções parcialmente comprimidas considera-se o valor convencional de ε_{cu} (domínios 3, 4 e 4a). Nas seções inteiramente comprimidas (domínio 5) admite-se que o encurtamento da borda mais comprimida, na ocasião da ruptura, varie de ε_{cu} a ε_{c2} , mantendo-se inalterado e igual a ε_{c2} a deformação a uma distância, a partir da borda mais comprimida;
- para o alongamento máximo de ruptura do aço considera-se o valor convencional de 10 ‰ (domínios 1 e 2) a fim de prevenir deformação plástica excessiva;
- a distribuição das tensões do concreto na seção se faz de acordo com o DTDI ou o BTE;
- a tensão nas armaduras deve ser obtida a partir das suas deformações usando os diagramas tensão-deformação, com seus valores de cálculo.



Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

- **reta a:** tração uniforme;
- **domínio 1:** tração não uniforme, sem compressão;
- **domínio 2:** flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ e com o máximo alongamento permitido).

Ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto:

- **domínio 3:** flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$);
- **domínio 4:** flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$);
- **domínio 4a:** flexão composta com armaduras comprimidas;
- **domínio 5:** compressão não uniforme, sem tração;
- **reta b:** compressão uniforme.

Figura 4.8. Domínios de deformação (ABNT NBR 6118:2014).

4.8 AÇÕES ATUANTES NAS ESTRUTURAS

Nessa seção, são apresentadas as recomendações da ABNT NBR 8681:2003 “Ações e segurança nas estruturas – Procedimento”, no que se aplica às estruturas de concreto armado. Essa seção visa apresentar a classificação das ações, seus valores de cálculo, tipo de carregamento e critérios de combinação para estabelecer as ações que serão impostas aos pilares curtos pela combinação última normal.

4.8.1 Classificação das ações

As ações são classificadas segundo sua variabilidade no tempo em três categorias:

- Ações permanentes: são aquelas que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. A variabilidade das ações permanentes é medida num conjunto de construções análogas;
- Ações variáveis: são aquelas que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção;
- Ações excepcionais: são aquelas decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais.

4.8.2 Valores de cálculo das ações

As ações são quantificadas por seus valores representativos que podem ser:

- Os valores característicos definidos em norma específica (como a ABNT NBR 6120) e estabelecidos em função da variabilidade da ação (ação permanente ou variável);
- Valores convencionais excepcionais, que são os valores arbitrados para as ações excepcionais;
- Valores reduzidos, em função da combinação de ações.

A ABNT NBR 8681:2003 estabelece que para as ações permanentes, o valor característico é o valor médio, correspondente ao quantil de 50 %, seja quando os efeitos forem desfavoráveis, seja quando os efeitos forem favoráveis. Já os valores característicos das ações variáveis, estabelecidos por consenso e indicados em normas específicas, correspondem a valores que têm de 25 % a 35 % de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos. A mesma norma estabelece que valores característicos nominais são aqueles aplicados às ações que não tenham a sua variabilidade adequadamente expressa por distribuições de probabilidade, sendo os valores característicos substituídos por valores nominais convenientemente escolhidos. Isto ocorre também para as ações que tenham baixa variabilidade, diferindo muito pouco entre si os valores característicos superior e inferior, adotando-se como característicos os valores médios das respectivas distribuições.

Os valores de cálculo das ações, F_d , são obtidos a partir dos valores representativos multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f .

Quando se consideram estados limites últimos, os coeficientes γ_f de ponderação das ações podem ser considerados como o produto de dois outros, γ_{f1} e γ_{f3} . O coeficiente parcial γ_{f1} leva em conta a variabilidade das ações e o coeficiente γ_{f3} considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado. O desdobramento do coeficiente de segurança γ_f em coeficientes parciais permite que os valores gerais especificados para γ_f possam ser discriminados em função de peculiaridades dos diferentes tipos de estrutura e de materiais de construção considerados.

4.8.3 Carregamento normal e critérios de combinação

Durante o período de vida da construção, podem ocorrer os seguintes tipos de carregamento: carregamento normal, carregamento especial e carregamento excepcional. O tipo de carregamento é especificado pelo conjunto das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre uma estrutura durante um período de tempo preestabelecido. O carregamento normal decorre do uso previsto para a construção. Admite-se que este possa ter duração igual a vida útil da estrutura e sempre deve ser considerado na verificação dos estados limites últimos e de serviço.

Definido o tipo de carregamento, as ações consideradas devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Devem ser estabelecidas tantas combinações de ações quantas forem necessárias, a fim de obter as combinações das ações que possam acarretar os efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas da estrutura, para que a segurança seja verificada em relação a todos os possíveis estados limites. As ações permanentes devem ser consideradas em sua totalidade. Das ações variáveis, devem ser consideradas apenas as parcelas que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança. A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos é feita em função das combinações últimas das ações.

4.8.4 Combinações últimas normais das ações

A Eq. (4.25) representa a combinação última normal das ações atuantes na peça ou seção analisada.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (4.25)$$

onde F_d é o valor de cálculo das ações; $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes; $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação; $\psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis; γ_{gi} é o coeficiente de ponderação das ações permanentes e γ_q é o coeficiente de ponderação das ações variáveis.

Nota-se pela Eq. (4.25) que todas as ações permanentes são consideradas com seu valor característico multiplicado por seu respectivo coeficiente de ponderação. Já nas ações variáveis, considera-se uma ação como principal, sendo esta multiplicada por seu coeficiente de ponderação e as demais uma a uma, multiplicadas além do coeficiente de ponderação também por um fator de redução de combinação. Cada uma das ações variáveis deve ser considerada como principal até se obter o valor mais desfavorável. A Tab. 4.5 apresenta os coeficientes de ponderação para as ações permanentes, quando as mesmas são consideradas de forma agrupada, ou seja, como se fossem uma só ação permanente.

Tabela 4.5. Coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas agrupadas. (ABNT NBR 8681:2003)

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,00
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,00
	Edificações tipo 2	1,40	1,00
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,00
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,00
	Edificações tipo 2	1,30	1,00
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,00
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,00
	Edificações tipo 2	1,20	1,00

A Tab. 4.6 apresenta os coeficientes de ponderação para as ações variáveis consideradas conjuntamente, como se fossem apenas uma ação variável.

Tabela 4.6. Coeficientes de ponderação para ações variáveis consideradas conjuntamente. (ABNT NBR 8681:2003)

Combinação	Tipo de estrutura	Coeficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,50
	Edificações tipo 2	1,40
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,30
	Edificações tipo 2	1,20
Excepcional	Estruturas em geral	1,0

A ABNT NBR 6118:2014 recomenda valores dos coeficientes de ponderação das ações indicados na Tab. 4.7.

Tabela 4.7. Coeficientes de ponderação para ações variáveis consideradas conjuntamente. (ABNT NBR 6118:2014)

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0,0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0,0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0,0	1,2	0,9	0,0	0,0

onde D são combinações aonde a ação é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

Neste trabalho, serão abordados os níveis de confiabilidade de pilares sujeitos a combinação de cargas permanente e variável. Para esta situação a ABNT NBR 6118:2014, recomenda a seguinte combinação de ações:

$$F_d = 1,4.F_{Gk} + 1,4.F_{Qk} \quad (4.26)$$

Para outras normas de projeto de estruturas em concreto, nesta mesma condição de combinação de ações, os coeficientes adotados são diferentes dos propostos pela ABNT NBR 6118:2014. A Tab. 4.8 apresenta a combinação de carga permanente e variável para as normas Eurocode EN 1990:2002, ACI 318:2014, CSA A23.3:2004 e NZS 3101:1:2006.

Tabela 4.8. Combinação de carga permanente e sobrecarga para diversas normas

Norma	Ação de projeto
ABNT NBR 6118:2014	$F_d = 1,4.F_{Gk} + 1,4.F_{Qk}$
Eurocode EN 1990:2002	$F_d = 1,35.F_{Gk} + 1,5.F_{Qk}$
ACI 318:2014	$F_d = 1,2.F_{Gk} + 1,6.F_{Qk}$
CSA A23.3:2004	$F_d = 1,25.F_{Gk} + 1,5.F_{Qk}$
NZS 3101:1:2006	$F_d = 1,2.F_{Gk} + 1,5.F_{Qk}$

Apesar dos valores adotados para os coeficientes de majoração ser diferentes de norma pra norma, observa-se uma tendência a majorar a sobrecarga com um coeficiente maior que o da ação permanente. Na seção 5.4 será demonstrada que esta medida se justifica pela variabilidade diferente dos dois tipos de ações considerados. Conforme mostrado na Eq. (4.26) a ABNT NBR 6118:2014 não apresenta coeficientes de majoração diferentes para estes dois tipos de ação.

Cada norma adota coeficientes de majoração das ações diferentes, o que resulta em ações de projeto diferentes a partir de mesmas ações características. Considerando, por exemplo, 40 kN e 10 kN de carga permanente e variável, respectivamente se obtém como ação de projeto para a ABNT NBR 6118:2014 o valor de 70 kN, para o Eurocode EN 1990:2002 o valor de 69 kN e para o ACI 318:2014 o valor de 64 kN.

Ao se considerar 10 kN e 40 kN de carga permanente e variável, respectivamente se obtém como ação de projeto para a ABNT NBR 6118:2014 o valor de 70 kN, para o Eurocode EN 1990:2002 o valor de 73,5 kN e para o ACI 318:2014 o valor de 76 kN.

4.9 RESUMO DO CAPÍTULO

Neste capítulo, estão apresentadas as informações necessárias ao projeto de pilares pela ABNT NBR 6118:2014 como: a classificação dos pilares (seção 4.2), as propriedades do concreto e do aço para armadura passiva (seção 4.4), as dimensões mínimas das seções transversais (seção 4.5), as armaduras mínimas e máximas (seção 4.6), os domínios de deformação (seção 4.7) e as ações atuantes na estrutura (seção 4.8).

É realizada a comparação dos valores adotados para diversas propriedades e coeficientes pela ABNT NBR 6118:2014 com o de outras normas internacionais justificando a verificação dos níveis de confiabilidade individualmente para cada código de projeto.

5

INFORMAÇÕES BÁSICAS PARA A ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE PILARES EM CAR

5.1 INTRODUÇÃO

Conforme apresentado na seção 3.3.5, para a utilização da Simulação de Monte Carlo, é necessária que sejam conhecidas a descrição estatística (tipo de distribuição e seus parâmetros) das variáveis básicas envolvidas no problema. Além das informações estatísticas, é também necessária a relação determinística entre estas variáveis que define o desempenho do pilar em relação ao estado limite último. Numa análise de confiabilidade, os pilares a serem verificados devem representar adequadamente o escopo da norma em questão, neste caso, a ABNT NBR 6118:2014.

5.2 PILARES ANALISADOS

Para a análise de confiabilidade foram escolhidos 400 pilares representando, 5 resistências características à compressão do concreto (f_{ck}), 4 excentricidades relativas (e/h), 4 seções transversais e 5 razões de carregamento (μ_{CP}/μ_{SC}). Nos procedimentos de determinação da carga axial atuante, P_s , foram considerados 2 modelos de tensão-deformação para o concreto (ver seção 2.3.2), resultando num total de 800 análises.

As seguintes variáveis são tomadas como determinísticas:

- Diâmetro das barras longitudinais;
- Número de barras longitudinais (total);
- Diâmetro do estribo;
- Excentricidade relativa.

5.2.1 Resistência característica à compressão do concreto (f_{ck})

Uma das principais alterações no escopo da ABNT NBR 6118 da sua versão de 2007 para a de 2014 foi a inclusão dos concretos com f_{ck} variando de 50 à 90 MPa; desta forma foram escolhidos como valores representativos para o CAR 60, 75 e 90 MPa. Dois valores de referência também foram considerados (30 MPa e 50 MPa) de tal maneira a identificar os índices de confiabilidade relativos à prática já devidamente estabelecida em território nacional.

5.2.2 Resistência característica ao escoamento do aço (f_{yk})

Para as armaduras longitudinais dos pilares, foi utilizado o aço para armadura passiva CA-50, padronizado pela ABNT NBR 7480:2007. Tal aço possui tensão característica de escoamento no valor de 500 MPa.

5.2.3 Excentricidade relativa (e/h)

Para a análise dos pilares submetidos a flexão normal composta, será considerada uma excentricidade da carga aplicada na direção da altura h do pilar, conforme Fig. 5.1. A escolha das excentricidades foi realizada para valores menores que a excentricidade balanceada (domínios de deformação 4, 4a e 5). Os valores de e/h escolhidos são: 0,05; 0,10; 0,15 e 0,25.

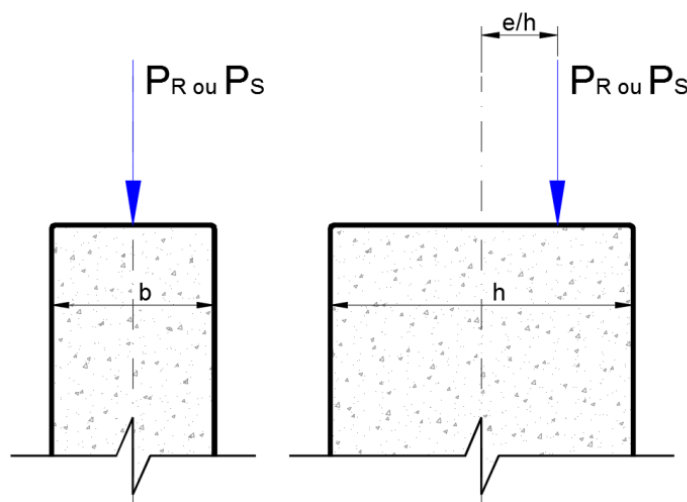


Figura 5.1. Excentricidade relativa e/h

5.2.4 Seção transversal

A escolha das seções transversais foi realizada de modo que representem situações comuns em projetos de pilares curtos com excentricidade em apenas uma direção. As seções transversais selecionadas (dimensões da seção transversal e detalhamento das armaduras longitudinal e transversal) estão apresentadas na Fig. 5.2 e na Tab. 5.1.

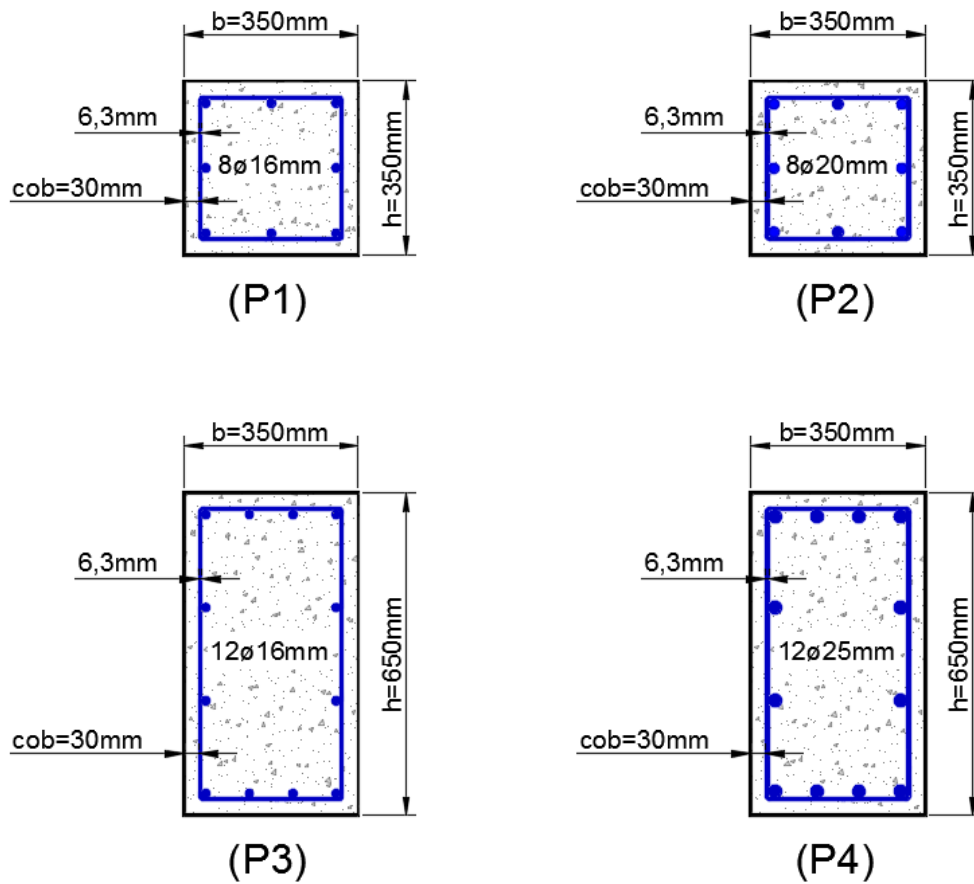


Figura 5.2. Seções transversais avaliadas

Tabela 5-1. Propriedades das seções transversais

Pilar	b (cm)	h (cm)	Armadura longitudinal	
			(cm ²)	(%)
<i>P1</i>	35	35	16,08	1,31
<i>P2</i>	35	35	25,13	2,05
<i>P3</i>	35	65	24,13	0,88
<i>P4</i>	35	65	58,90	2,16

5.2.5 Razão de carregamento (μ_{CP}/μ_{SC})

Foram selecionadas 5 razões de carregamento entre a média da carga permanente (μ_{CP}) e a média da sobrecarga (μ_{SC}), $r = \mu_{CP} / \mu_{SC}$: 0,25; 0,5; 1,0; 2,0 e 4,0.

As estruturas de concreto armado, de forma geral, possuem razão de carregamento maiores que 1,0. Entretanto, a utilização do CAR proporciona a redução da seção transversal dos elementos estruturais com a consequente redução da razão entre os carregamentos. Ademais, a utilização de sistemas estruturais com lajes mais leves (pré-moldadas, nervuradas, lisas, *steeldecks*, etc.) também proporcionam a redução da razão entre os carregamentos. Desta forma, a pesquisa aqui apresentada levou em consideração tais tendências.

5.3 VARIABILIDADE NA RESISTÊNCIA

5.3.1 Variabilidade na resistência à compressão do concreto

5.3.1.1 Variabilidade na resistência à compressão do concreto em corpos de prova

A resistência à compressão do concreto é determinada através de ensaios padronizados de curta duração. No Brasil a resistência à compressão é obtida em corpos de prova cilíndricos com uma relação altura/diâmetro maior ou igual a 2. Devido a fatores de natureza aleatória, como a falta de homogeneidade da mistura, graus de compactação diferentes para corpos de prova diferentes, dentre outros, verifica-se experimentalmente uma razoável dispersão dos valores da resistência obtidos em um lote de corpos de prova. (Araújo, 2003).

A ABNT NBR 6118:2014 adota para a determinação da resistência característica a compressão do concreto (f_{ck}) o valor que corresponde a uma probabilidade de 5% de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material. O valor de f_{ck} é dado por (ABNT NBR 12655:2015):

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65.S_d \quad (5.1)$$

onde f_{cm} é a resistência média do concreto à compressão medida nos corpos de prova; S_d é o desvio padrão.

Para os concretos selecionados para análise neste trabalho, a única condição de preparo do concreto recomendada pela ABNT NBR 12655:2015 é a “condição A” na qual o cimento e os agregados são medidos em massa, a água de amassamento é medida em massa ou volume com dispositivo dosador e corrigida em função da umidade dos agregados. Sob esta condição de preparo, é recomendado, para concretos com desvio padrão desconhecido, o valor de 4,0 MPa para o desvio padrão. A Tab. 5.2 apresenta para os concretos analisados neste trabalho a resistência característica e média do concreto, o desvio padrão e o coeficiente de variação obtidos conforme a ABNT NBR 12655:2015.

Tabela 5-2. Resistência à compressão característica, média, desvio padrão e coeficiente de variação, conforme ABNT NBR 12655:2015

f_{ck} (MPa)	S_d (Condição A)	f_{cm} (MPa)	Coeficiente de variação
30	4,0	36,6	0,109
50	4,0	56,6	0,070
60	4,0	66,6	0,060
75	4,0	81,6	0,049
90	4,0	96,6	0,041

Conforme pode ser observado na Tab. 5.2, segundo os critérios utilizados pela ABNT NBR 12655:2015, o coeficiente de variação do concreto reduz à medida que a resistência à compressão do concreto aumenta. Segundo Mirza e MacGregor (1979), o coeficiente de variação pode ser tomado como praticamente constante para valores de resistência à compressão do concreto abaixo de 28 MPa, assumindo valores de 0,10, 0,15 e 0,20 para classes de controle de qualidade excelente, médio e baixo, respectivamente. Pesquisas mais recentes indicam que a evolução dos controles de qualidade em todo o mundo conduz a coeficientes de variação próximos a 0,10 para uma ampla de faixa de resistências (Azevedo e Diniz, 2008; Szerszen e Nowak, 2003).

A Tab. 5.3 apresenta estatísticas da resistência de concretos obtidas em corpos de prova cilíndricos (Diniz e Frangopol, 1997), onde a resistência especificada, f'_c , é aquela definida segundo o ACI 318 (2002), Eqs. (5.1) e (5.3), $f_{cm} = f'_c + 1,34 s$ e $f_{cm} = 0,9 f'_c + 2,33 s$. Pode-se ver que, com exceção de somente três casos, o coeficiente de variação apresenta valores menores que 0,08. Além disso, para resistências mais elevadas, o desvio padrão pode ser maior que 4,0 MPa conforme recomendado pela ABNT NBR 12655:2015. Isto corrobora a

ideia de que, para concretos de alta resistência, o coeficiente de variação é uma melhor medida de controle de qualidade que o desvio padrão.

Tabela 5-3. Estatísticas da resistência do concreto em corpos de prova cilíndricos (Diniz e Frangopol, 1997)

f'_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coefficiente de variação
41,40	50,04	3,23	0,064
53,10	55,13	4,55	0,083
51,70	56,17	3,03	0,054
51,70	58,98	3,67	0,062
54,50	59,57	3,75	0,063
55,20	65,05	5,62	0,086
55,20	70,38	2,82	0,050
62,10	86,71	6,28	0,072
68,95	77,50	5,90	0,077
68,95	78,00	6,83	0,087
68,95	77,50	5,38	0,069
68,95	79,47	2,39	0,050
82,74	91,92	4,72	0,060
82,74	93,77	6,30	0,067
82,74	95,79	5,01	0,052
96,53	111,28	6,47	0,058
96,53	123,97	1,88	0,015

Para a obtenção de resistências da ordem de grandeza apresentada na Tab. 5.3, é razoável considerar que o controle de qualidade exercido seja excelente.

5.3.1.2 Resistência à compressão do concreto na estrutura

A resistência à compressão do concreto que se mede em laboratório, por meio dos corpos de prova retirados no ato da concretagem das estruturas, difere em relação à resistência do concreto existente na estrutura. A resistência do concreto na estrutura tende a ser inferior à resistência obtida nos corpos de prova. Este fato ocorre devido às diferenças existentes nos procedimentos de lançamento e cura, aos efeitos da migração de água em peças altas, aos efeitos da diferença no tamanho e forma das peças, aos efeitos da diferença do regime de

tensões nas estruturas e nos cilindros e aos efeitos de duração do carregamento (Mirza *et al.*, 1987).

Neste trabalho, foi adotado para o cálculo da resistência P_R a recomendação do NZS 3101:1:2006 para a redução da resistência do concreto pelos motivos citados no parágrafo anterior:

$$\begin{aligned} 0,85 & \text{ para } f_{ck} \leq 55 \text{ MPa} \\ 0,85 - 0,004 (f_{ck} - 55) & \geq 0,75 \text{ para } f_{ck} \geq 55 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (5.2)$$

Para o cálculo da solicitação P_S foi utilizada a recomendação da ABNT NBR 6118:2014 apresentada na seção 2.3.2.

5.3.1.3 Estatísticas da resistência à compressão do concreto

O cálculo da resistência à compressão média do concreto pode ser realizada pela Eq. (5.1). O coeficiente de variação de concretos de alta resistência são inferiores aos apresentados para concretos de resistência normal, fato justificável pelo maior controle de qualidade presente na fabricação, escolha dos materiais, qualidade das obras, etc. Será assumido que o CAR será de alta classe de qualidade e o CRN de média classe de qualidade, resultando em coeficientes de variação da resistência à compressão dos corpos-de-prova padronizados de 0,10 e 0,15, respectivamente.

Embora a ABNT NBR 6118:1980 prescreva a distribuição Normal para a descrição da variabilidade da resistência à compressão do concreto, neste estudo, será adotada a distribuição Lognormal para a descrição desta variável. Esta escolha se mostra mais coerente, uma vez que a distribuição Lognormal assume apenas valores positivos, ao contrário da distribuição Normal que pode assumir valores negativos, o que no caso da resistência à compressão do concreto não possui significado físico algum (Diniz e Frangopol, 1997). A Tab. 5.4 apresenta as estatísticas utilizadas para o concreto neste trabalho.

Tabela 5-4. Estatísticas da resistência à compressão do concreto

f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coefficiente de variação
30	39,87	5,980	0,15
50	66,45	9,967	0,15
60	71,86	7,186	0,10
75	89,82	8,982	0,10
90	107,78	10,778	0,10

5.3.2 Variabilidade nas tensões e deformações do aço

São várias as fontes de variabilidade nas propriedades mecânicas no aço, entre elas, estão a variação na própria resistência do material, a variação na área da seção transversal da barra, o efeito da duração do carregamento, o efeito do diâmetro da barra nas propriedades das barras e o efeito da deformação na qual o escoamento é definido (Mirza e MacGregor, 1979a).

De acordo com a ABNT NBR 12655:2015, a resistência característica ao escoamento do aço f_{yk} é admitida como sendo o valor que tem 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material, sendo definido pela expressão:

$$f_{yk} = \mu_{aço} \cdot (1 - 1,65 \cdot V_{aço}) \quad (5.3)$$

onde $V_{aço}$, $\mu_{aço}$ e $S_{aço}$ são, respectivamente, o coeficiente de variação ($V_{aço} = S_{aço} / \mu_{aço}$), a resistência média e o desvio padrão da resistência ao escoamento do aço.

Mirza e Skrabek (1991) apresentam estatísticas para as seguintes propriedades mecânicas do aço (Tab. 5.5): tensão de escoamento, f_y , tensão de ruptura, f_{su} , módulo de elasticidade longitudinal, E_s , deformação do início de endurecimento por deformação, ε_{sh} , e deformação da ruptura do aço, ε_{su} .

Tabela 5-5. Estatísticas relacionadas às propriedades mecânicas do aço (Mirza e Skrabek, 1991)

Variável	Média	Desvio padrão	Coefficiente de variação	Distribuição de probabilidade
$f_{yk} = 500$ MPa	590,63 MPa	54,92 MPa	0,093	Lognormal
$f_{su} = 1,55 f_{ym}$	915,48 MPa	85,126 MPa	0,093	Lognormal
E_s	200 GPa	6600 MPa	0,033	Normal
ε_{sh}	0,015	0,004	0,266	Normal
ε_{su}	0,15	0,030	0,200	Normal

5.3.3 Variabilidade na geometria da seção transversal

As imperfeições geométricas nas peças de concreto armado surgem durante diferentes fases da construção. Variações nas dimensões e no formato, por exemplo, dependem principalmente do tamanho, da forma e da qualidade das fôrmas usadas, além das operações de concretagem e vibração. Por estas razões, imperfeições geométricas variam de país para país, região para região e, até, de estrutura para estrutura, dependendo da qualidade das técnicas de construção, dos equipamentos e do treinamento do pessoal local (Mirza e MacGregor 1979b).

Mirza e MacGregor (1979b) recomendam o uso de distribuições normais para os modelos de probabilidade da variabilidade das dimensões, devido à sua simplicidade e versatilidade.

Para a variabilidade nas dimensões, neste estudo, serão tomadas como variáveis aleatórias a largura da seção transversal b , altura da seção transversal h e o cobrimento da armadura c . Gomes et al. (1997) recomendam a adoção de distribuição Normal com desvio padrão de 5 mm e valor médio igual ao valor nominal para a altura h e largura b , e valor médio igual ao cobrimento nominal mais 5 mm para o cobrimento da armadura c . Quanto à área das armaduras longitudinais, a variabilidade das mesmas usualmente já está incorporada nas estatísticas da tensão de escoamento do aço (Mirza e MacGregor 1979a).

5.3.4 Erro do modelo

Além das incertezas inerentes às variáveis pertinentes ao problema em questão, a análise da confiabilidade deve incluir a incerteza do modelo relacionado à formulação do estado limite relevante. A variável aleatória “erro do modelo” pode ser assumida como função da excentricidade relativa, e/h (Mirza e MacGregor, 1989 & Mirza e Skrabek, 1992). A Fig. 5.3 apresenta o coeficiente de variação do “erro do modelo” adotado neste trabalho. Deve-se observar que o coeficiente de variação depende do modo de falha do pilar (esmagamento do concreto ou escoamento do aço), para os pilares sujeitos a flexão normal composta.

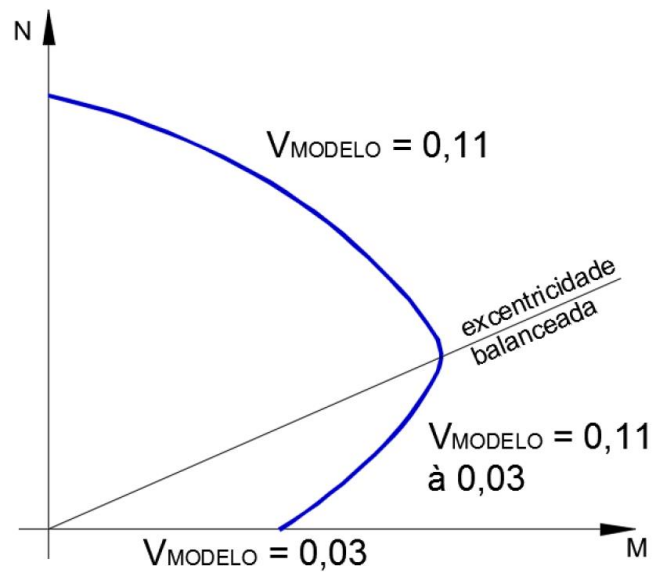


Figura 5.3. Coeficiente de variação do erro do modelo como função da excentricidade (Fonte: Mirza e MacGregor, 1989 & Mirza e Skrabek, 1992)

5.3.5 Resumo das estatísticas das variáveis básicas relacionadas à resistência do pilar

A Tab. 5.6 apresenta um quadro resumo das variáveis básicas (e suas estatísticas) relacionadas à resistência dos pilares usadas na análise de confiabilidade desenvolvida no presente trabalho.

Tabela 5-6. Estatísticas das variáveis básicas relacionadas à resistência dos pilares

Variável	Média	Desvio padrão	Coefficiente de variação	Distribuição de probabilidade	Referência
Concreto					
$f_{ck} = 30$ MPa	39,87 MPa	5,980 MPa	0,15	Lognormal	Mirza e MacGregor, 1979
$f_{ck} = 50$ MPa	66,45 MPa	9,967 MPa	0,15	Lognormal	Mirza e MacGregor, 1979
$f_{ck} = 60$ MPa	71,86 MPa	7,186 MPa	0,10	Lognormal	Mirza e MacGregor, 1979
$f_{ck} = 75$ MPa	89,82 MPa	8,982 MPa	0,10	Lognormal	Mirza e MacGregor, 1979
$f_{ck} = 90$ MPa	107,78 MPa	10,778 MPa	0,10	Lognormal	Mirza e MacGregor, 1979

Variável	Média	Desvio padrão	Coefficiente de variação	Distribuição de probabilidade	Referência
Aço					
$f_{yk} = 500$ MPa	590,63 MPa	54,92 MPa	0,093	Lognormal	Mirza e Skrabek, 1991
$f_{su} = 1,55 f_{ym}$	915,48 MPa	85,126 MPa	0,093	Lognormal	Mirza e Skrabek, 1991
E_s	200000 MPa	6600 MPa	0,033	Normal	Mirza e Skrabek, 1991
ε_{sh}	0,015	0,004	0,266	Normal	Mirza e Skrabek, 1991
ε_{su}	0,15	0,030	0,200	Normal	Mirza e Skrabek, 1991
Dimensões					
b	350 mm	5 mm	0,0143	Normal	Gomes <i>et al.</i> , 1997
h	350 mm	5 mm	0,0143	Normal	Gomes <i>et al.</i> , 1997
h	650 mm	5 mm	0,0077	Normal	Gomes <i>et al.</i> , 1997
c	30 mm	5 mm	0,1667	Normal	Gomes <i>et al.</i> , 1997
Erro do modelo					
erro do modelo	1,0	0,11	0,11	Normal	Mirza e MacGregor, 1989 & Mirza e Skrabek, 1992

NOTA: os dados estatísticos do concreto referem-se à resistência à compressão no corpo-de-prova cilíndrico; $V=0,11$ para erro do modelo (as excentricidades assumidas neste trabalho são menores que a excentricidade balanceada).

5.4 VARIABILIDADE DAS AÇÕES

A maior parte das combinações de cargas envolvendo ações gravitacionais é representada pela soma de ações permanentes com ações variáveis. As combinações de ações gravitacionais governam os projetos em muitas situações práticas e são particularmente importantes (Galambos *et al.* 1982). Assim, neste estudo, é considerado que as ações atuantes correspondem apenas à permanente e variável.

As ações permanentes apresentam pequena variabilidade ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, assume-se para este tipo de ação uma distribuição Normal, com média igual ao valor característico da ação e coeficiente de variação de 0,05 a 0,10. Entretanto, há evidências que estas ações são subestimadas, portanto seria correto considerar a média igual ao valor nominal acrescido de 5 % (Melchers, 1999).

Apesar da ABNT NBR 8681:2003 prescrever que as ações variáveis têm como valores característicos na faixa de 25 % a 35 % de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de referência de 50 anos (ver item 4.7), Ellingwood *et al.* (1980), baseados em dados amostrais, concluíram que o valor característico da ação variável acidental é igual à média dos valores máximos anuais para o período de 50 anos. Os valores característicos adotados por Ellingwood *et al.* (1980) e aqueles pela ABNT NBR 6120:1980 são próximos. Por exemplo, para salas e quartos de um edifício residencial, o valor característico adotado para carregamento variável acidental por Ellingwood *et al.* (1980) foi de 40 psf (1,92 kPa) e pela ABNT NBR 6120:1980 de 1,50 kPa, para um edifício de escritório Ellingwood *et al.* (1980) adota 50 psf (2,40 kPa) e a ABNT NBR 6120:1980 adota 2,00 kPa.

Galambos *et al.* (1982), baseados no estudo realizado por Ellingwood *et al.* (1980) propôs as estatísticas apresentadas na Tab. 5.7, e que são adotadas para as ações consideradas neste estudo.

Tabela 5-7. Estatísticas das ações consideradas (Galambos *et al.*, 1982)

Tipo de ação	μ/F ⁽¹⁾	Coefficiente de variação	Tipo de distribuição de probabilidade
Permanente (CP)	1,05	0,10	Normal
Variável (SC)	1,00	0,25	Valores extremo Tipo I

⁽¹⁾ este é o quociente da média pela ação característica não majorada

Os valores adotados para as ações a serem consideradas nos projetos estruturais são os chamados valores característicos. A ação de cálculo é obtida com a aplicação de fatores de majoração de cargas sobre as ações características. Os valores destes fatores dependem do tipo de ação e se o efeito correspondente é favorável ou não.

Para a combinação de carga permanente e carga variável, a ABNT NBR 6118:2014 e a ABNT NBR 8681:2003 fornecem a seguinte relação para a ação de cálculo, F_d :

$$F_d = 1,4 F_{CP,k} + 1,4 F_{SC,k} \quad (5.4)$$

Usando as informações da Tab. 5.7, obtém-se:

$$F_{CP,k} = \mu_{CP}/1,05 \quad (5.5)$$

$$F_{SC,k} = \mu_{SC}/1,00 \quad (5.6)$$

Substituindo as Eqs. (5.5) e (5.6) na (5.4):

$$F_d = \frac{1,4 \mu_{CP}}{1,05} + \frac{1,4 \mu_{SC}}{1,00} \quad (5.7)$$

Os valores médios para as ações permanente e variável (μ_{CP} e μ_{SC} , respectivamente) correspondentes a um dado projeto podem então ser calculados a partir do seguinte procedimento:

- assumir as características do componente estrutural em questão (materiais, geometria, excentricidade do carregamento, etc.);
- obter a resistência de cálculo, R_d , usando os procedimentos de projetos conforme a ABNT NBR 6118:2014 para um procedimento relativo ao bloco de tensões selecionado (DTDI ou BTE, ver seção 2.3.2);
- $R_d = F_d$;
- calcular os valores médios μ_{CP} e μ_{SC} a partir da ação de cálculo F_d assumindo-se valores para a razão μ_{CP}/μ_{SC} ;
- $P_S = CP + SC$.

Considerando a razão entre as médias das ações permanentes e variáveis, $r = \mu_{CP}/\mu_{SC}$, tem-se que as respectivas médias podem ser calculadas por:

$$\mu_{CP} = F_d / \left[\frac{\gamma_g}{(\mu/F)_{CP}} + \frac{\gamma_q}{(\mu/F)_{SC}} \cdot \frac{1}{r} \right] = F_d / \left[\frac{1,4}{1,05} + \frac{1,4}{r} \right] \quad (5.8)$$

$$\mu_{SC} = \mu_{CP}/r \quad (5.9)$$

Vale ressaltar que uma análise detalhada das expressões relativas aos dois modelos para o diagrama tensão-deformação do concreto pela ABNT NBR 6118:2014 (DTDI e BTE) indica que os mesmos podem conduzir a diferenças importantes na região do diagrama de interação correspondente a pequenas excentricidades (domínio 5 de deformação). Desta forma, o efeito

da utilização destes dois modelos nas estatísticas do carregamento para cada caso é investigado nesta pesquisa.

5.5 FUNÇÃO DE DESEMPENHO

Na grande maioria dos casos, o pilar está sujeito a carga axial e momento fletor, assim a falha é, em grande parte, dependente do caminho seguido na interação dos esforços, ou seja, distintos critérios podem ser utilizados para descrever a falha do pilar, cada um deles com suas vantagens e desvantagens (Diniz e Frangopol, 1997).

Em 1962, Tichý e Vorlicek observaram que o cálculo da segurança de um pilar de concreto armado depende da trajetória até a falha e o correspondente critério de falha adotado. Pela Fig. 5.4 observam-se as seguintes trajetórias até a falha: (i) LA – Momento M constante; (ii) LB – distância mínima (P e M não correlacionados); (iii) LC – excentricidade e constante (correlação perfeita entre P e M); e (iv) LD – carga axial P constante. Contudo a maioria dos estudos refere-se à excentricidade e constante (Israel *et al.*, 1987; Mirza e Skrabek, 1991, 1992; Ruiz e Aguillar, 1994; Diniz e Frangopol, 1998). Vale lembrar que “excentricidade e constante” é o critério usualmente adotado no projeto de pilares de concreto armado.

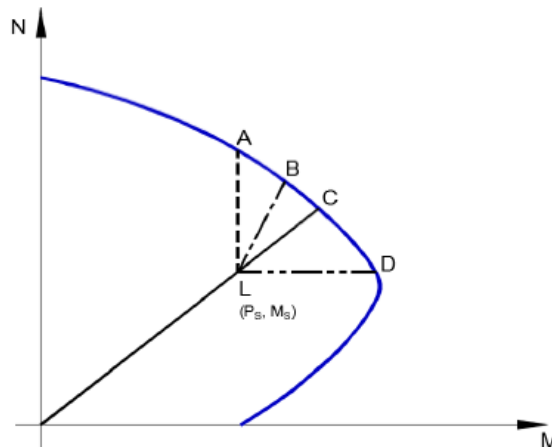


Figura 5.4. Diferentes trajetórias até a falha para pilares de concreto armado (Diniz e Frangopol, 1997)

Adotando como critério de falha aquele associado a excentricidade e constante, tem-se a seguinte equação para o estado limite:

$$g(\mathbf{X}) = \left[P_R^2 + \left(\frac{P_R \cdot e}{h} \right)^2 \right]^{1/2} - \left[P_S^2 + \left(\frac{P_S \cdot e}{h} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (5.10)$$

onde \mathbf{X} é vetor das variáveis básicas, $\mathbf{X} = \{P_R, P_S\}$; P_R é a resistência axial do pilar para uma dada excentricidade e ; P_S é a sollicitação axial agindo no pilar e h é a altura da seção transversal do pilar.

Este critério de falha é apresentado graficamente na Fig. 5.5, onde o diagrama em azul representa o domínio da resistência e o em vermelho a sollicitação, e a Eq. (5.10) pode ser entendida como a condição em que a margem de segurança se anula para uma dada excentricidade.

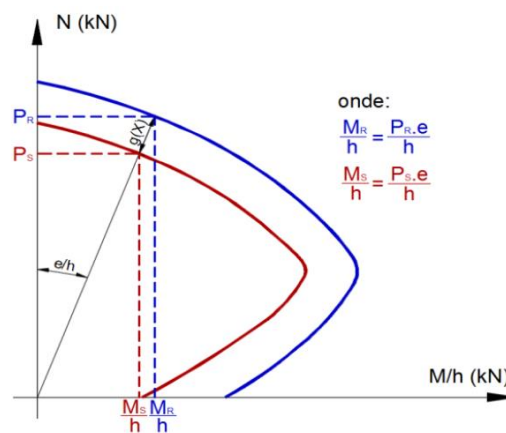


Figura 5.5. Representação gráfica da função de desempenho (Eq. (5.10))

5.6 IMPLEMENTAÇÃO DA SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO (PROGRAMA ASP-I)

Neste estudo, a simulação de Monte Carlo é adotada para o cálculo das correspondentes probabilidades de falha (e respectivos índices de confiabilidade) para cada um dos 400 pilares curtos descritos na seção 5.2. A Fig. 5.6 apresenta uma visão geral do procedimento empregado. Para uma dada excentricidade relativa e/h , o procedimento envolve a simulação probabilística da força resistente, P_R (porção esquerda da Fig. 5.6, detalhado na seção 5.6.1) e da força solicitante, P_S (porção direita da Fig. 5.6, detalhado na seção 5.6.2), concluindo com o cálculo da probabilidade de falha a partir da função de desempenho (seção 5.5).

Neste trabalho, serão realizadas 100.000 simulações de Monte Carlo para pilar analisado. Conforme apresentado na seção 3.3.5.2, pela equação proposta por Shooman (1968), supondo que em 100.000 simulações foi obtida uma probabilidade de falha igual a 0,00135, para esta probabilidade de falha a Eq.(3.30) fornece um erro percentual de 17,2%, isto é, a probabilidade de falha esta compreendida no intervalo $0,00135 \pm 0,000232$.

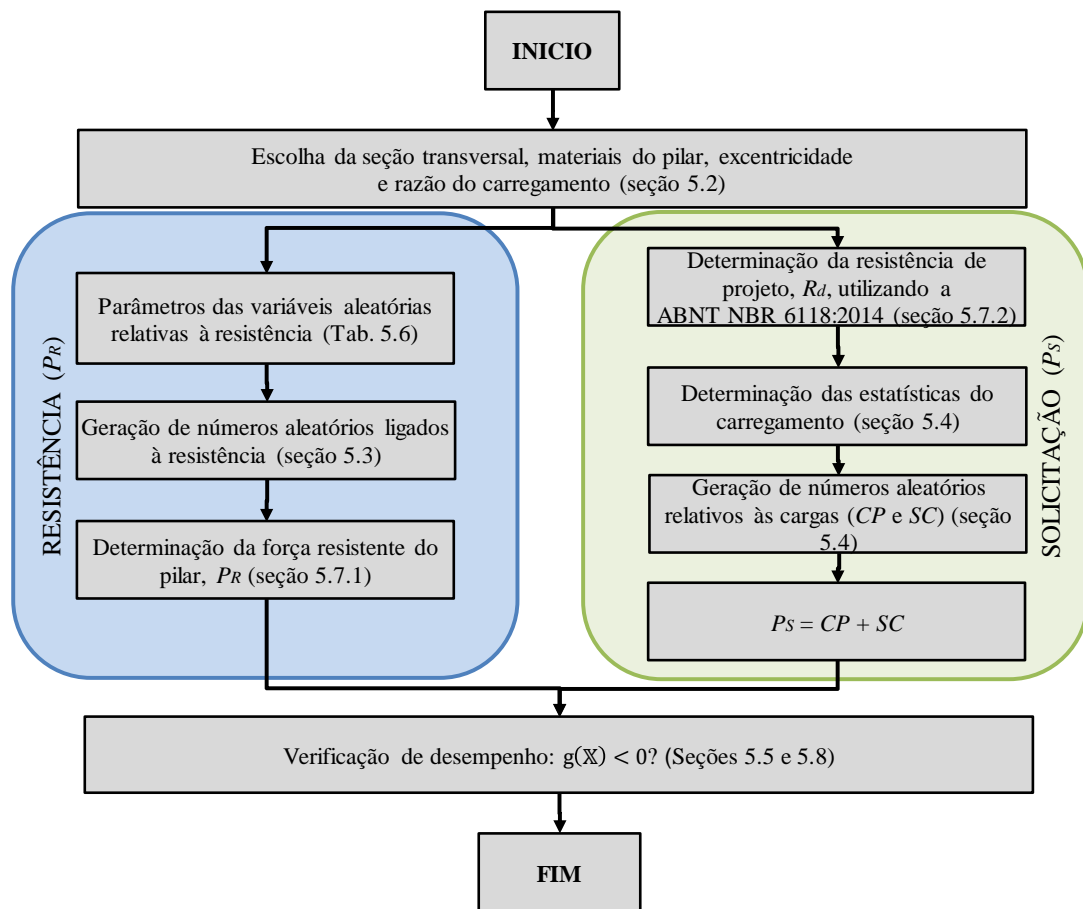


Figura 5.6. Fluxograma geral para a determinação da probabilidade de falha e índice de confiabilidade de pilares

5.6.1 Descrição estatística da força resistente (P_R)

Para cada pilar analisado foram gerados vetores de números aleatórios das variáveis básicas ligadas à resistência (resistência do concreto à compressão, tensão de escoamento do aço, tensão última do aço, módulo de elasticidade do aço, deformação no início de endurecimento por deformação do aço, deformação na ruptura do aço, largura do pilar, altura do pilar, cobrimento, centróide das barras de aço, e erro do modelo) conforme as correspondentes estatísticas apresentadas na Tab. 5.6. O procedimento determinístico utilizado na determinação da força resistente, P_R , encontra-se detalhado na Fig. 5.7.

Neste procedimento iterativo, implementado no *software* Matlab, foram assumidas as seguintes condições para a obtenção do equilíbrio estático:

- (i) seção discretizada em um grande número de faixas horizontais (100 faixas);
- (ii) distribuição de deformação linear;

- (iii) resistência à tração do concreto desprezada e;
- (iv) tensões no concreto e barras de aço calculadas em cada faixa.

A avaliação do equilíbrio estático é realizada através das equações:

$$P_R = \sum_{j=1}^n R_{cj} + \sum_{i=1}^n R_{si} \quad (5.11)$$

$$M_R = P_R \cdot e = \frac{P_R \cdot h}{2} + \sum_{j=1}^n R_{cj} \cdot y_{cj} + \sum_{i=1}^n R_{si} \cdot y_{si} \quad (5.12)$$

onde R_{cj} é a resistência da j -ésima faixa de concreto para uma determinada tensão calculada conforme diagrama tensão-deformação proposto por Thorenfeldt *et al.* (1987) (seção 2.3) vezes o fator α_c (ver seção 5.3.1.2); R_{si} é a resistência da i -ésima barra de aço para uma determinada tensão calculada conforme Park e Paulay (1975) (ver seção 4.4.2.3); y_{cj} é a distância da face inferior da seção transversal do pilar até o centro da j -ésima faixa de concreto ; y_{si} é a distância da face inferior da seção transversal do pilar até o centro da i -ésima barra de aço.

A partir da Eq. (5.12) a seguinte equação é obtida:

$$P_R = \frac{\sum_{j=1}^n R_{cj} \cdot y_{cj} + \sum_{i=1}^n R_{si} \cdot y_{si}}{\left(e - \frac{h}{2} \right)} \quad (5.13)$$

O equilíbrio estático é atingido quando o resultado da Eq. (5.14) está dentro da tolerância estabelecida para a localização da linha neutra:

$$P_R^{(Eq.5.11)} - P_R^{(Eq.5.13)} = \left[\sum_{j=1}^n R_{cj} \cdot \left(e - \frac{h}{2} \right) - \sum_{j=1}^n R_{cj} \cdot y_{cj} \right] + \left[\sum_{i=1}^n R_{si} \cdot \left(e - \frac{h}{2} \right) - \sum_{i=1}^n R_{si} \cdot y_{si} \right] \quad (5.14)$$

Valores negativos da Eq. (5.14) indicam que a posição da linha neutra é inferior àquela que corresponde ao equilíbrio estático, e, valores positivos indicam que a posição da linha neutra é superior àquela que corresponde ao equilíbrio estático. Na Eq. (5.14) a tolerância admitida para a posição da linha neutra é de 10^{-3} cm; conduzindo a erros máximos no cálculo de P_R de aproximadamente 1,0 %.

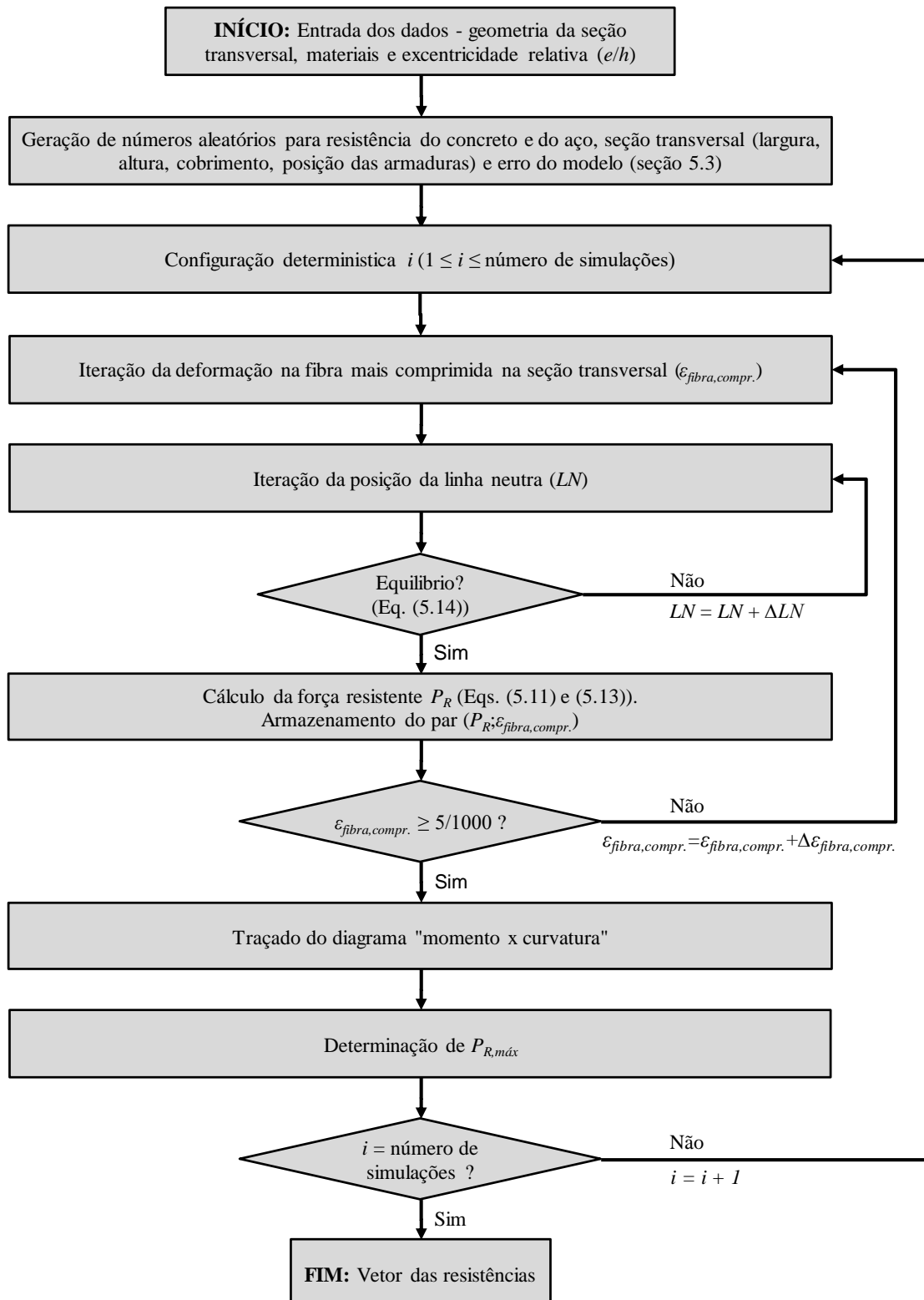


Figura 5.7. Fluxograma para a determinação da resistência do pilar para a excentricidade e/h

5.6.2 Descrição estatística da força solicitante (P_S)

O objetivo deste trabalho é a avaliação da confiabilidade de pilares de CAR projetados conforme os critérios da ABNT NBR 6118:2014. Segundo essa norma, duas representações simplificadas para o diagrama tensão-deformação podem ser utilizados (ver seção 2.3.2), significando que, para cada diagrama tensão-deformação escolhido, resultarão distintas estatísticas do carregamento. Para a geometria e os materiais selecionados, a determinação das estatísticas das forças solicitantes (carga permanente, CP , e sobrecarga, SC) foi feita a partir dos procedimentos apresentados na seção 5.4. Tais procedimentos envolvem o cálculo da resistência do pilar correspondente à excentricidade e à razão do carregamento prescritos. A determinação da resistência de projeto (R_d) foi realizada com as recomendações de projeto da ABNT NBR 6118:2014 apresentadas nos capítulos 2 e 4. Foram obtidas duas resistências, uma para o diagrama tensão-deformação idealizado (DTDI) e outra para o bloco de tensões equivalente (BTE). O procedimento utilizado se encontra detalhado na Fig. 5.8.

A força solicitante total é obtida pela soma das contribuições das variáveis aleatórias CP e SC , ou seja $P_S = CP + SC$. As estatísticas de CP e SC são então utilizadas na geração dos correspondentes vetores de números aleatórios associados a estas variáveis.

5.6.3 Verificação de desempenho

Para a determinação dos níveis de confiabilidade implícitos na ABNT NBR 6118:2014, será utilizado o critério de falha apresentado na seção 5.5 no cálculo da função de desempenho. No programa *ASP-I* desenvolvido neste trabalho, é adicionado um contador de falhas, ou seja, $g(\mathbf{X}) < 0$. A probabilidade de falha finalmente pode ser obtida pela Eq. (5.15):

$$p_f = \frac{g(\mathbf{X}) < 0}{\text{número de simulações}} \quad (5.15)$$

Comumente os resultados de análises de confiabilidade são dados em função de um índice de confiabilidade que pode ser obtido pela Eq. (5.16) (Ang e Tang, 1990):

$$p_f = \Phi(-\beta) \rightarrow \beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad (5.16)$$

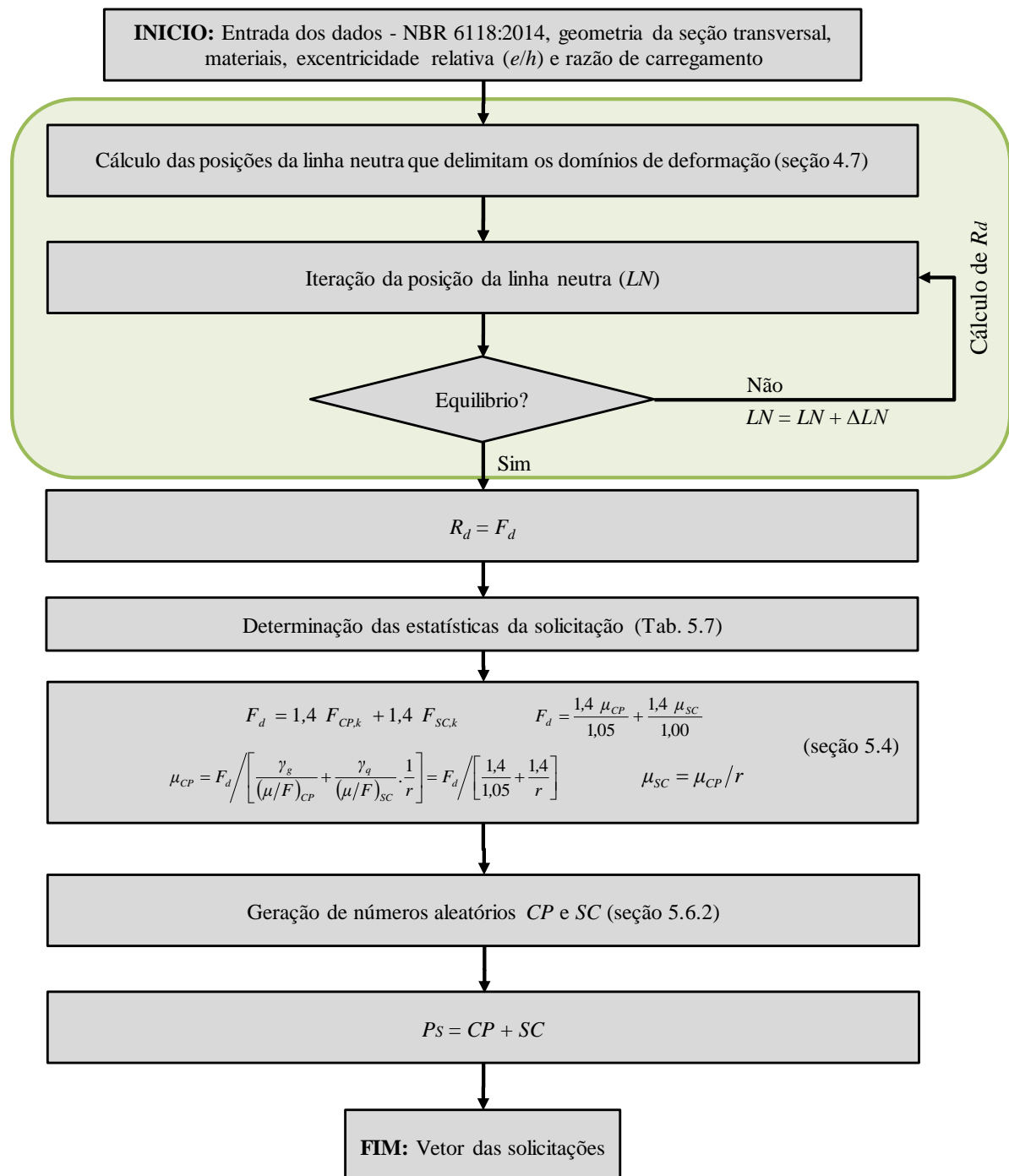


Figura 5.8. Fluxograma para a determinação da resistência do pilar para a excentricidade e/h

5.7 ESTATÍSTICAS DA FORÇA RESISTENTE (P_R) E DA RESISTÊNCIA DE PROJETO (R_d)

5.7.1 Estatísticas da força resistente (P_R)

A partir do procedimento apresentado na seção 5.6.1, foram gerados 80 vetores de resistência para as geometrias $P1$, $P2$, $P3$ e $P4$ (5 resistências do concreto, 4 excentricidades relativas e 4 geometrias). As tabelas a seguir apresentam as estatísticas das resistências (resistência mínima, média e máxima, desvio padrão e coeficiente de variação) dos pilares analisados.

Tabela 5-8. Estatísticas da resistência do pilar $P1$

f_{ck} (MPa)	Estatísticas	$P1$			
		e / h			
		0,05	0,10	0,15	0,25
30	Mínimo (kN)	1734,51	1532,43	1355,25	1039,31
	Média (kN)	4010,02	3488,33	3064,94	2304,14
	Máximo (kN)	7999,36	6877,11	6006,57	4513,49
	Desvio Padrão (kN)	706,67	599,38	520,51	381,52
	Coef. de Variação	0,176	0,172	0,170	0,166
50	Mínimo (kN)	2598,73	2294,60	1976,71	1476,06
	Média (kN)	6285,87	5368,90	4670,13	3440,67
	Máximo (kN)	13319,71	10743,91	9664,53	7080,55
	Desvio Padrão (kN)	1143,09	958,78	820,99	599,23
	Coef. de Variação	0,182	0,179	0,176	0,174
60	Mínimo (kN)	3119,08	2680,77	2336,95	1686,85
	Média (kN)	6592,13	5622,44	4884,16	3593,57
	Máximo (kN)	11830,54	10045,13	8707,27	6390,97
	Desvio Padrão (kN)	972,35	818,89	704,74	513,99
	Coef. de Variação	0,148	0,146	0,144	0,143
75	Mínimo (kN)	3538,84	3047,88	2617,72	1912,31
	Média (kN)	7561,57	6418,55	5560,93	4077,74
	Máximo (kN)	13763,07	11481,69	9960,90	7274,05
	Desvio Padrão (kN)	1113,84	936,17	801,50	585,30
	Coef. de Variação	0,147	0,146	0,144	0,144
90	Mínimo (kN)	4135,06	3515,80	3048,39	2231,85
	Média (kN)	8750,35	7395,73	6383,78	4670,06
	Máximo (kN)	15729,45	13261,77	11390,54	8340,29
	Desvio Padrão (kN)	1296,87	1083,00	924,98	674,70
	Coef. de Variação	0,148	0,146	0,145	0,144

Tabela 5-9. Estatísticas da resistência do pilar P2

f_{ck} (MPa)	Estatísticas	P2			
		e / h			
		0,05	0,10	0,15	0,25
30	Mínimo (kN)	1910,04	1698,72	1518,49	1171,92
	Média (kN)	4300,25	3750,05	3301,94	2519,48
	Máximo (kN)	8512,98	7330,82	6412,22	4882,88
	Desvio Padrão (kN)	735,77	622,80	540,34	397,30
	Coef. de Variação	0,171	0,166	0,164	0,158
50	Mínimo (kN)	2743,06	2410,69	2091,26	1583,44
	Média (kN)	6572,68	5617,94	4890,02	3634,95
	Máximo (kN)	13852,17	11234,79	10069,94	7420,16
	Desvio Padrão (kN)	1185,10	994,24	851,40	625,52
	Coef. de Variação	0,180	0,177	0,174	0,172
60	Mínimo (kN)	3253,44	2795,89	2448,04	1818,91
	Média (kN)	6874,77	5867,29	5099,94	3782,30
	Máximo (kN)	12345,58	10482,14	9078,69	6729,93
	Desvio Padrão (kN)	1008,61	849,85	731,74	539,64
	Coef. de Variação	0,147	0,145	0,143	0,143
75	Mínimo (kN)	3682,27	3177,34	2725,80	2006,50
	Média (kN)	7856,51	6672,03	5783,27	4273,55
	Máximo (kN)	14226,06	11954,01	10330,29	7594,51
	Desvio Padrão (kN)	1152,70	969,34	829,80	610,42
	Coef. de Variação	0,147	0,145	0,143	0,143
90	Mínimo (kN)	4287,73	3645,07	3163,89	2335,38
	Média (kN)	9065,14	7665,26	6618,37	4876,20
	Máximo (kN)	16279,65	13725,39	11824,78	8699,63
	Desvio Padrão (kN)	1338,95	1118,75	955,91	701,82
	Coef. de Variação	0,148	0,146	0,144	0,144

Tabela 5-10. Estatísticas da resistência do pilar P3

f_{ck} (MPa)	Estatísticas	P3			
		e / h			
		0,05	0,10	0,15	0,25
30	Mínimo (kN)	3157,73	2796,09	2479,40	1918,76
	Média (kN)	7324,59	6389,84	5627,63	4266,00
	Máximo (kN)	14613,08	12552,28	10943,95	8221,93
	Desvio Padrão (kN)	1295,86	1102,08	957,58	705,70
	Coef. de Variação	0,177	0,172	0,170	0,165
50	Mínimo (kN)	4746,74	4215,34	3625,84	2718,58
	Média (kN)	11550,32	9891,30	8612,71	6387,77
	Máximo (kN)	24431,50	19724,57	17768,45	13089,72
	Desvio Padrão (kN)	2100,92	1765,92	1512,05	1109,56
	Coef. de Variação	0,182	0,179	0,176	0,174
60	Mínimo (kN)	5731,70	4935,54	4311,15	3198,94
	Média (kN)	12120,95	10366,39	9012,07	6669,01
	Máximo (kN)	21742,44	18494,08	16014,42	11834,42
	Desvio Padrão (kN)	1785,48	1505,58	1296,38	953,29
	Coef. de Variação	0,147	0,145	0,144	0,143
75	Mínimo (kN)	6491,31	5630,99	4853,42	3599,81
	Média (kN)	13922,41	11845,48	10267,14	7571,49
	Máximo (kN)	25209,81	21144,89	18306,57	13458,53
	Desvio Padrão (kN)	2047,97	1724,70	1475,29	1082,38
	Coef. de Variação	0,147	0,146	0,144	0,143
90	Mínimo (kN)	7591,70	6484,65	5628,85	4146,01
	Média (kN)	16120,64	13658,58	11793,62	8672,51
	Máximo (kN)	28932,35	24384,22	20994,59	15423,64
	Desvio Padrão (kN)	2380,13	1992,07	1704,17	1247,95
	Coef. de Variação	0,148	0,146	0,144	0,144

Tabela 5-11. Estatísticas da resistência do pilar P4

f_{ck} (MPa)	Estatísticas	P4			
		e / h			
		0,05	0,10	0,15	0,25
30	Mínimo (kN)	3999,45	3590,38	3258,24	2622,69
	Média (kN)	8570,70	7533,01	6730,31	5330,09
	Máximo (kN)	16617,76	14353,43	12656,64	9861,85
	Desvio Padrão (kN)	1407,34	1192,32	1036,34	779,14
	Coef. de Variação	0,164	0,158	0,154	0,146
50	Mínimo (kN)	5331,56	4724,90	4119,05	3194,65
	Média (kN)	12738,18	10956,90	9577,26	7294,90
	Máximo (kN)	26647,14	21672,24	19522,40	14713,27
	Desvio Padrão (kN)	2273,90	1916,74	1643,39	1230,44
	Coef. de Variação	0,179	0,175	0,172	0,169
60	Mínimo (kN)	6310,27	5461,48	4805,17	3677,69
	Média (kN)	13311,69	11413,44	9985,44	7600,24
	Máximo (kN)	23795,98	20296,30	17683,84	13427,69
	Desvio Padrão (kN)	1938,46	1638,01	1416,93	1067,87
	Coef. de Variação	0,146	0,144	0,142	0,141
75	Mínimo (kN)	7095,03	6166,89	5363,48	4088,03
	Média (kN)	15140,00	12930,35	11241,06	8489,42
	Máximo (kN)	27296,22	23032,67	19933,50	14962,10
	Desvio Padrão (kN)	2205,41	1865,22	1599,13	1198,05
	Coef. de Variação	0,146	0,144	0,142	0,141
90	Mínimo (kN)	8238,63	7048,93	6150,46	4650,16
	Média (kN)	17437,75	14809,36	12852,57	9685,08
	Máximo (kN)	31214,92	26419,17	22843,69	17187,85
	Desvio Padrão (kN)	2556,91	2144,54	1842,97	1379,12
	Coef. de Variação	0,147	0,145	0,143	0,142

Uma análise dos resultados apresentados nas Tabelas 5.8 a 5.11 no que se refere à dispersão da resistência (desvios padrão e coeficientes de variação) indica:

- para resistência à compressão do concreto até 50 MPa (limite superior para CRN), o coeficiente de variação tende a crescer com o aumento do f_{ck} . Por exemplo, para a geometria *P4* e $e / h = 0,05$, o coeficiente de variação para $f_{ck} = 30$ MPa é igual a 0,164, enquanto que para $f_{ck} = 50$ MPa o coeficiente de variação é igual a 0,179;
- no CAR, representado neste estudo pelas resistências características de 60, 75 e 90 MPa, o coeficiente de variação é inferior àquele obtido para o CRN. Por exemplo, para a geometria *P2* e $e / h = 0,05$, o coeficiente de variação é igual a 0,177 e 0,182 para f_{ck} igual a 30 MPa e 50 MPa, respectivamente; enquanto que o coeficiente de variação é praticamente constante e igual a 0,147 / 0,148 para as três resistências consideradas para o CAR;
- para uma mesma resistência à compressão do concreto, há uma leve tendência ao decréscimo do coeficiente de variação da resistência do pilar com o acréscimo de e / h .
- para um mesmo f_{ck} , uma redução na variabilidade da resistência dos pilares com o aumento da excentricidade relativa;
- para uma mesma excentricidade relativa, um aumento na variabilidade na resistência dos pilares com o aumento do f_{ck} para os CRN e para os CAR.

5.7.2 Resistência de projeto (R_d) e razão μ_{PR} / R_d

A partir do procedimento apresentado para a obtenção da força solicitante (seção 5.4), foram calculados 800 valores de R_d , sendo 400 segundo o DTDI e 400 segundo o BTE. A resistência de projeto R_d é obtida utilizando-se os dois diagramas de tensão-deformação (DTDID e BTE) sugeridos pela ABNT NBR 6118:2014. As tabelas a seguir apresentam os valores de R_d obtidos e a razão entre a média de P_R (seção 5.8.1), μ_{PR} , e R_d para cada um dos blocos de tensão.

Valores da razão μ_{PR} / R_d superiores a 1,0 indicam que o modelo da norma, em termos médios, é “conservador” e valores inferiores a 1,0 indicam o contrário.

Tabela 5-12. Valores de R_d e Razão μ_{PR} / R_d para o pilar PI

f_{ck} (MPa)		PI			
		e / h			
		0,05	0,10	0,15	0,25
30	R_d (DTDID) (kN)	2545,1	2274,9	2013,4	1569,1
	R_d (BTE) (kN)	2595,3	2323,8	2054,3	1592,8
	μ_{PR} / R_d (DTDID)	1,58	1,53	1,52	1,47
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,55	1,50	1,49	1,45
50	R_d (DTDID) (kN)	3856,6	3434,0	3030,0	2325,7
	R_d (BTE) (kN)	3919,6	3514,1	3098,0	2366,1
	μ_{PR} / R_d (DTDID)	1,63	1,56	1,54	1,48
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,60	1,53	1,51	1,45
60	R_d (DTDID) (kN)	4385,2	3812,3	3354,2	2530,5
	R_d (BTE) (kN)	4367,9	3913,5	3448,3	2606,4
	μ_{PR} / R_d (DTDID)	1,50	1,47	1,46	1,42
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,51	1,44	1,42	1,38
75	R_d (DTDID) (kN)	5166,4	4385,2	3807,1	2841,1
	R_d (BTE) (kN)	4959,5	4421,1	3889,7	2910,1
	μ_{PR} / R_d (DTDID)	1,46	1,46	1,46	1,44
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,52	1,45	1,43	1,40
90	R_d (DTDID) (kN)	5994,7	5037,3	4342,2	3224,5
	R_d (BTE) (kN)	5386,0	4803,0	4218,5	3132,8
	μ_{PR} / R_d (DTDID)	1,46	1,47	1,47	1,45
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,62	1,54	1,51	1,49

Tabela 5-13. Valores de R_d e Razão μ_{PR} / R_d para o pilar P2

f_{ck} (MPa)		P2			
		e / h			
		0,05	0,10	0,15	0,25
30	R_d (DTDI) (kN)	2890,7	2570,7	2280,1	1793,5
	R_d (BTE) (kN)	2924,6	2620,9	2321,4	1817,1
	μ_{PR} / R_d (DTDI)	1,49	1,46	1,45	1,40
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,47	1,43	1,42	1,39
50	R_d (DTDI) (kN)	4191,5	3731,1	3297,9	2560,1
	R_d (BTE) (kN)	4253,4	3811,1	3366,1	2599,8
	μ_{PR} / R_d (DTDI)	1,57	1,51	1,48	1,42
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,55	1,47	1,45	1,40
60	R_d (DTDI) (kN)	4725,1	4105,2	3614,8	2758,2
	R_d (BTE) (kN)	4693,4	4202,6	3709,1	2836,3
	μ_{PR} / R_d (DTDI)	1,45	1,43	1,41	1,37
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,46	1,40	1,37	1,33
75	R_d (DTDI) (kN)	5506,1	4676,8	4063,9	3065,6
	R_d (BTE) (kN)	5282,2	4706,9	4147,3	3137,6
	μ_{PR} / R_d (DTDI)	1,43	1,43	1,42	1,39
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,49	1,42	1,39	1,36
90	R_d (DTDI) (kN)	6334,9	5330,7	4599,5	3450,5
	R_d (BTE) (kN)	5692,3	5090,3	4475,4	3357,7
	μ_{PR} / R_d (DTDI)	1,43	1,44	1,44	1,41
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,59	1,51	1,48	1,45

Tabela 5-14. Valores de R_d e Razão μ_{PR} / R_d para o pilar P3

f_{ck} (MPa)		P3			
		e / h			
		0,05	0,10	0,15	0,25
30	R_d (DTDI) (kN)	4568,5	4074,4	3633,5	2854,2
	R_d (BTE) (kN)	4640,9	4164,1	3705,9	2899,5
	μ_{PR} / R_d (DTDI)	1,60	1,57	1,55	1,49
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,58	1,53	1,52	1,47
50	R_d (DTDI) (kN)	6992,6	6231,6	5527,3	4265,5
	R_d (BTE) (kN)	7129,1	6378,0	5649,6	4342,0
	μ_{PR} / R_d (DTDI)	1,65	1,59	1,56	1,50
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,62	1,55	1,52	1,47
60	R_d (DTDI) (kN)	7975,7	6940,5	6118,5	4638,5
	R_d (BTE) (kN)	7979,9	7128,2	6293,8	4778,8
	μ_{PR} / R_d (DTDI)	1,52	1,49	1,47	1,44
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,52	1,45	1,43	1,40
75	R_d (DTDI) (kN)	9421,8	8002,9	6953,2	5213,6
	R_d (BTE) (kN)	9041,8	8066,4	7108,1	5340,7
	μ_{PR} / R_d (DTDI)	1,48	1,48	1,48	1,45
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,54	1,47	1,44	1,42
90	R_d (DTDI) (kN)	10962,7	9217,6	7948,8	5927,2
	R_d (BTE) (kN)	9842,0	8772,1	7717,9	5757,2
	μ_{PR} / R_d (DTDI)	1,47	1,48	1,48	1,46
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,64	1,56	1,53	1,51

Tabela 5-15. Valores de R_d e Razão μ_{PR} / R_d para o pilar P4

f_{ck} (MPa)		P4			
		e / h			
		0,05	0,10	0,15	0,25
30	R_d (DTDI) (kN)	5900,3	5265,5	4733,0	3811,4
	R_d (BTE) (kN)	5937,0	5356,9	4805,5	3857,4
	μ_{PR} / R_d (DTDI)	1,45	1,43	1,42	1,40
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,44	1,41	1,40	1,38
50	R_d (DTDI) (kN)	8326,0	7425,6	6643,1	5270,4
	R_d (BTE) (kN)	8429,1	7577,7	6763,4	5345,9
	μ_{PR} / R_d (DTDI)	1,53	1,48	1,44	1,38
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,51	1,45	1,42	1,36
60	R_d (DTDI) (kN)	9323,7	8129,6	7197,8	5606,1
	R_d (BTE) (kN)	9253,9	8298,2	7374,3	5754,8
	μ_{PR} / R_d (DTDI)	1,43	1,40	1,39	1,36
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,44	1,38	1,35	1,32
75	R_d (DTDI) (kN)	10777,5	9193,3	8010,9	6167,6
	R_d (BTE) (kN)	10303,9	9219,7	8168,1	6305,3
	μ_{PR} / R_d (DTDI)	1,40	1,41	1,40	1,38
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,47	1,40	1,38	1,35
90	R_d (DTDI) (kN)	12323,9	10416,4	9012,8	6891,5
	R_d (BTE) (kN)	11117,0	9930,5	8774,9	6715,9
	μ_{PR} / R_d (DTDI)	1,41	1,42	1,43	1,41
	μ_{PR} / R_d (BTE)	1,57	1,49	1,46	1,44

Uma análise dos valores obtidos para a solitação e da razão P_R / R_d obtidos mostram:

- em todos os casos, a razão μ_{PR} / R_d é superior a 1,0, apresentando valor máximo de 1,65 e mínimo de 1,32 para todas as 4 excentricidades consideradas;
- para o CRN e uma mesma excentricidade relativa, os valores obtidos de μ_{PR} / R_d são bastante similares. Por exemplo, para o pilar P4, $f_{ck} = 30$ MPa e $e/h = 0,05$, μ_{PR} / R_d (DTDI) = 1,45 e μ_{PR} / R_d (BTE) = 1,41;
- já para o CAR, a diferença entre as razões μ_{PR} / R_d (DTDI) e μ_{PR} / R_d (BTE) tendem a crescer. Por exemplo, para o pilar P4, $e/h = 0,05$ e $f_{ck} = 60$ MPa a razão μ_{PR} / R_d (DTDI) = 1,43 e μ_{PR} / R_d (BTE) = 1,44, enquanto que para $f_{ck} = 90$ MPa, μ_{PR} / R_d (DTDI) = 1,41 e μ_{PR} / R_d (BTE) = 1,57. O decréscimo da resistência do BTE com o aumento do f_{ck} pode ser explicado pelo coeficiente associado à largura do bloco de

tensões. Este coeficiente é tomado como constante e igual a 0,85 para o DTDI, enquanto para o BTE varia de 0,829 a 0,680 nos CAR;

- de uma forma geral as razões $\mu_{PR} / R_d \text{ (DTD)}$ e $\mu_{PR} / R_d \text{ (BTE)}$ apresentam valores similares à exceção de resistências mais elevadas e menores excentricidades, por exemplo pilar *P2*, $e/h = 0,05$ e $f_{ck} = 90$ MPa $\mu_{PR} / R_d \text{ (DTD)} = 1,43$ e $\mu_{PR} / R_d \text{ (BTE)} = 1,59$.

Como exemplo, são apresentados, na Fig. 5.9, os diagramas de interação obtidos para a configuração do pilar *P2*. Nela são apresentadas as curvas obtidas para μ_{PR} , $R_d \text{ (DTD)}$ e $R_d \text{ (BTE)}$ para as cinco resistências características à compressão do concreto analisadas (30, 50, 60, 75 e 90 MPa). Observa-se, por essa figura, que as quatro excentricidades analisadas, neste trabalho, são menores que a excentricidade balanceada (fato que se repete para as demais configurações). Nesta região de análise, a falha nos pilares ocorre por esmagamento do concreto.

Após a excentricidade balanceada, a falha se dá pela deformação excessiva da armadura de tração. Como o pilar analisado possui a mesma armadura (diâmetro e configuração), quando este está submetido à flexão simples a sua resistência depende apenas da resistência do aço. Este fato fica evidente, pois as curvas tendem a um ponto em comum.

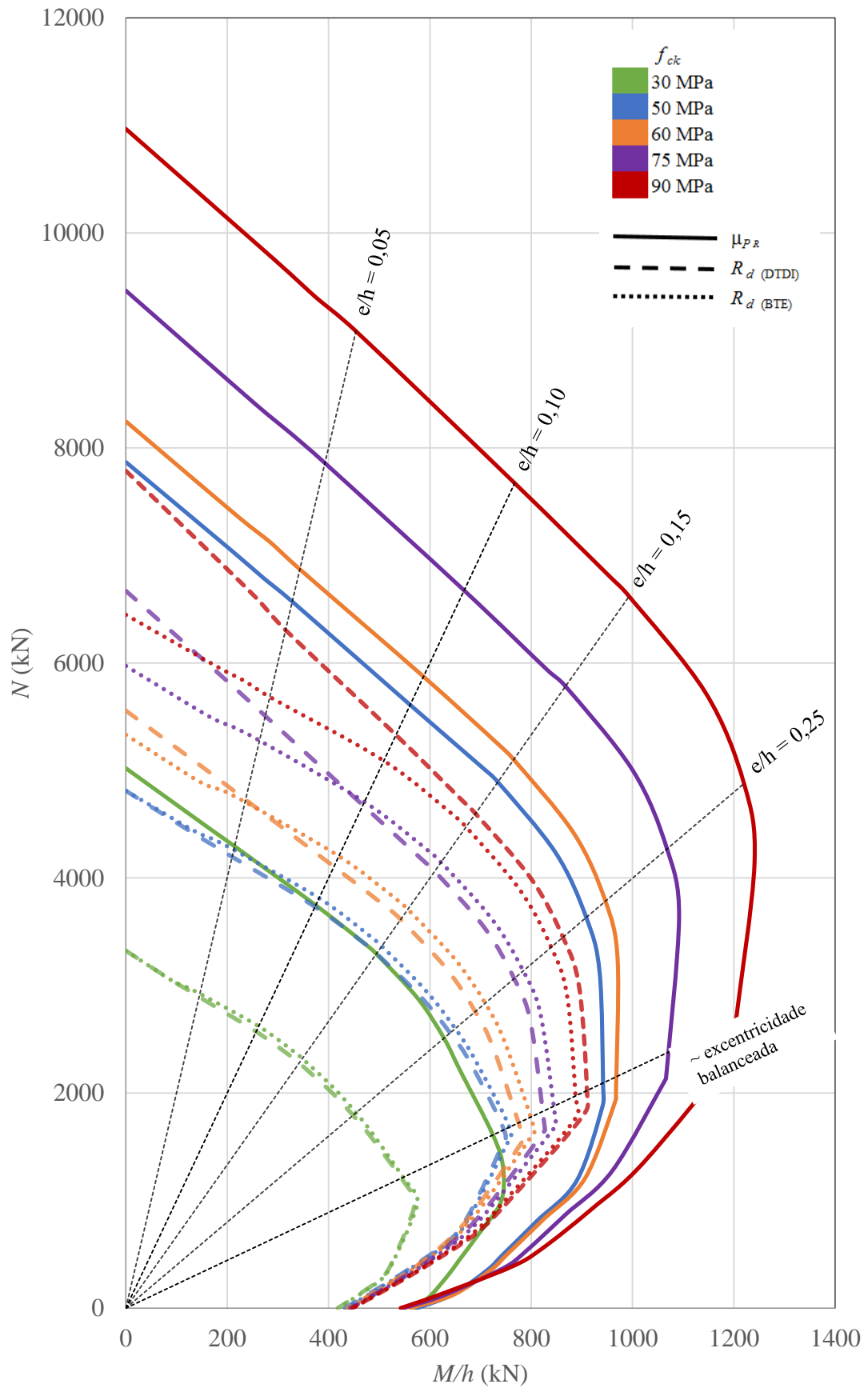


Figura 5.9. Diagrama de interação da configuração de pilar P2

5.8 RESUMO DO CAPÍTULO

Neste capítulo, foram apresentados as informações e procedimentos necessários para a análise de confiabilidade de pilares em concreto armado projetados segundo a ABNT NBR 6118:2014:

- os pilares selecionados para análise foram apresentados na seção 5.2. Nesta seção, estão discriminados os parâmetros em consideração (resistência à compressão do concreto, f_{ck} ; razão de carregamento, r ; excentricidade relativa, e/h , taxa de armadura longitudinal; altura da seção transversal, h);
- a descrição estatística de todas as variáveis envolvidas no cálculo da resistência do pilar são apresentadas na seção 5.3 (resistência à compressão do concreto, tensão de escoamento do aço, dimensões da seção transversal e erro do modelo);
- a variabilidade das ações (carga permanente e sobrecarga) é apresentada na seção 5.4. Os procedimentos associados na determinação das estatísticas associadas a cada um dos carregamentos considerados no projeto segundo a ABNT NBR 6118:2014 são aí descritos;
- a seção 5.5, apresenta a função de desempenho utilizada; a seção 5.6 apresenta a implementação da simulação de Monte Carlo e a correspondente verificação de desempenho do pilar para o estado limite último (ELU). As informações obtidas nesta seção relativamente as estatísticas da força resistente, P_R , e da força solicitante, P_S , serão levadas na função de desempenho, apresentada na seção 5.5, na avaliação dos níveis de confiabilidade implícitos no projeto de pilares de concreto armado segundo a ABNT NBR 6118:2014, conforme apresentado no capítulo a seguir.

6

AVALIAÇÃO DOS NÍVEIS DE CONFIABILIDADE IMPLÍCITOS NO PROJETO DE PILARES EM CAR SEGUNDO A ABNT NBR 6118:2014

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, são apresentados os detalhes da análise de confiabilidade de quatrocentos pilares curtos conforme apresentados na seção 5.2 (5 resistências características à compressão do concreto, f_{ck} ; 4 excentricidades relativas, e/h ; 4 seções transversais e 5 razões de carregamento, μ_{CP} / μ_{SC}) em concreto armado sob flexão normal composta. Os pilares analisados foram projetados segundo as prescrições da ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 8681:2003. Foram analisados os dois diagramas tensão-deformação sugeridos pela ABNT NBR 6118:2014: o diagrama tensão-deformação idealizado (DTDI) e o bloco de tensões equivalente (BTE), totalizando oitocentas análises para a determinação dos níveis de confiabilidade para ELU. Foi considerado que o momento fletor e a carga axial, que agem no pilar, aumentam proporcionalmente, ou seja, a excentricidade e foi tomada como determinística. Este estudo tem por objetivo revelar a influência dos seguintes parâmetros no índice de confiabilidade:

- Resistência à compressão do concreto;
- Razão entre a média da carga permanente μ_{CP} e a média da carga variável μ_{SC} ;
- Excentricidade relativa e/h ;
- Taxa de armadura longitudinal;
- Altura da seção transversal.

A confiabilidade dos pilares é avaliada através da simulação de Monte Carlo.

6.2 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

A probabilidade de falha (e o índice de confiabilidade β correspondente) para cada um dos pilares analisados está apresentada nas Tabs. 6.1 a 6.4, para as configurações *P1*, *P2*, *P3* e *P4*, respectivamente, e as 5 razões de carregamento, $r = \mu_{CP} / \mu_{SC}$: 0,25; 0,5; 1,0; 2,0 e 4,0, resultando em quatrocentos pilares analisados por dois blocos de tensões, o DTDI e o BTE. Estes resultados serão discutidos nas seções seguintes no contexto da avaliação das influências da resistência à compressão do concreto, da razão entre as médias da carga permanente e variável, da excentricidade relativa, da taxa de armadura longitudinal e da altura da seção transversal nos níveis de confiabilidade obtidos.

6.2.1 Configuração *P1*

Tabela 6-1. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares *P1*

(a)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 0,25$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTD	0,00490	2,58	0,00574	2,53	0,00595	2,52	0,00754	2,43
	BTE	0,00573	2,53	0,00715	2,45	0,00732	2,44	0,00905	2,36
50	DTD	0,00383	2,67	0,00545	2,55	0,00589	2,52	0,00831	2,40
	BTE	0,00431	2,63	0,00676	2,47	0,00707	2,45	0,00982	2,33
60	DTD	0,00505	2,57	0,00573	2,53	0,00647	2,49	0,00792	2,41
	BTE	0,00473	2,59	0,00748	2,43	0,00841	2,39	0,01053	2,31
75	DTD	0,00643	2,49	0,00629	2,50	0,00634	2,49	0,00732	2,44
	BTE	0,00419	2,64	0,00680	2,47	0,00754	2,43	0,00914	2,36
90	DTD	0,00679	2,47	0,00607	2,51	0,00585	2,52	0,00687	2,46
	BTE	0,00218	2,85	0,00383	2,67	0,00437	2,62	0,00516	2,56

Continuação da Tabela 6-1. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares P1

(b)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 0,50$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00288	2,76	0,00337	2,71	0,00357	2,69	0,00485	2,59
	BTE	0,00321	2,73	0,00407	2,65	0,00423	2,63	0,00537	2,55
50	DTDI	0,00201	2,88	0,00330	2,72	0,00322	2,72	0,00492	2,58
	BTE	0,00243	2,82	0,00400	2,65	0,00418	2,64	0,00614	2,50
60	DTDI	0,00292	2,76	0,00336	2,71	0,00373	2,68	0,00455	2,61
	BTE	0,00238	2,82	0,00428	2,63	0,00471	2,60	0,00625	2,50
75	DTDI	0,00331	2,72	0,00358	2,69	0,00323	2,72	0,00391	2,66
	BTE	0,00208	2,87	0,00380	2,67	0,00430	2,63	0,00534	2,55
90	DTDI	0,00385	2,66	0,00354	2,69	0,00341	2,71	0,00388	2,66
	BTE	0,00108	3,07	0,00196	2,88	0,00229	2,84	0,00273	2,78

(c)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 1,0$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00124	3,03	0,00154	2,96	0,00158	2,95	0,00218	2,85
	BTE	0,00141	2,99	0,00182	2,91	0,00187	2,90	0,00243	2,82
50	DTDI	0,00090	3,12	0,00148	2,97	0,00136	3,00	0,00216	2,85
	BTE	0,00111	3,06	0,00189	2,90	0,00189	2,90	0,00287	2,76
60	DTDI	0,00110	3,06	0,00137	3,00	0,00161	2,95	0,00169	2,93
	BTE	0,00096	3,10	0,00171	2,93	0,00200	2,88	0,00286	2,76
75	DTDI	0,00131	3,01	0,00156	2,96	0,00120	3,04	0,00153	2,96
	BTE	0,00081	3,15	0,00156	2,96	0,00172	2,93	0,00230	2,83
90	DTDI	0,00172	2,93	0,00154	2,96	0,00142	2,98	0,00170	2,93
	BTE	0,00036	3,38	0,00071	3,19	0,00088	3,13	0,00105	3,08

Continuação da Tabela 6-1. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares P1

(d)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 2,0$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00047	3,31	0,00061	3,23	0,00064	3,22	0,00093	3,11
	BTE	0,00062	3,23	0,00083	3,15	0,00087	3,13	0,00109	3,06
50	DTDI	0,00035	3,39	0,00070	3,19	0,00056	3,26	0,00091	3,12
	BTE	0,00041	3,35	0,00090	3,12	0,00097	3,10	0,00136	3,00
60	DTDI	0,00037	3,37	0,00047	3,31	0,00056	3,26	0,00054	3,27
	BTE	0,00030	3,43	0,00063	3,22	0,00080	3,16	0,00110	3,06
75	DTDI	0,00040	3,35	0,00052	3,28	0,00038	3,37	0,00045	3,32
	BTE	0,00026	3,47	0,00055	3,26	0,00068	3,20	0,00089	3,12
90	DTDI	0,00058	3,25	0,00051	3,28	0,00049	3,30	0,00058	3,25
	BTE	0,00007	3,81	0,00021	3,53	0,00026	3,47	0,00034	3,40

(e)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 4,0$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00028	3,45	0,00031	3,42	0,00033	3,41	0,00046	3,31
	BTE	0,00035	3,39	0,00050	3,29	0,00052	3,28	0,00065	3,22
50	DTDI	0,00020	3,54	0,00039	3,36	0,00033	3,41	0,00059	3,24
	BTE	0,00031	3,42	0,00063	3,22	0,00057	3,25	0,00092	3,11
60	DTDI	0,00016	3,60	0,00024	3,49	0,00027	3,46	0,00030	3,43
	BTE	0,00016	3,60	0,00036	3,38	0,00044	3,33	0,00063	3,22
75	DTDI	0,00022	3,51	0,00027	3,46	0,00019	3,55	0,00026	3,47
	BTE	0,00013	3,65	0,00029	3,44	0,00039	3,36	0,00050	3,29
90	DTDI	0,00028	3,45	0,00027	3,46	0,00025	3,48	0,00029	3,44
	BTE	0,00002	4,11	0,00010	3,72	0,00014	3,63	0,00016	3,60

6.2.2 Configuração P2

Tabela 6-2. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares P2

(a)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 0,25$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00735	2,44	0,00796	2,41	0,00824	2,40	0,01004	2,32
	BTE	0,00832	2,39	0,00971	2,34	0,00999	2,33	0,01160	2,27
50	DTDI	0,00534	2,55	0,00745	2,43	0,00818	2,40	0,01189	2,26
	BTE	0,00603	2,51	0,00902	2,36	0,00984	2,33	0,01346	2,21
60	DTDI	0,00681	2,47	0,00777	2,42	0,00840	2,39	0,01089	2,29
	BTE	0,00632	2,49	0,00965	2,34	0,01103	2,29	0,01442	2,19
75	DTDI	0,00792	2,41	0,00790	2,41	0,00786	2,42	0,00954	2,34
	BTE	0,00540	2,55	0,00844	2,39	0,00945	2,35	0,01181	2,26
90	DTDI	0,00785	2,42	0,00740	2,44	0,00724	2,45	0,00832	2,39
	BTE	0,00261	2,79	0,00466	2,60	0,00551	2,54	0,00662	2,48

(b)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 0,50$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00450	2,61	0,00507	2,57	0,00530	2,56	0,00617	2,50
	BTE	0,00490	2,58	0,00596	2,51	0,00614	2,50	0,00710	2,45
50	DTDI	0,00301	2,75	0,00460	2,60	0,00479	2,59	0,00756	2,43
	BTE	0,00353	2,69	0,00565	2,53	0,00616	2,50	0,00860	2,38
60	DTDI	0,00388	2,66	0,00458	2,61	0,00506	2,57	0,00677	2,47
	BTE	0,00347	2,70	0,00568	2,53	0,00652	2,48	0,00891	2,37
75	DTDI	0,00452	2,61	0,00467	2,60	0,00444	2,62	0,00561	2,54
	BTE	0,00287	2,76	0,00478	2,59	0,00562	2,54	0,00703	2,46
90	DTDI	0,00474	2,59	0,00440	2,62	0,00415	2,64	0,00501	2,58
	BTE	0,00132	3,01	0,00239	2,82	0,00291	2,76	0,00361	2,69

Continuação da Tabela 6-2. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares P2

(c)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 1,0$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00210	2,86	0,00227	2,84	0,00232	2,83	0,00290	2,76
	BTE	0,00215	2,86	0,00262	2,79	0,00264	2,79	0,00310	2,74
50	DTDI	0,00123	3,03	0,00227	2,84	0,00207	2,87	0,00345	2,70
	BTE	0,00161	2,95	0,00276	2,78	0,00290	2,76	0,00455	2,61
60	DTDI	0,00172	2,93	0,00199	2,88	0,00228	2,84	0,00312	2,73
	BTE	0,00140	2,99	0,00233	2,83	0,00282	2,77	0,00416	2,64
75	DTDI	0,00170	2,93	0,00209	2,86	0,00165	2,94	0,00219	2,85
	BTE	0,00105	3,08	0,00199	2,88	0,00249	2,81	0,00329	2,72
90	DTDI	0,00215	2,86	0,00188	2,90	0,00182	2,91	0,00225	2,84
	BTE	0,00048	3,30	0,00095	3,11	0,00115	3,05	0,00143	2,98

(d)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 2,0$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00089	3,12	0,00097	3,10	0,00095	3,11	0,00113	3,05
	BTE	0,00103	3,08	0,00114	3,05	0,00122	3,03	0,00140	2,99
50	DTDI	0,00052	3,28	0,00105	3,08	0,00086	3,13	0,00152	2,96
	BTE	0,00074	3,18	0,00136	3,00	0,00138	2,99	0,00208	2,87
60	DTDI	0,00059	3,24	0,00076	3,17	0,00083	3,15	0,00123	3,03
	BTE	0,00048	3,30	0,00108	3,07	0,00127	3,02	0,00177	2,92
75	DTDI	0,00059	3,24	0,00078	3,16	0,00051	3,28	0,00075	3,17
	BTE	0,00036	3,38	0,00084	3,14	0,00096	3,10	0,00133	3,00
90	DTDI	0,00079	3,16	0,00069	3,20	0,00063	3,22	0,00083	3,15
	BTE	0,00012	3,67	0,00029	3,44	0,00036	3,38	0,00050	3,29

Continuação da Tabela 6-2. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares P2

(e)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 4,0$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00044	3,33	0,00045	3,32	0,00046	3,31	0,00057	3,25
	BTE	0,00063	3,22	0,00076	3,17	0,00074	3,18	0,00089	3,12
50	DTDI	0,00030	3,43	0,00059	3,24	0,00056	3,26	0,00098	3,10
	BTE	0,00045	3,32	0,00094	3,11	0,00093	3,11	0,00143	2,98
60	DTDI	0,00027	3,46	0,00034	3,40	0,00042	3,34	0,00069	3,20
	BTE	0,00025	3,48	0,00060	3,24	0,00072	3,19	0,00115	3,05
75	DTDI	0,00029	3,44	0,00037	3,37	0,00027	3,46	0,00042	3,34
	BTE	0,00017	3,58	0,00047	3,31	0,00056	3,26	0,00079	3,16
90	DTDI	0,00040	3,35	0,00033	3,41	0,00031	3,42	0,00041	3,35
	BTE	0,00004	3,94	0,00015	3,62	0,00019	3,55	0,00025	3,48

6.2.3 Configuração P3

Tabela 6-3. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares P3

(a)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 0,25$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00433	2,63	0,00482	2,59	0,00519	2,56	0,00646	2,49
	BTE	0,00470	2,60	0,00572	2,53	0,00609	2,51	0,00772	2,42
50	DTDI	0,00328	2,72	0,00490	2,58	0,00519	2,56	0,00742	2,44
	BTE	0,00389	2,66	0,00583	2,52	0,00628	2,50	0,00865	2,38
60	DTDI	0,00464	2,60	0,00509	2,57	0,00568	2,53	0,00717	2,45
	BTE	0,00436	2,62	0,00664	2,48	0,00745	2,43	0,00950	2,35
75	DTDI	0,00601	2,51	0,00558	2,54	0,00570	2,53	0,00655	2,48
	BTE	0,00373	2,68	0,00609	2,51	0,00666	2,48	0,00802	2,41
90	DTDI	0,00604	2,51	0,00553	2,54	0,00539	2,55	0,00601	2,51
	BTE	0,00203	2,87	0,00334	2,71	0,00400	2,65	0,00447	2,61

Continuação da Tabela 6-3. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares P3

(b)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 0,50$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00248	2,81	0,00277	2,77	0,00304	2,74	0,00385	2,66
	BTE	0,00260	2,79	0,00321	2,73	0,00352	2,69	0,00440	2,62
50	DTDI	0,00173	2,92	0,00286	2,76	0,00291	2,76	0,00432	2,63
	BTE	0,00220	2,85	0,00341	2,71	0,00367	2,68	0,00527	2,56
60	DTDI	0,00256	2,80	0,00293	2,76	0,00333	2,71	0,00409	2,64
	BTE	0,00221	2,85	0,00371	2,68	0,00430	2,63	0,00542	2,55
75	DTDI	0,00300	2,75	0,00329	2,72	0,00283	2,77	0,00337	2,71
	BTE	0,00186	2,90	0,00333	2,71	0,00376	2,67	0,00457	2,61
90	DTDI	0,00352	2,69	0,00327	2,72	0,00319	2,73	0,00349	2,70
	BTE	0,00101	3,09	0,00176	2,92	0,00202	2,88	0,00231	2,83

(c)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 1,0$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00105	3,08	0,00116	3,05	0,00130	3,01	0,00179	2,91
	BTE	0,00109	3,06	0,00137	3,00	0,00153	2,96	0,00190	2,89
50	DTDI	0,00067	3,21	0,00125	3,02	0,00115	3,05	0,00189	2,90
	BTE	0,00099	3,09	0,00162	2,94	0,00172	2,93	0,00244	2,81
60	DTDI	0,00092	3,11	0,00108	3,07	0,00129	3,01	0,00173	2,92
	BTE	0,00083	3,15	0,00148	2,97	0,00174	2,92	0,00227	2,84
75	DTDI	0,00111	3,06	0,00129	3,01	0,00102	3,08	0,00122	3,03
	BTE	0,00070	3,19	0,00130	3,01	0,00146	2,98	0,00182	2,91
90	DTDI	0,00152	2,96	0,00126	3,02	0,00117	3,04	0,00146	2,98
	BTE	0,00031	3,42	0,00064	3,22	0,00074	3,18	0,00086	3,13

Continuação da Tabela 6-3. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares P3

(d)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 2,0$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00039	3,36	0,00045	3,32	0,00051	3,28	0,00069	3,20
	BTE	0,00042	3,34	0,00059	3,24	0,00063	3,22	0,00086	3,13
50	DTDI	0,00031	3,42	0,00051	3,28	0,00049	3,30	0,00072	3,19
	BTE	0,00038	3,37	0,00071	3,19	0,00076	3,17	0,00120	3,04
60	DTDI	0,00031	3,42	0,00036	3,38	0,00041	3,35	0,00063	3,22
	BTE	0,00027	3,46	0,00051	3,28	0,00061	3,23	0,00105	3,08
75	DTDI	0,00037	3,37	0,00040	3,35	0,00031	3,42	0,00038	3,37
	BTE	0,00019	3,55	0,00045	3,32	0,00052	3,28	0,00072	3,19
90	DTDI	0,00054	3,27	0,00040	3,35	0,00039	3,36	0,00050	3,29
	BTE	0,00007	3,81	0,00018	3,57	0,00021	3,53	0,00025	3,48

(e)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 4,0$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00024	3,49	0,00025	3,48	0,00026	3,47	0,00034	3,40
	BTE	0,00023	3,50	0,00034	3,40	0,00036	3,38	0,00051	3,28
50	DTDI	0,00018	3,57	0,00032	3,41	0,00027	3,46	0,00041	3,35
	BTE	0,00025	3,48	0,00046	3,31	0,00047	3,31	0,00071	3,19
60	DTDI	0,00014	3,63	0,00017	3,58	0,00024	3,49	0,00032	3,41
	BTE	0,00014	3,63	0,00024	3,49	0,00033	3,41	0,00055	3,26
75	DTDI	0,00019	3,55	0,00023	3,50	0,00016	3,60	0,00020	3,54
	BTE	0,00013	3,65	0,00021	3,53	0,00028	3,45	0,00044	3,33
90	DTDI	0,00028	3,45	0,00023	3,50	0,00019	3,55	0,00026	3,47
	BTE	0,00002	4,11	0,00007	3,81	0,00011	3,69	0,00014	3,63

6.2.4 Configuração P4

Tabela 6-4. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares P4

(a)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 0,25$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00798	2,41	0,00830	2,40	0,00837	2,39	0,00909	2,36
	BTE	0,00866	2,38	0,01032	2,31	0,01005	2,32	0,01045	2,31
50	DTDI	0,00640	2,49	0,00859	2,38	0,01022	2,32	0,01418	2,19
	BTE	0,00720	2,45	0,01036	2,31	0,01208	2,25	0,01602	2,14
60	DTDI	0,00783	2,42	0,00874	2,38	0,00948	2,35	0,01170	2,27
	BTE	0,00732	2,44	0,01103	2,29	0,01253	2,24	0,01545	2,16
75	DTDI	0,00919	2,36	0,00870	2,38	0,00881	2,37	0,01062	2,30
	BTE	0,00578	2,53	0,00918	2,36	0,01059	2,30	0,01296	2,23
90	DTDI	0,00846	2,39	0,00801	2,41	0,00764	2,43	0,00858	2,38
	BTE	0,00316	2,73	0,00513	2,57	0,00597	2,51	0,00697	2,46

(b)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 0,5$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00498	2,58	0,00519	2,56	0,00515	2,57	0,00549	2,54
	BTE	0,00505	2,57	0,00601	2,51	0,00581	2,52	0,00602	2,51
50	DTDI	0,00369	2,68	0,00540	2,55	0,00628	2,50	0,00907	2,36
	BTE	0,00428	2,63	0,00652	2,48	0,00761	2,43	0,01037	2,31
60	DTDI	0,00476	2,59	0,00532	2,55	0,00590	2,52	0,00721	2,45
	BTE	0,00420	2,64	0,00652	2,48	0,00748	2,43	0,00954	2,34
75	DTDI	0,00547	2,54	0,00528	2,56	0,00518	2,56	0,00625	2,50
	BTE	0,00331	2,72	0,00526	2,56	0,00618	2,50	0,00775	2,42
90	DTDI	0,00520	2,56	0,00490	2,58	0,00457	2,61	0,00520	2,56
	BTE	0,00161	2,95	0,00272	2,78	0,00331	2,72	0,00386	2,66

Continuação da Tabela 6-4. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares P4

(c)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 1,0$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00220	2,85	0,00229	2,84	0,00223	2,84	0,00234	2,83
	BTE	0,00217	2,85	0,00255	2,80	0,00238	2,82	0,00248	2,81
50	DTDI	0,00160	2,95	0,00270	2,78	0,00270	2,78	0,00434	2,62
	BTE	0,00192	2,89	0,00329	2,72	0,00384	2,67	0,00562	2,54
60	DTDI	0,00214	2,86	0,00244	2,81	0,00264	2,79	0,00337	2,71
	BTE	0,00173	2,92	0,00283	2,77	0,00330	2,72	0,00464	2,60
75	DTDI	0,00208	2,87	0,00244	2,81	0,00190	2,89	0,00249	2,81
	BTE	0,00122	3,03	0,00224	2,84	0,00287	2,76	0,00357	2,69
90	DTDI	0,00238	2,82	0,00223	2,84	0,00206	2,87	0,00238	2,82
	BTE	0,00058	3,25	0,00102	3,08	0,00129	3,01	0,00151	2,97

(d)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 2,0$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00088	3,13	0,00089	3,12	0,00084	3,14	0,00086	3,13
	BTE	0,00090	3,12	0,00115	3,05	0,00105	3,08	0,00104	3,08
50	DTDI	0,00066	3,21	0,00125	3,02	0,00115	3,05	0,00203	2,87
	BTE	0,00097	3,10	0,00161	2,95	0,00172	2,93	0,00255	2,80
60	DTDI	0,00077	3,17	0,00090	3,12	0,00101	3,09	0,00133	3,00
	BTE	0,00061	3,23	0,00123	3,03	0,00148	2,97	0,00189	2,90
75	DTDI	0,00070	3,19	0,00091	3,12	0,00063	3,22	0,00084	3,14
	BTE	0,00042	3,34	0,00098	3,10	0,00111	3,06	0,00153	2,96
90	DTDI	0,00091	3,12	0,00079	3,16	0,00074	3,18	0,00088	3,13
	BTE	0,00018	3,57	0,00032	3,41	0,00040	3,35	0,00050	3,29

Continuação da Tabela 6-4. Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para os pilares *P4*

(e)

$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 4,0$									
f_{ck} (MPa)	$(\sigma \times \epsilon)_{concr.}$	e / h							
		0,05		0,10		0,15		0,25	
		p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f	β
30	DTDI	0,00043	3,33	0,00042	3,34	0,00042	3,34	0,00042	3,34
	BTE	0,00049	3,30	0,00063	3,22	0,00054	3,27	0,00052	3,28
50	DTDI	0,00038	3,37	0,00073	3,18	0,00081	3,15	0,00118	3,04
	BTE	0,00058	3,25	0,00108	3,07	0,00113	3,05	0,00183	2,91
60	DTDI	0,00038	3,37	0,00045	3,32	0,00052	3,28	0,00072	3,19
	BTE	0,00033	3,41	0,00073	3,18	0,00085	3,14	0,00122	3,03
75	DTDI	0,00038	3,37	0,00045	3,32	0,00032	3,41	0,00046	3,31
	BTE	0,00018	3,57	0,00050	3,29	0,00060	3,24	0,00085	3,14
90	DTDI	0,00048	3,30	0,00039	3,36	0,00034	3,40	0,00042	3,34
	BTE	0,00006	3,85	0,00015	3,62	0,00019	3,55	0,00023	3,50

6.3 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

A influência da resistência à compressão do concreto sobre o índice de confiabilidade β pode ser observada pelas Figs. 6.1, 6.2, 6.3. e 6.4, referentes às configurações *P1*, *P2*, *P3* e *P4*, respectivamente. Em cada figura, (a), (b), (c), (d) e (e) correspondem à razão μ_{CP}/μ_{SC} igual a 0,25; 0,5; 1,0; 2,0 e 4,0, respectivamente. Cada figura apresenta o índice de confiabilidade β em função da resistência característica f_{ck} . Em cada uma das figuras, são apresentadas quatro cores de barras que representam a excentricidade relativa e/h igual a 0,05; 0,10; 0,15 e 0,25. Todos os gráficos apresentados foram criados utilizando uma escala de 2,0 a 4,25 para facilitar a comparação dos resultados. Entre as 800 análises realizadas os β obtidos variam de 2,14 a 4,11.

Uma análise dos gráficos apresentados, avaliando a influência da resistência à compressão do concreto, mostram que:

- para o DTDI existe uma uniformidade nos índices de confiabilidade obtidos para uma mesma razão de carregamento com uma leve tendência a valores maiores para menores excentricidades;
- para o BTE o índice de confiabilidade reduz com o aumento da excentricidade relativa;
- para pequenas excentricidades o índice de confiabilidade obtido nos CAR pelo BTE é maior que os obtidos pelo DTDI, sendo que esta diferença aumenta com o aumento do f_{ck} . Por exemplo, para o pilar *P3*, $\mu_{CP}/\mu_{SC} = 2,0$, $e/h = 0,05$ e $f_{ck} = 60$ MPa o $\beta_{DTDI} = 3,42$ enquanto o $\beta_{BTE} = 3,46$ (1,2 % de diferença); já para o $f_{ck} = 90$ MPa o $\beta_{DTDI} = 3,27$ enquanto o $\beta_{BTE} = 3,81$ (diferença de 14,2 %);
- para maiores excentricidades observa-se que os dois blocos de tensão possuem valores de índice de confiabilidade mais próximos que os observados anteriormente. Por exemplo, para o pilar *P3*, $\mu_{CP}/\mu_{SC} = 2,0$, $e/h = 0,25$ e $f_{ck} = 60$ MPa o $\beta_{DTDI} = 3,22$ enquanto o $\beta_{BTE} = 3,08$ (4,3 % de diferença); já para o $f_{ck} = 90$ MPa o $\beta_{DTDI} = 3,29$ enquanto o $\beta_{BTE} = 3,48$ (diferença de 5,5 %);

O projeto de estruturas em concreto armado com CRN através da ABNT NBR 6118 já está consolidado, assim, os correspondentes índices de confiabilidade podem ser

utilizados na seleção do índice de confiabilidade objetivo $\beta_{objetivo}$. Pelos resultados obtidos, pode-se observar que $\beta_{objetivo}$ poderia ser tomado como 3,0. Este resultado está em concordância com outras pesquisas. Por exemplo, os estudos de Galambos *et al.* (1982), considerando uma vida útil de 50 anos e combinações de cargas gravitacionais, propõem o valor para o índice $\beta_{objetivo}$ para pilares curtos igual a 3,0. Este valor de $\beta_{objetivo}$ foi utilizado na calibração da norma *American National Standard A58*, predecessora da atual *SEI-ASCE 7*. Valores muito maiores que o objetivo indicam que a norma adota um dimensionamento altamente conservador, resultando em estruturas pouco econômicas. Neste trabalho então será considerado como $\beta_{objetivo}$ os valores entre 3,0 e 3,5.

6.3.1 Configuração P1

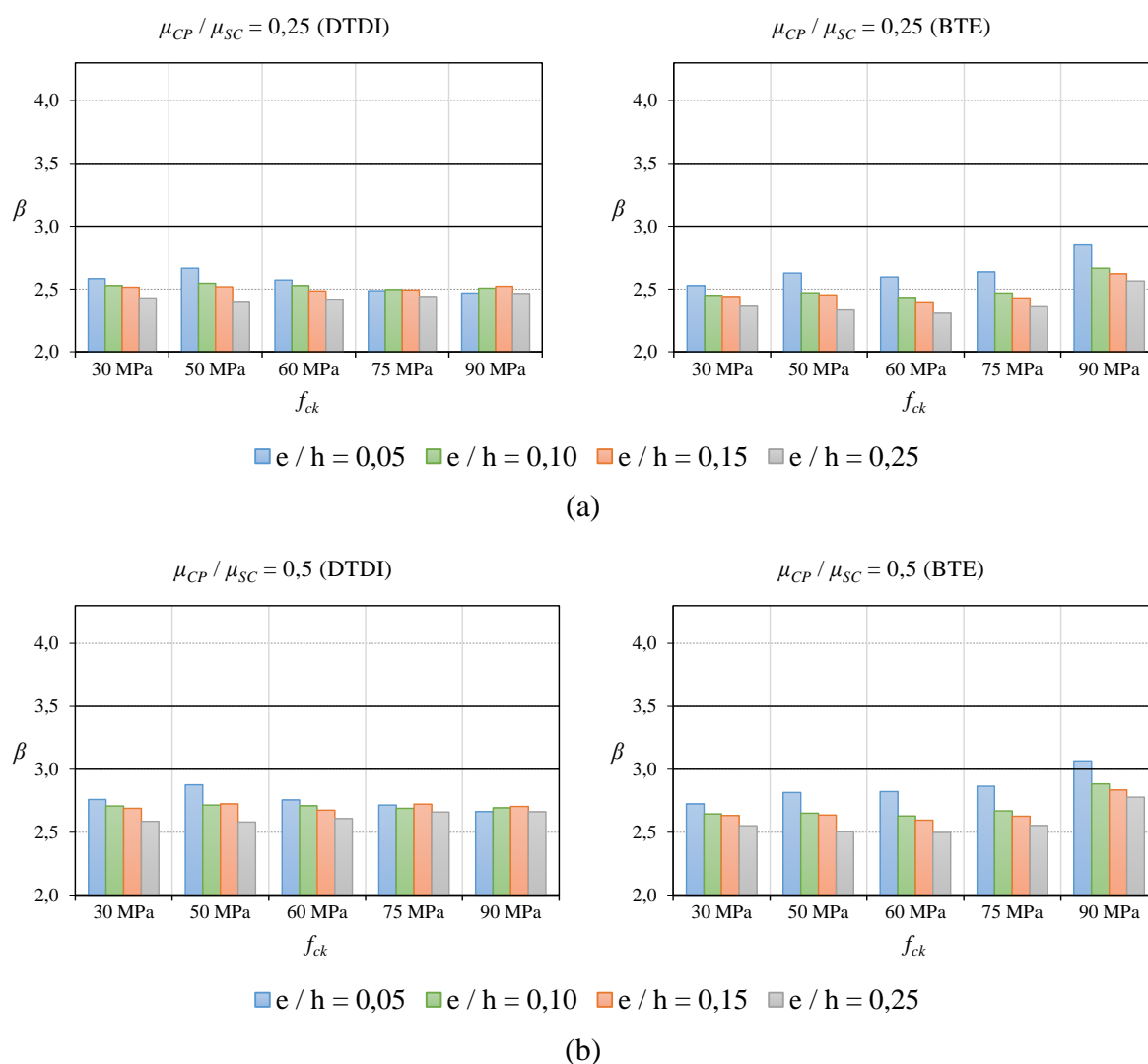
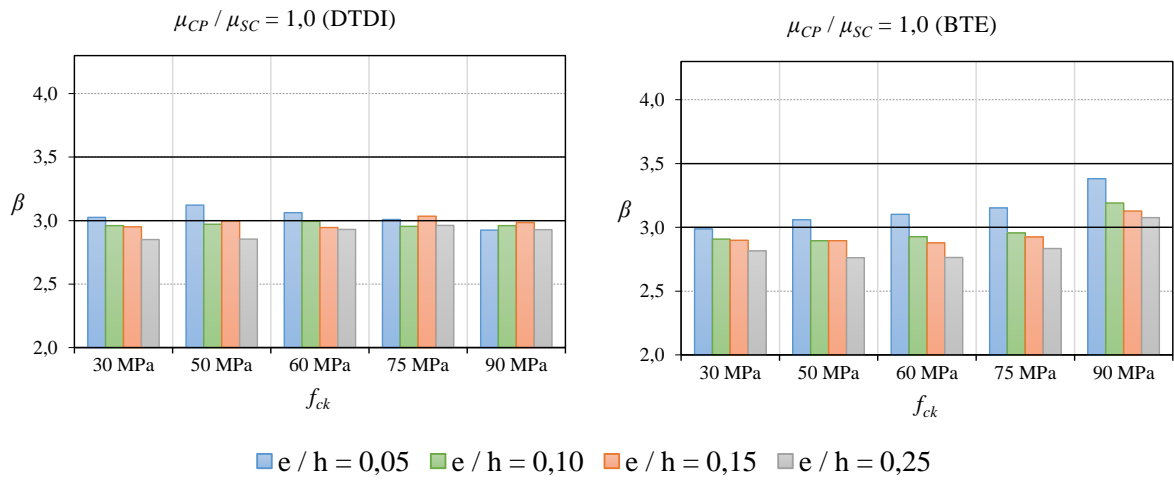
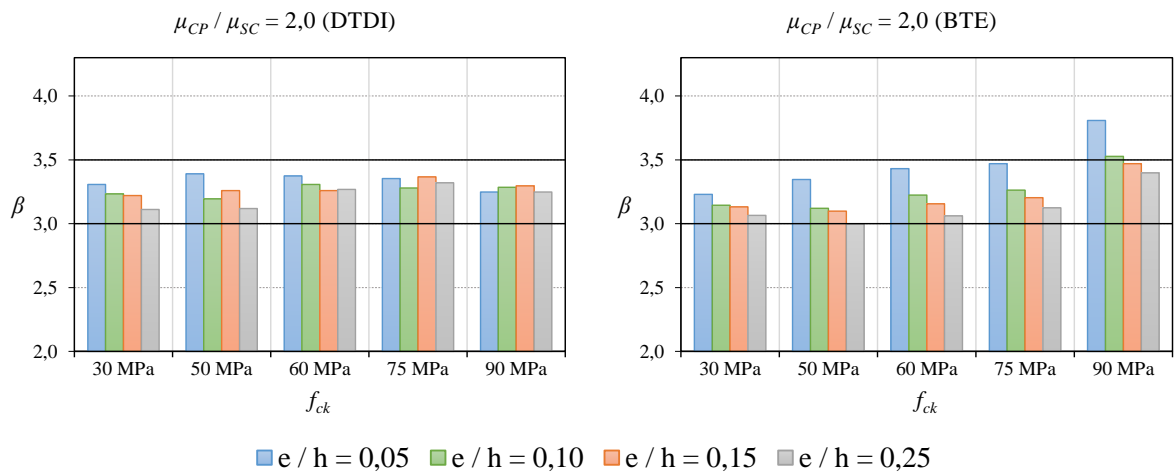


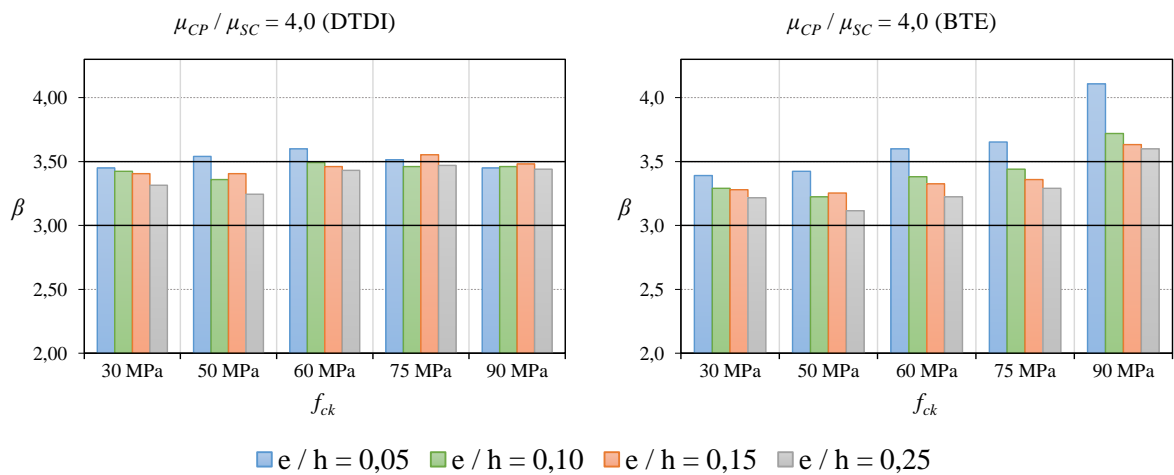
Figura 6.1. Índice de confiabilidade em função do f_{ck} do concreto para pilares P1



(c)



(d)



(e)

Continuação da Figura 6.1. Índice de confiabilidade em função do f_{ck} do concreto para pilares $P1$

6.3.2 Configuração P2

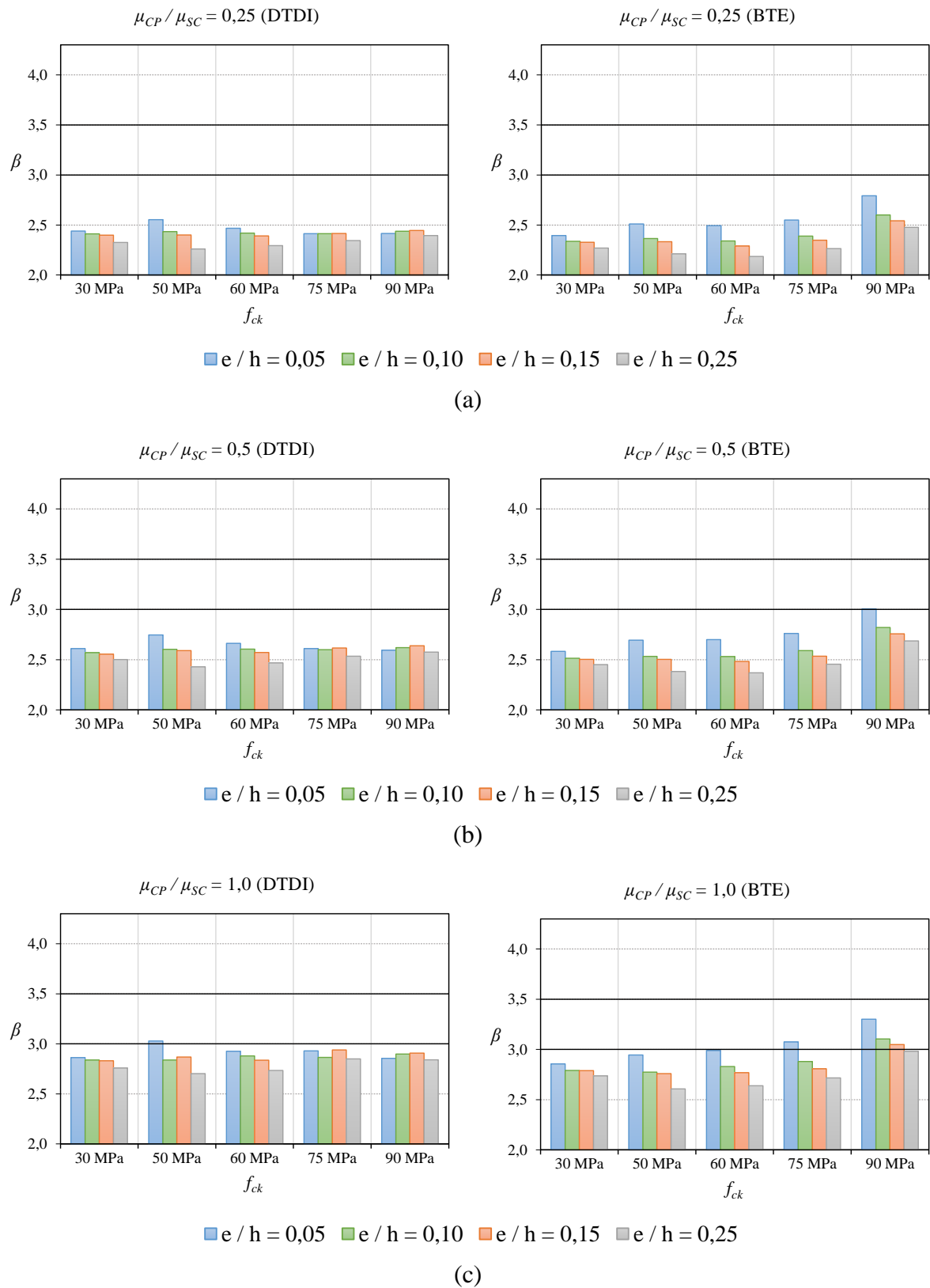
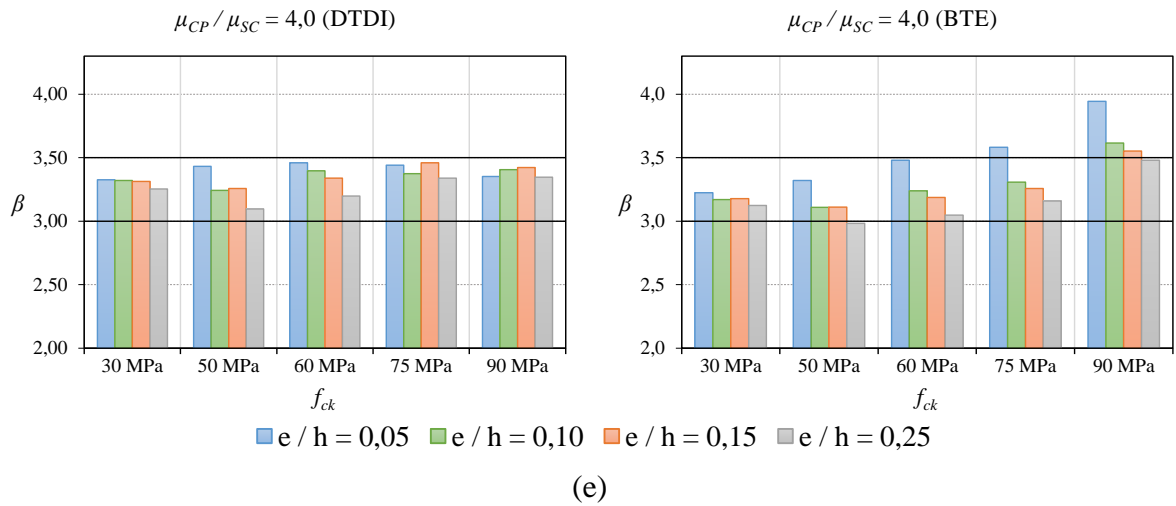
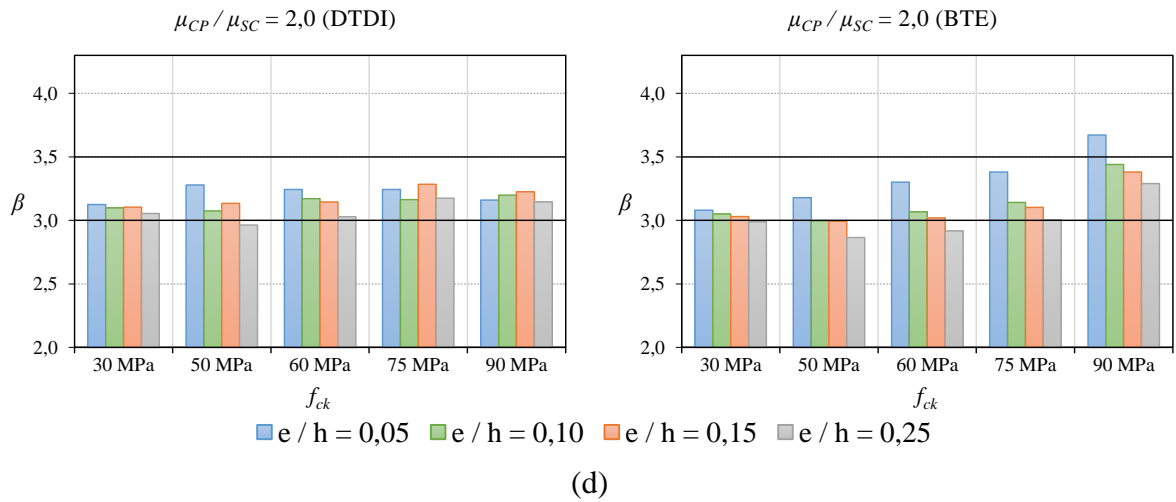


Figura 6.2. Índice de confiabilidade em função do f_{ck} do concreto para pilares P2



Continuação da Figura 6.2. Índice de confiabilidade em função do f_{ck} do concreto para pilares P2

6.3.3 Configuração P3

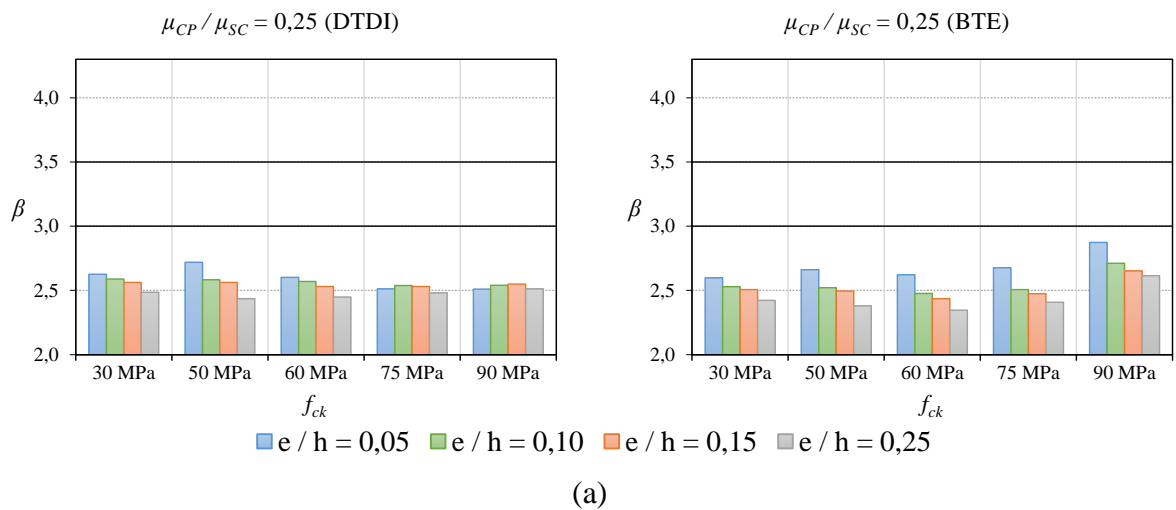
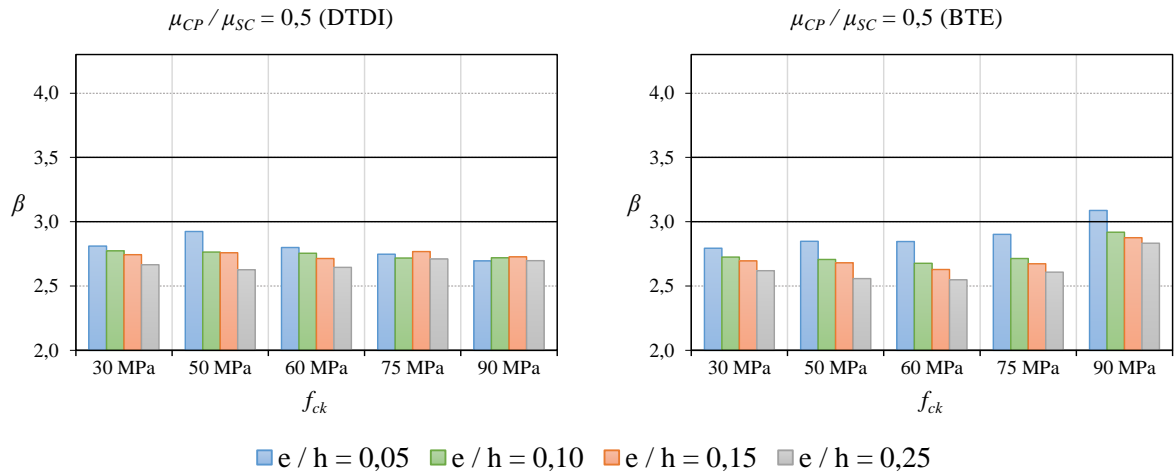
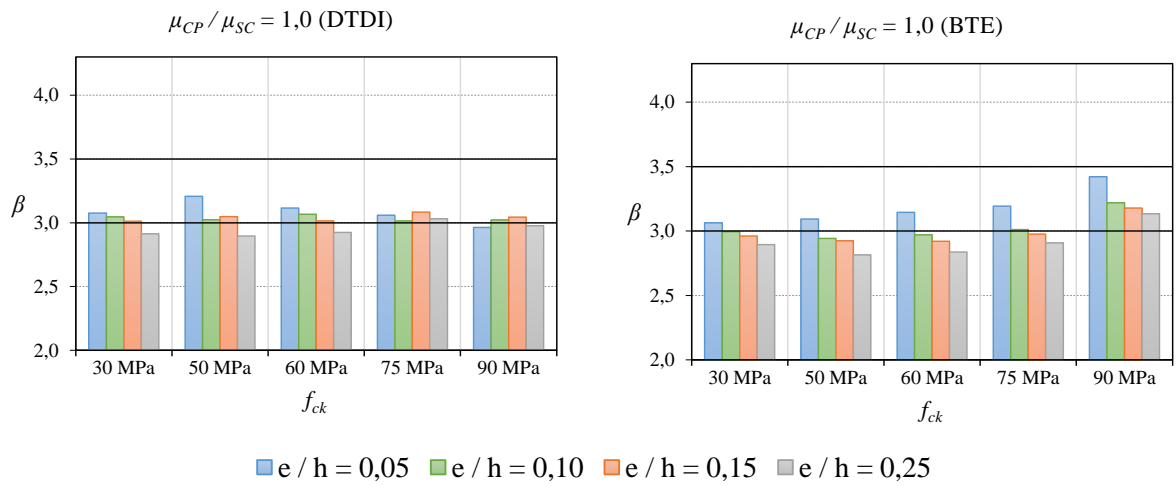


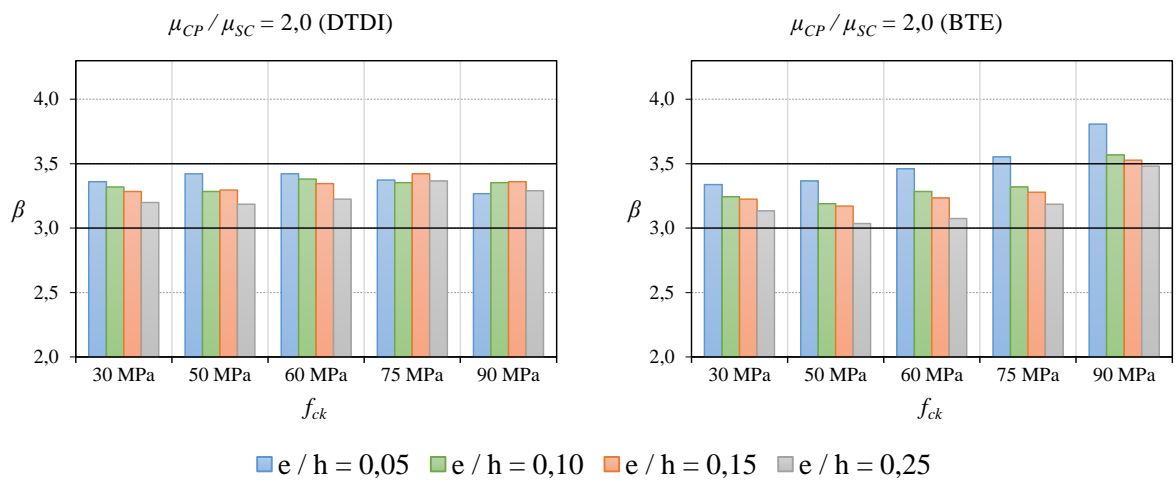
Figura 6.3. Índice de confiabilidade em função do f_{ck} do concreto para pilares P3



(b)

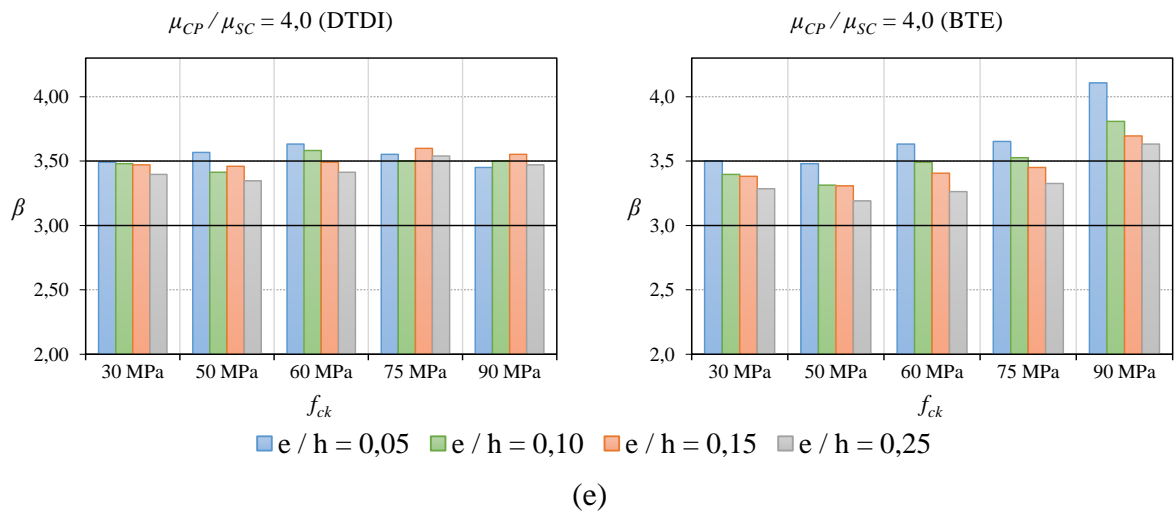


(c)



(d)

Continuação da Figura 6.3. Índice de confiabilidade em função do f_{ck} do concreto para pilares P3



Continuação da Figura 6.3. Índice de confiabilidade em função do f_{ck} do concreto para pilares P3

6.3.4 Configuração P4

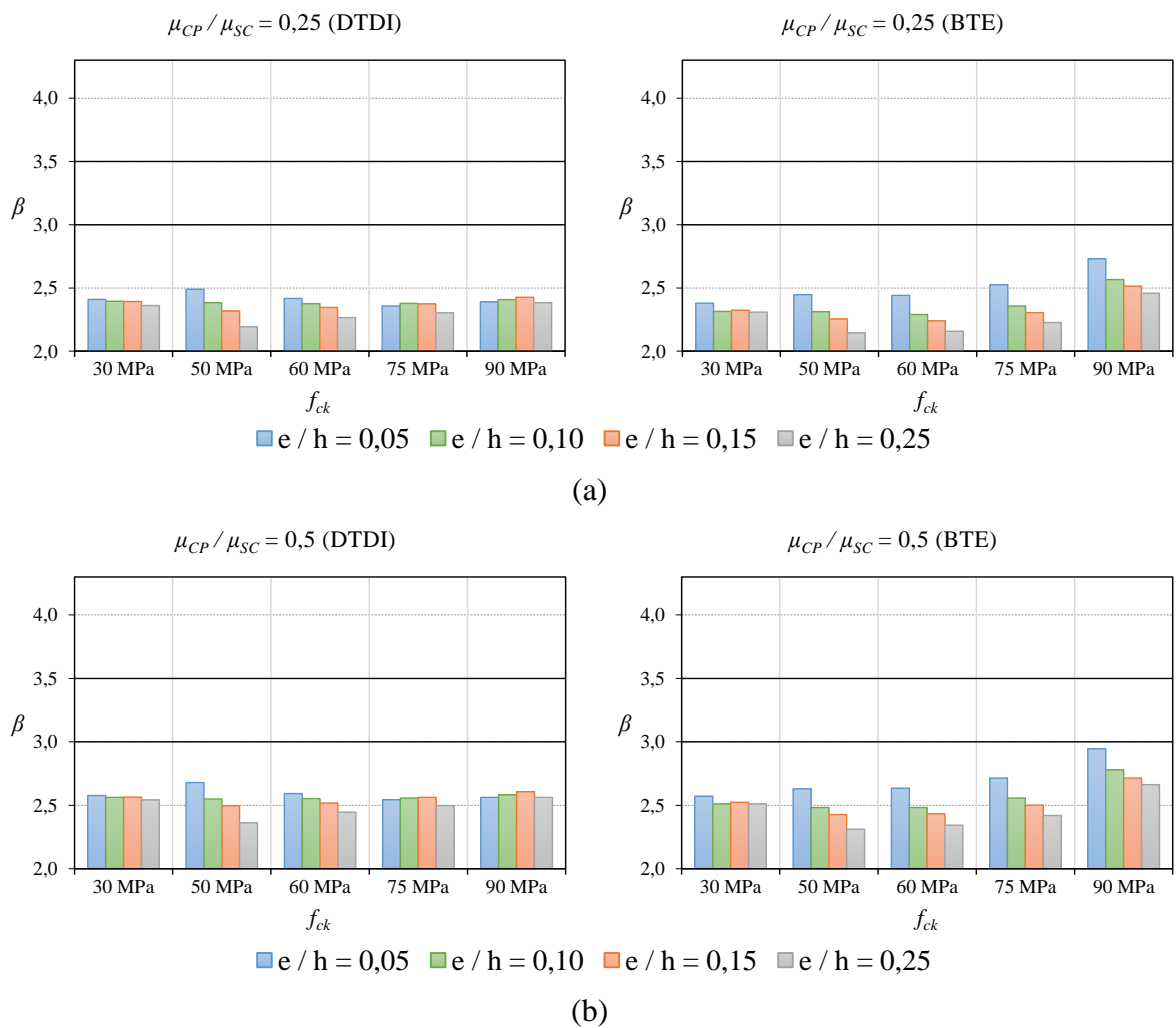
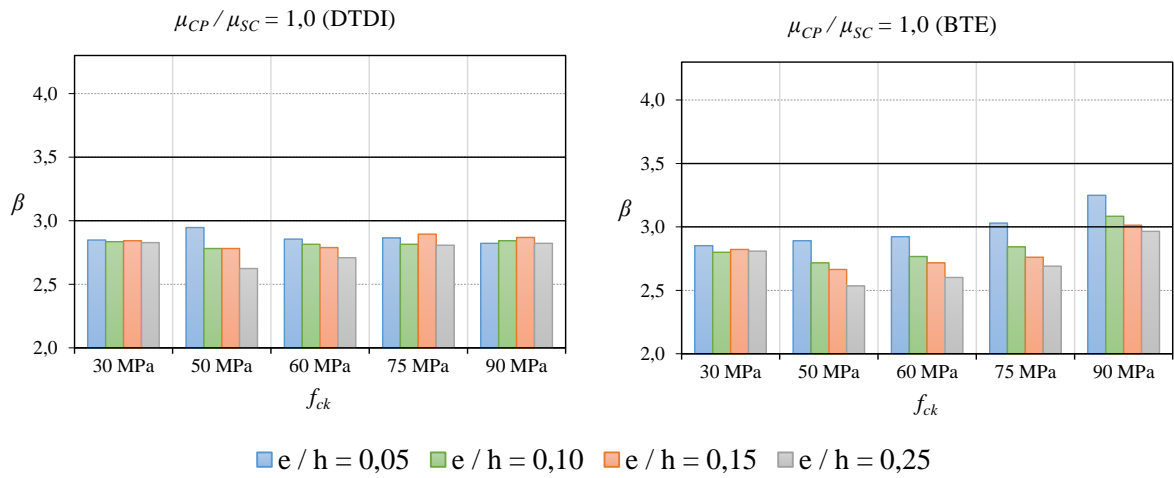
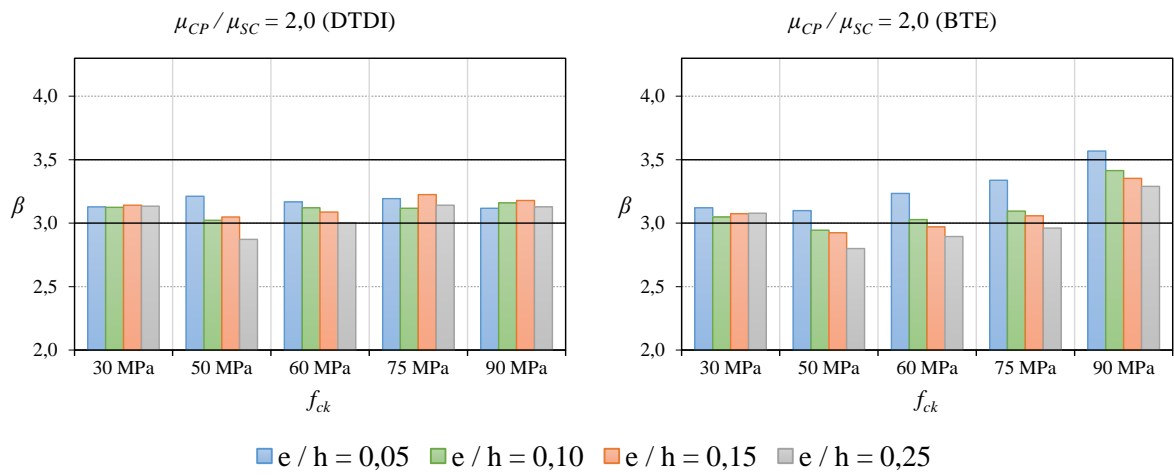


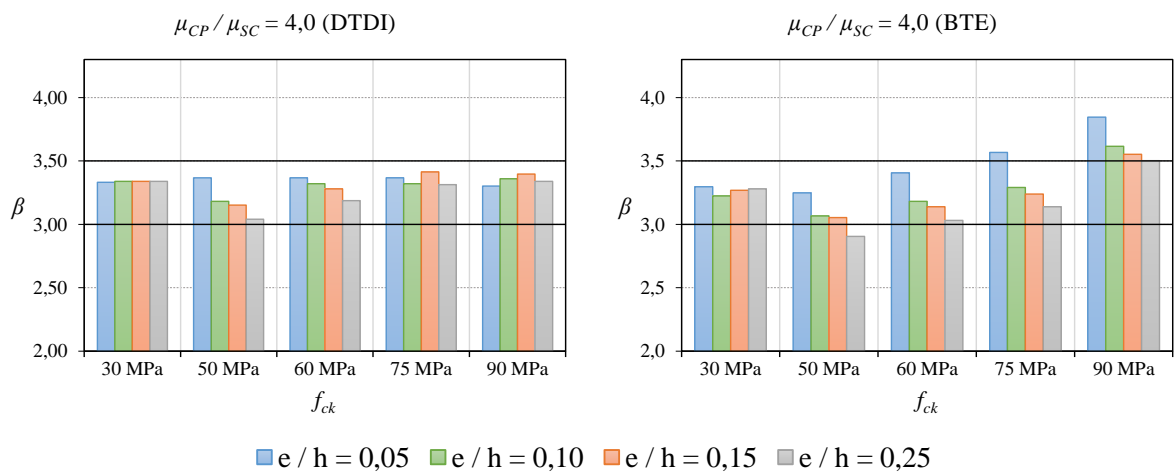
Figura 6.4. Índice de confiabilidade em função do f_{ck} do concreto para pilares P4



(c)



(d)



(e)

Continuação da Figura 6.4. Índice de confiabilidade em função do f_{ck} do concreto para pilares P4

6.4 INFLUÊNCIA DA RAZÃO ENTRE CARREGAMENTOS

A influência da razão entre a média da carga permanente e a média da carga variável μ_{CP}/μ_{SC} sobre o índice de confiabilidade β pode ser observada pelas Figs. 6.5, 6.6, 6.7. e 6.8, referentes às configurações *P1*, *P2*, *P3* e *P4*, respectivamente. Em cada figura, (a), (b), (c) e (d) correspondem à excentricidade relativa e/h igual a 0,05; 0,10; 0,15 e 0,25, respectivamente. Cada figura apresenta o índice de confiabilidade β em função da razão μ_{CP}/μ_{SC} . Em cada uma das figuras são mostradas cinco cores de barras que representam a resistência característica do concreto igual a 30, 50, 60, 75 e 90 MPa.

Todos os gráficos apresentados foram criados utilizando uma escala de 2,0 à 4,25 para facilitar a comparação dos resultados. Entre as 800 análises realizadas os β obtidos variam de 2,14 à 4,11.

Uma análise dos gráficos apresentados, avaliando a influência da razão entre os carregamentos, mostram que:

- em todas as análises realizadas o valor do índice de confiabilidade β aumenta com o aumento da razão μ_{CP}/μ_{SC} . Tal observação pode ser explicada pela menor variabilidade da carga permanente (coeficiente de variação de 0,10) quando comparada com a variabilidade da sobrecarga (coeficiente de variação de 0,25). A ABNT NBR 8681:2003 e a ABNT NBR 6118:2014, para o caso de carregamento normal e estado limite último (caso analisado neste trabalho), adota como coeficiente de majoração de cargas o valor 1,4, independente se a carga for permanente ou sobrecarga.

6.4.1 Configuração PI

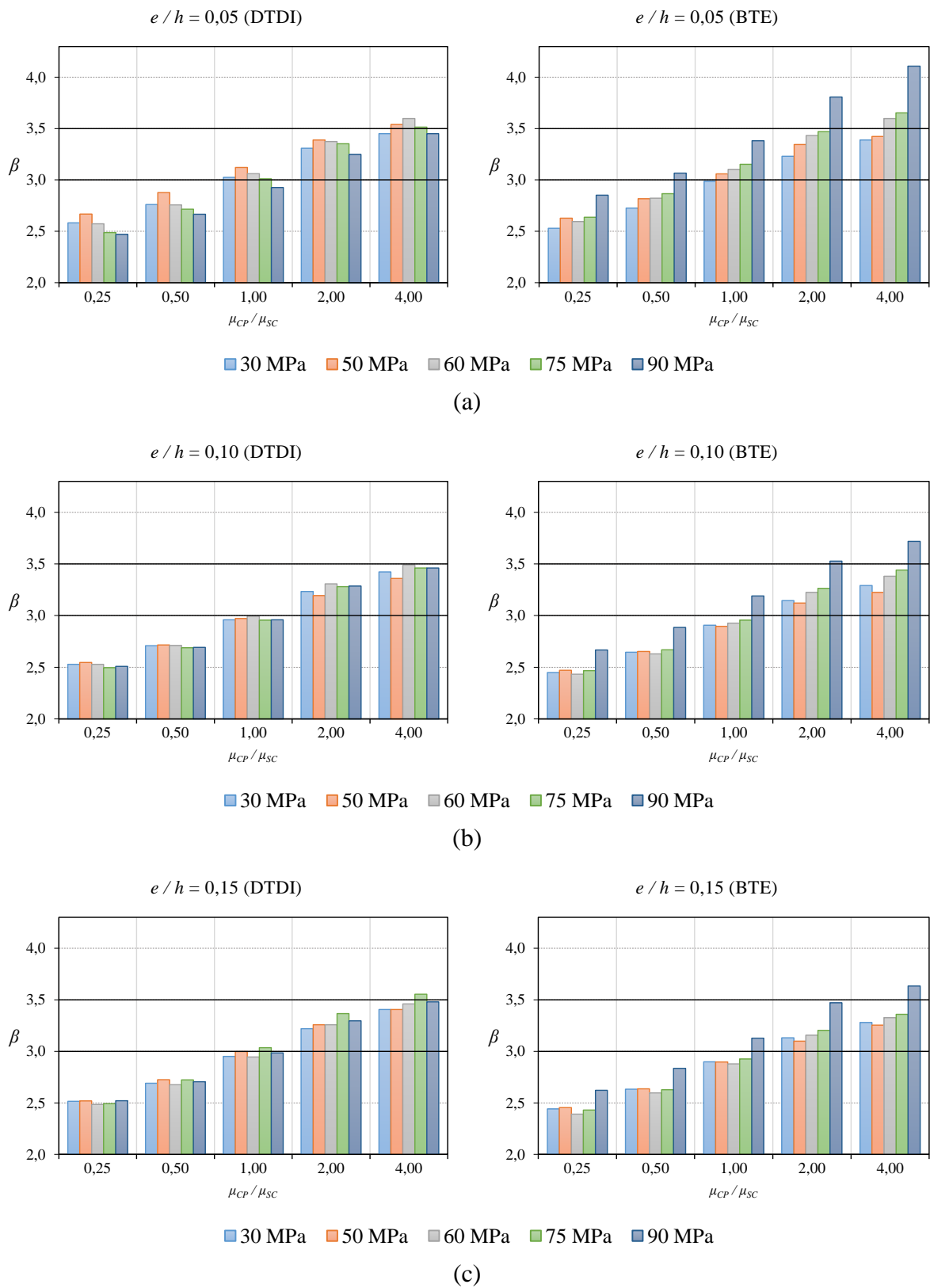
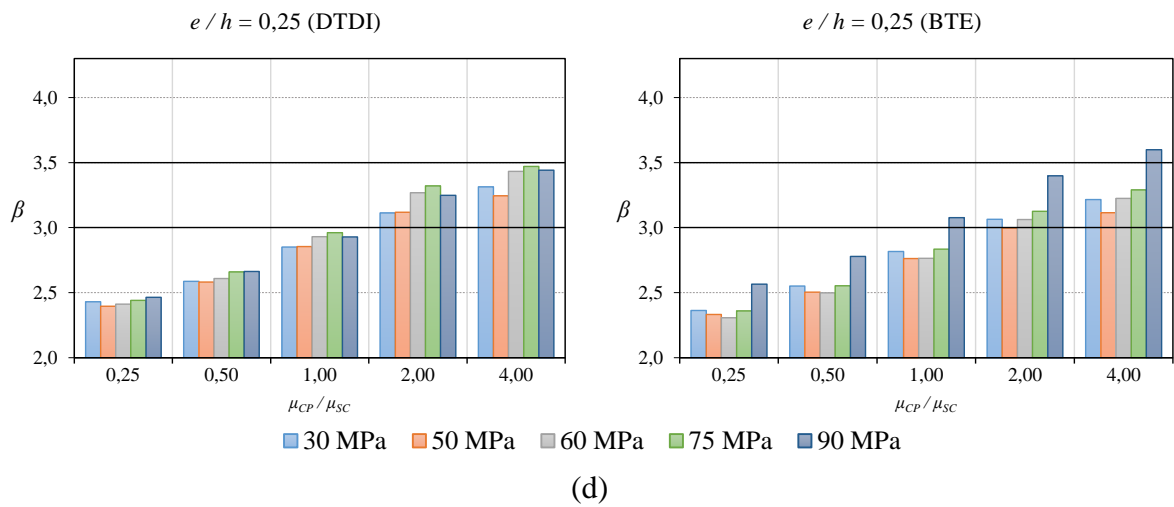


Figura 6.5. Índice de confiabilidade em função de μ_{CP}/μ_{SC} para pilares PI



Continuação da Figura 6.5. Índice de confiabilidade em função de μ_{CP}/μ_{SC} para pilares P1

6.4.2 Configuração P2

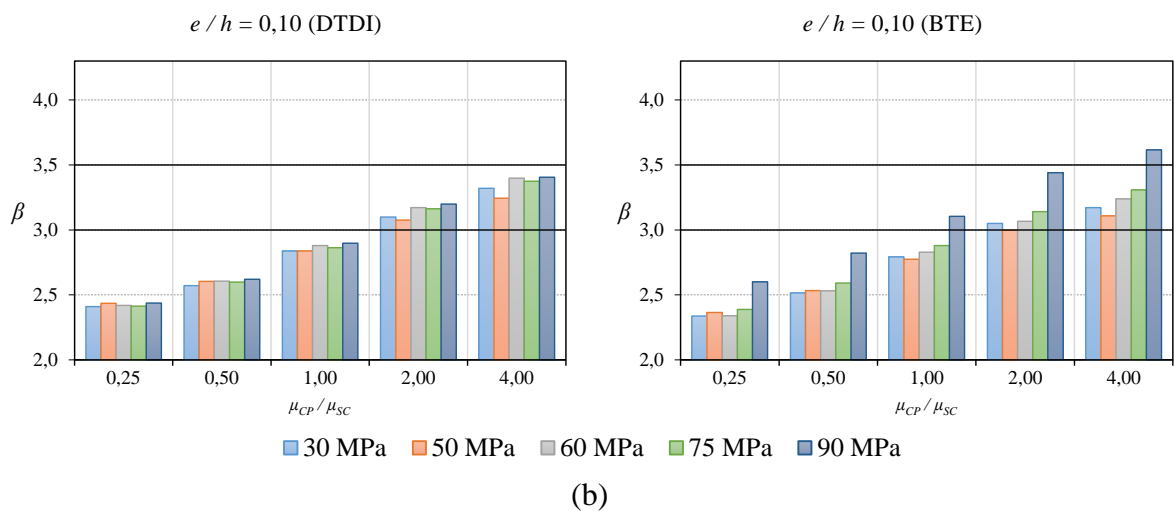
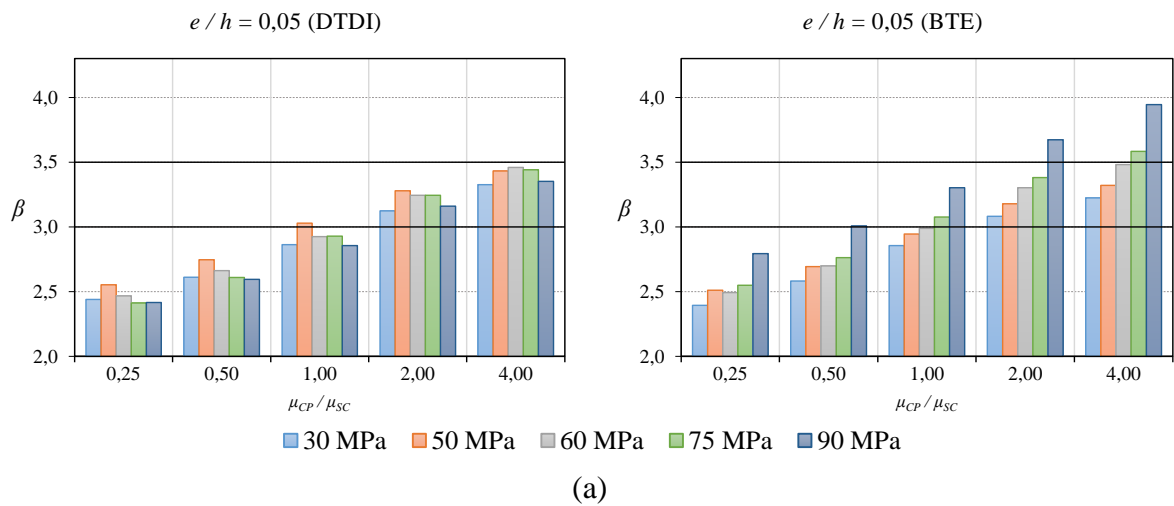
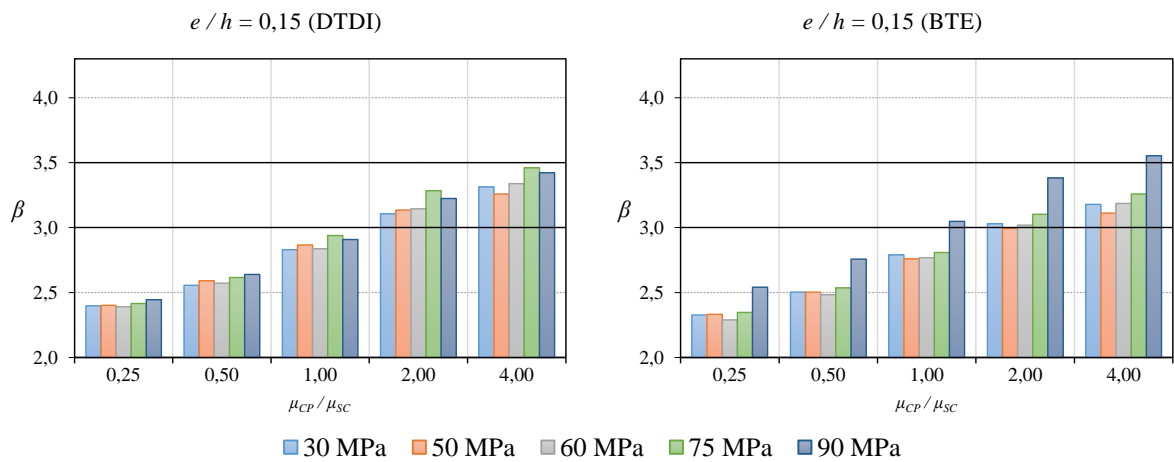
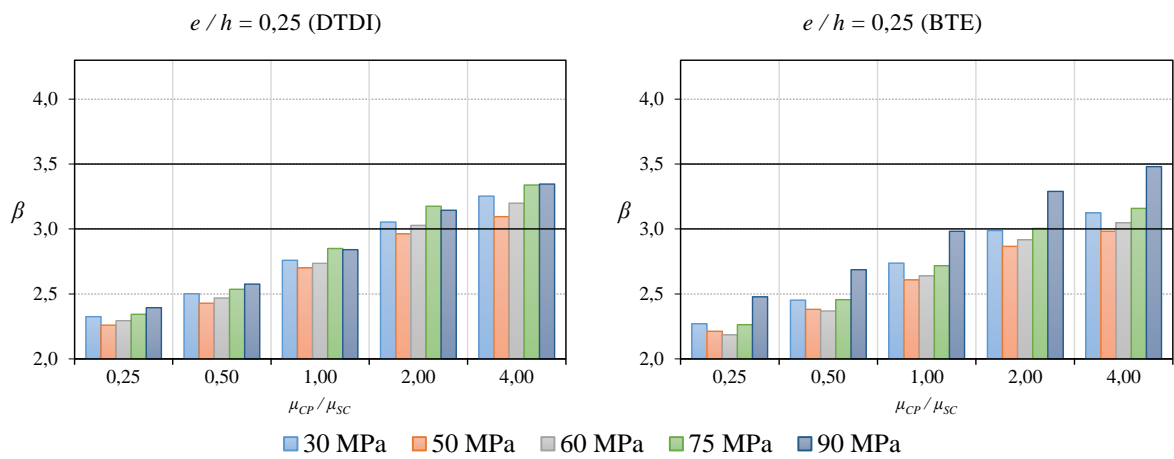


Figura 6.6. Índice de confiabilidade em função de μ_{CP}/μ_{SC} para pilares P2



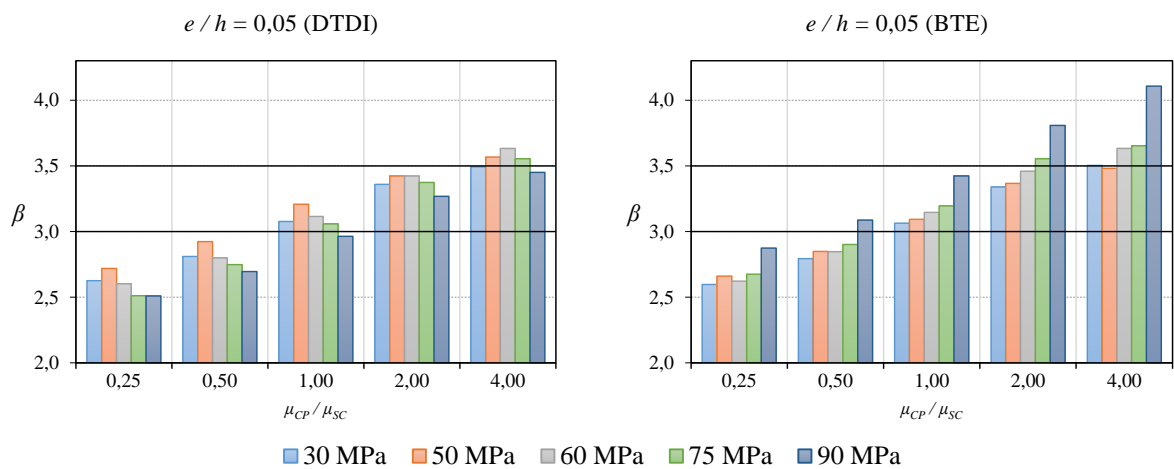
(c)



(d)

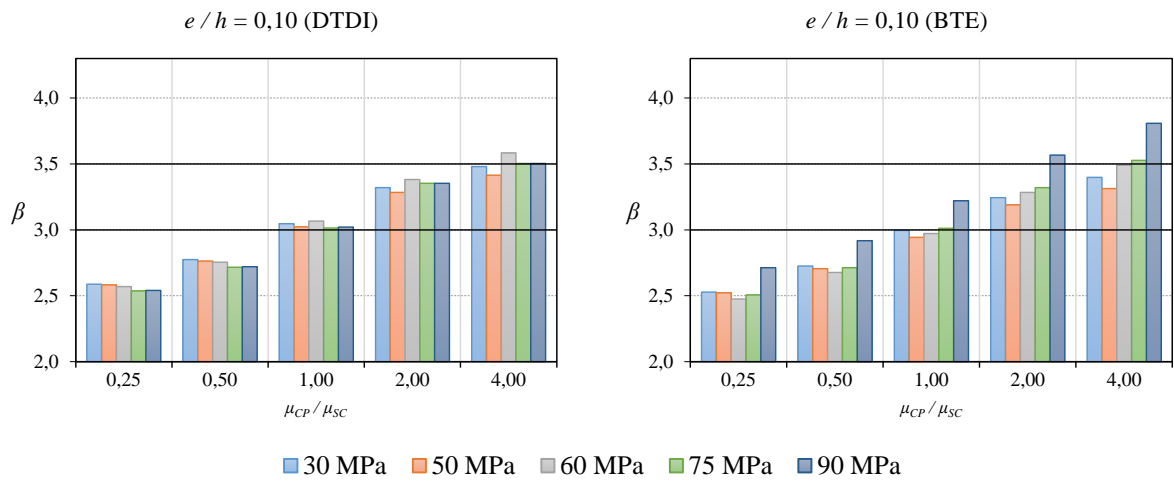
Continuação da Figura 6.6. Índice de confiabilidade em função de μ_{CP}/μ_{SC} para pilares P2

6.4.3 Configuração P3

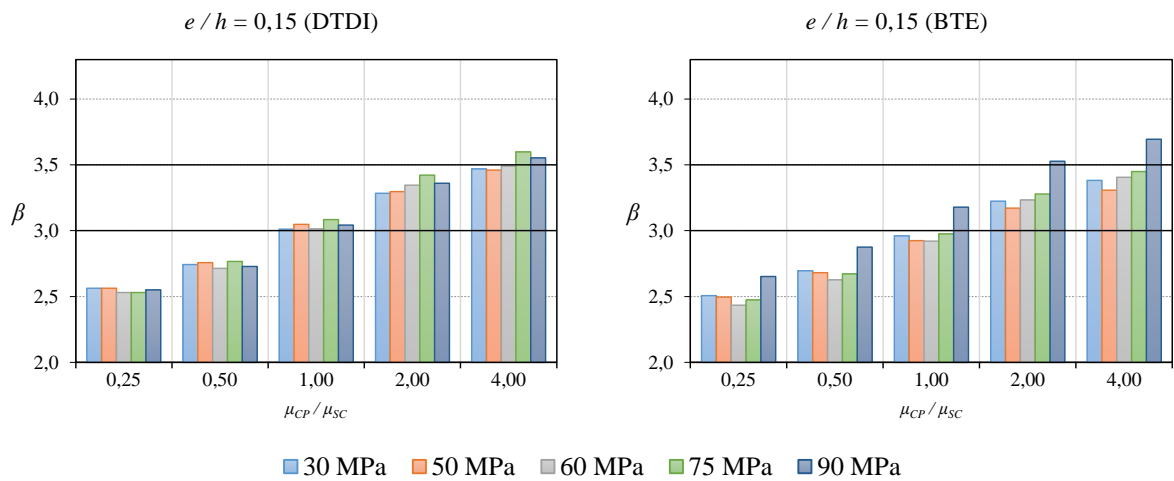


(a)

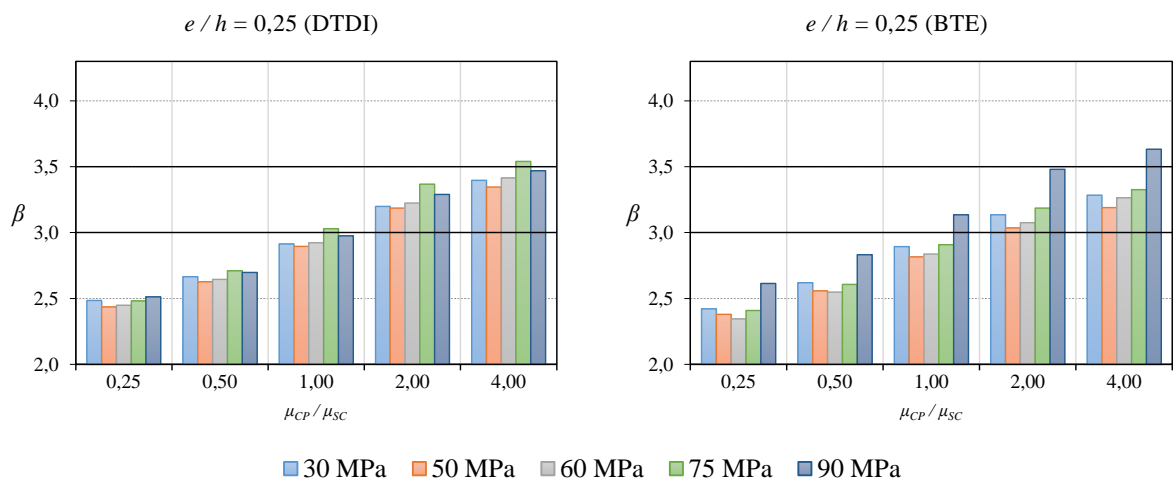
Figura 6.7. Índice de confiabilidade em função de μ_{CP}/μ_{SC} para pilares P3



(b)



(c)



(d)

Continuação da Figura 6.7. Índice de confiabilidade em função de μ_{CP}/μ_{SC} para pilares P3

6.4.4 Configuração P4

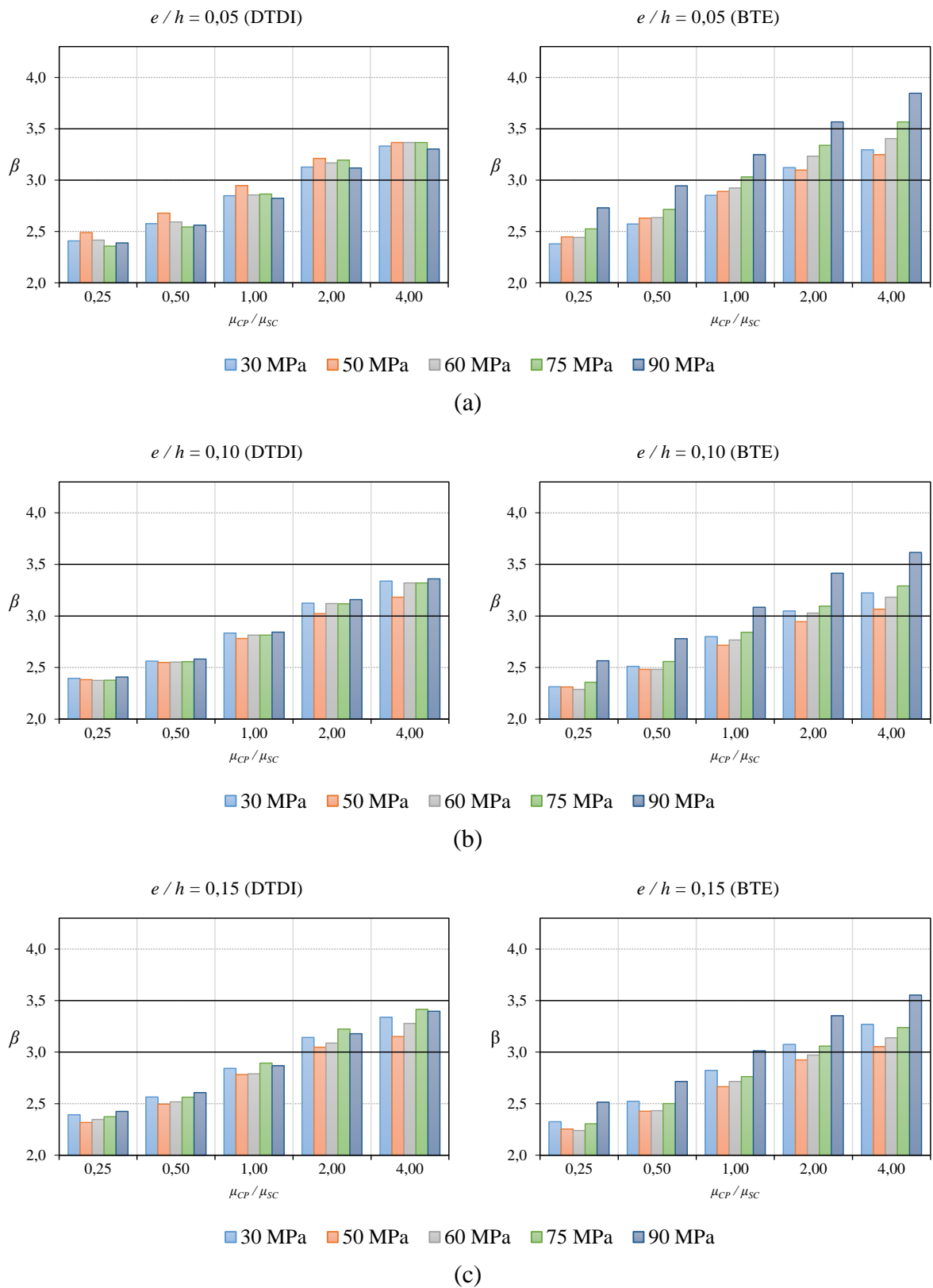
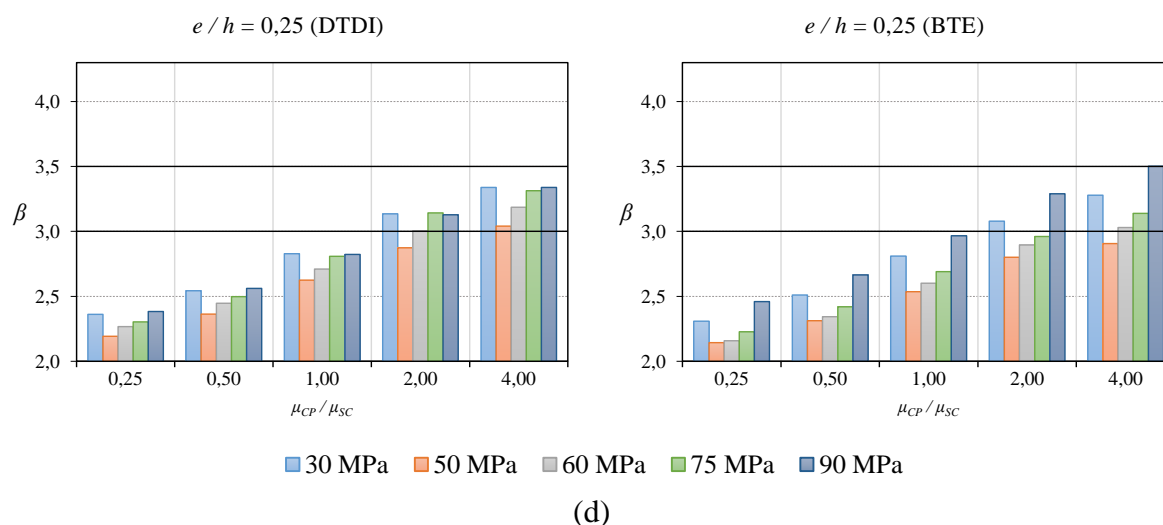


Figura 6.8. Índice de confiabilidade em função de μ_{cp}/μ_{sc} para pilares P4



Continuação da Figura 6.8. Índice de confiabilidade em função de μ_{CP}/μ_{SC} para pilares $P4$

6.5 INFLUÊNCIA DA EXCÊNTRICIDADE RELATIVA e/h

As figuras 8.9, 8.10, 8.11 e 8.12 apresentam a variação do índice de confiabilidade β em função da excentricidade relativa e/h para as configurações $P1$, $P2$, $P3$ e $P4$, respectivamente. Em cada uma das figuras, são apresentadas cinco barras que representam as resistências características de 30, 50, 60, 75 e 90 MPa.

Como pode ser observado por estas figuras, para o DTDI e uma mesma razão de carregamento o índice de confiabilidade β é pouco sensível à excentricidade relativa e/h . Para o BTE observa-se que o CAR, principalmente o com f_{ck} de 90 MPa apresenta um maior valor de β .

Todos os gráficos apresentados foram criados utilizando uma escala de 2,0 à 4,25 para facilitar a comparação dos resultados. Entre as 800 análises realizadas os β obtidos variam de 2,14 à 4,11.

Uma análise dos gráficos apresentados, avaliando a influência da excentricidade relativa e/h , mostram que:

- para o DTDI a sensibilidade da excentricidade relativa e/h é muito baixa, independente do f_{ck} . Por exemplo, para o pilar $P2$, $\mu_{CP}/\mu_{SC} = 2,0$ e $f_{ck} = 75$ MPa o $\beta_{DTDI} = 3,24$ para $e/h = 0,05$, $\beta_{DTDI} = 3,16$ para $e/h = 0,10$, $\beta_{DTDI} = 3,28$ para $e/h = 0,15$ e $\beta_{DTDI} = 3,17$ para $e/h = 0,25$;

- para o BTE e CRN a sensibilidade de e/h também é muito baixa. Por exemplo, para o pilar $P2$, $\mu_{CP}/\mu_{SC} = 2,0$ e $f_{ck} = 30$ MPa o $\beta_{BTE} = 3,08$ para $e/h = 0,05$, $\beta_{BTE} = 3,05$ para $e/h = 0,10$, $\beta_{BTE} = 3,03$ para $e/h = 0,15$ e $\beta_{BTE} = 2,99$ para $e/h = 0,25$;
- já para os CAR o BTE tende a apresentar valores de β maiores para pequenas excentricidades, como por exemplo para o mesmo pilar anterior quando projetado com $f_{ck} = 90$ MPa o $\beta_{BTE} = 3,67$ para $e/h = 0,05$, $\beta_{BTE} = 3,44$ para $e/h = 0,10$, $\beta_{BTE} = 3,38$ para $e/h = 0,15$ e $\beta_{BTE} = 3,29$ para $e/h = 0,25$.

6.5.1 Configuração $P1$

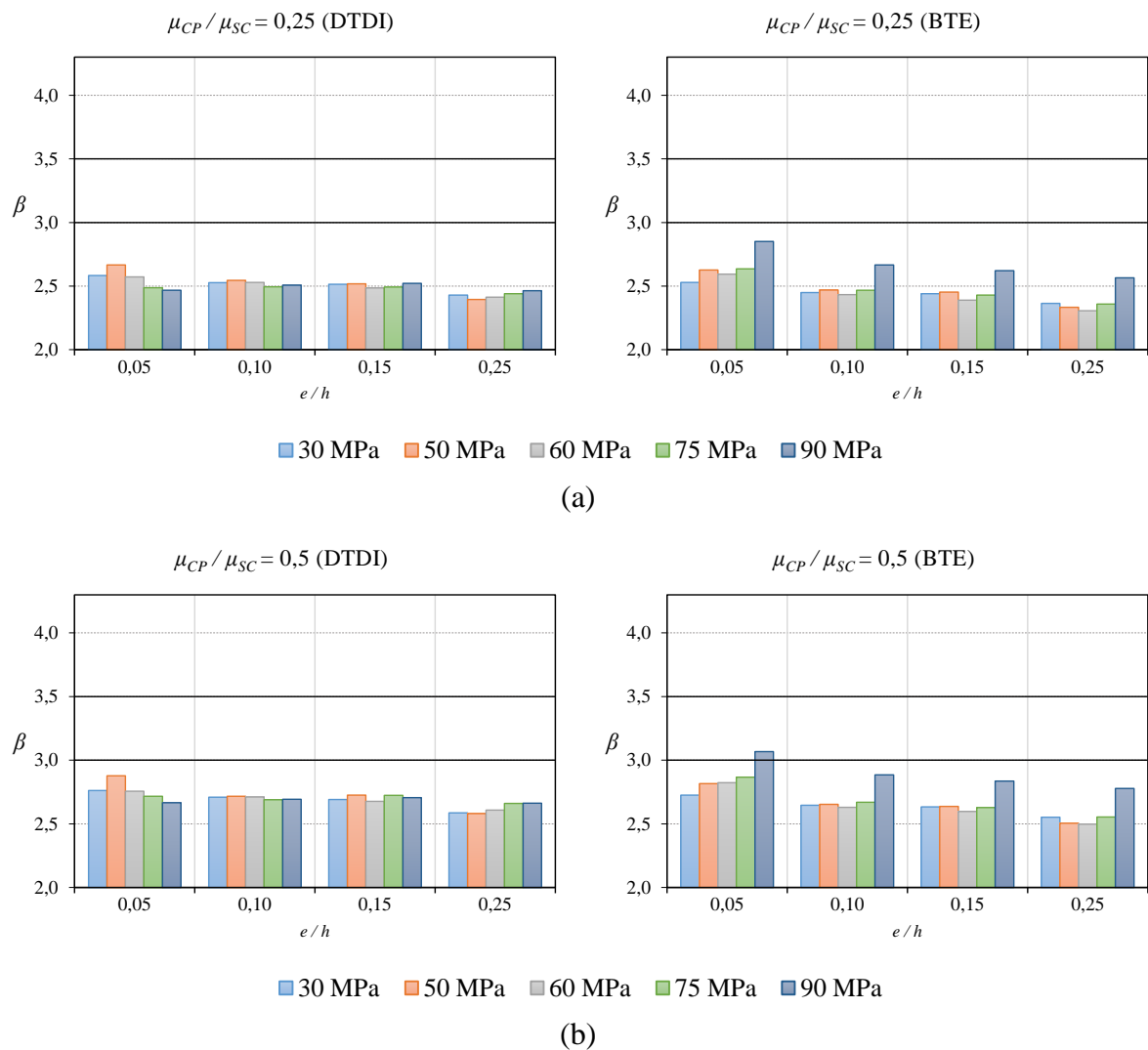
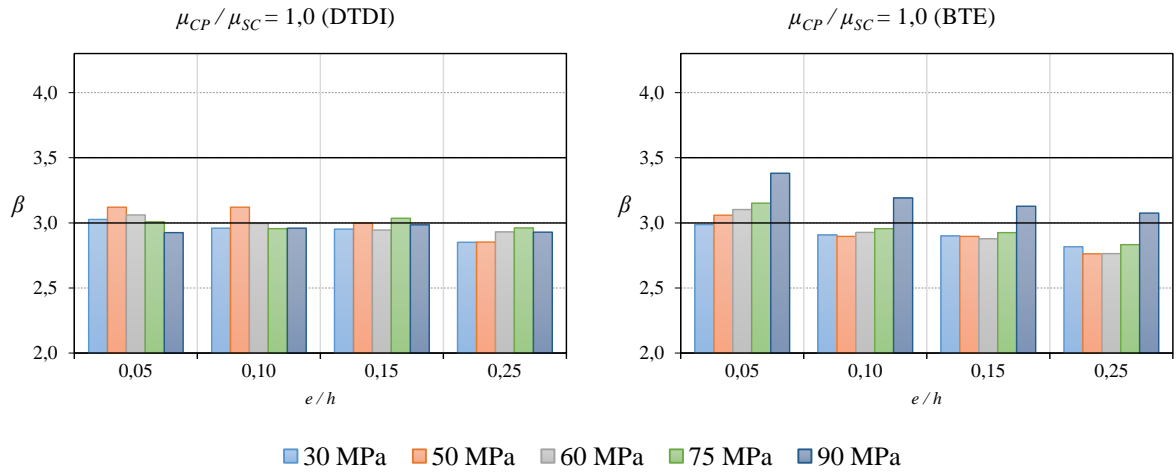
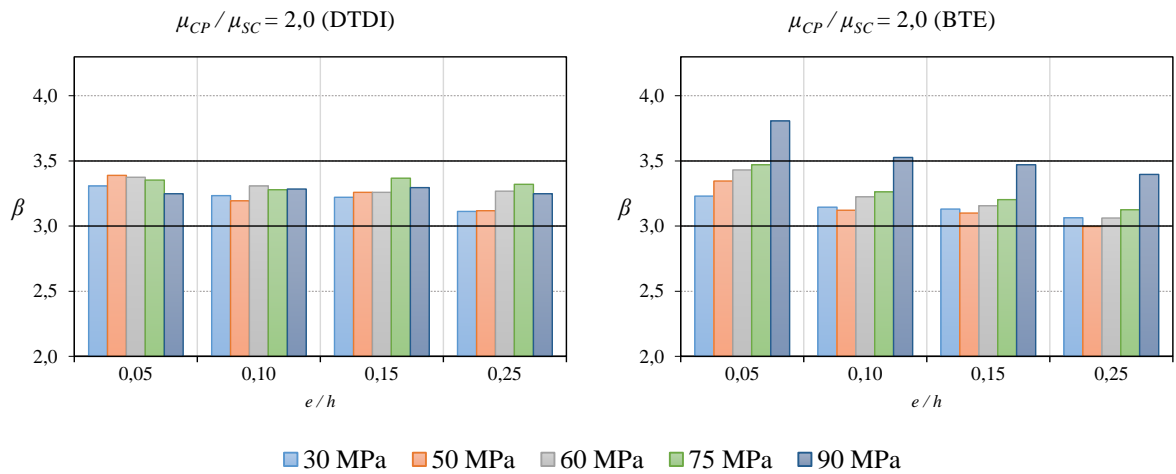


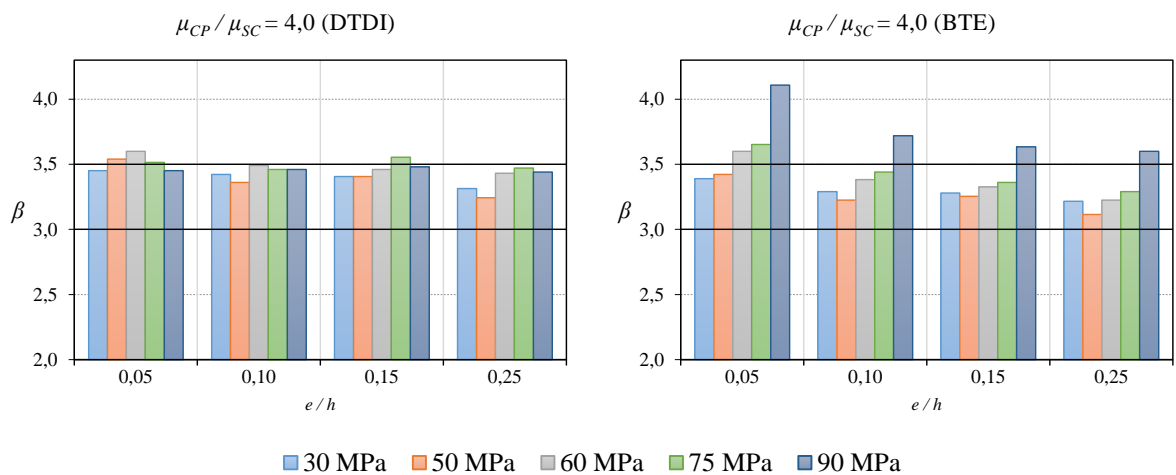
Figura 6.9. Índice de confiabilidade em função de e/h para pilares $P1$



(c)



(d)



(e)

Continuação da Figura 6.9. Índice de confiabilidade em função de e/h para pilares $P1$

6.5.2 Configuração P2

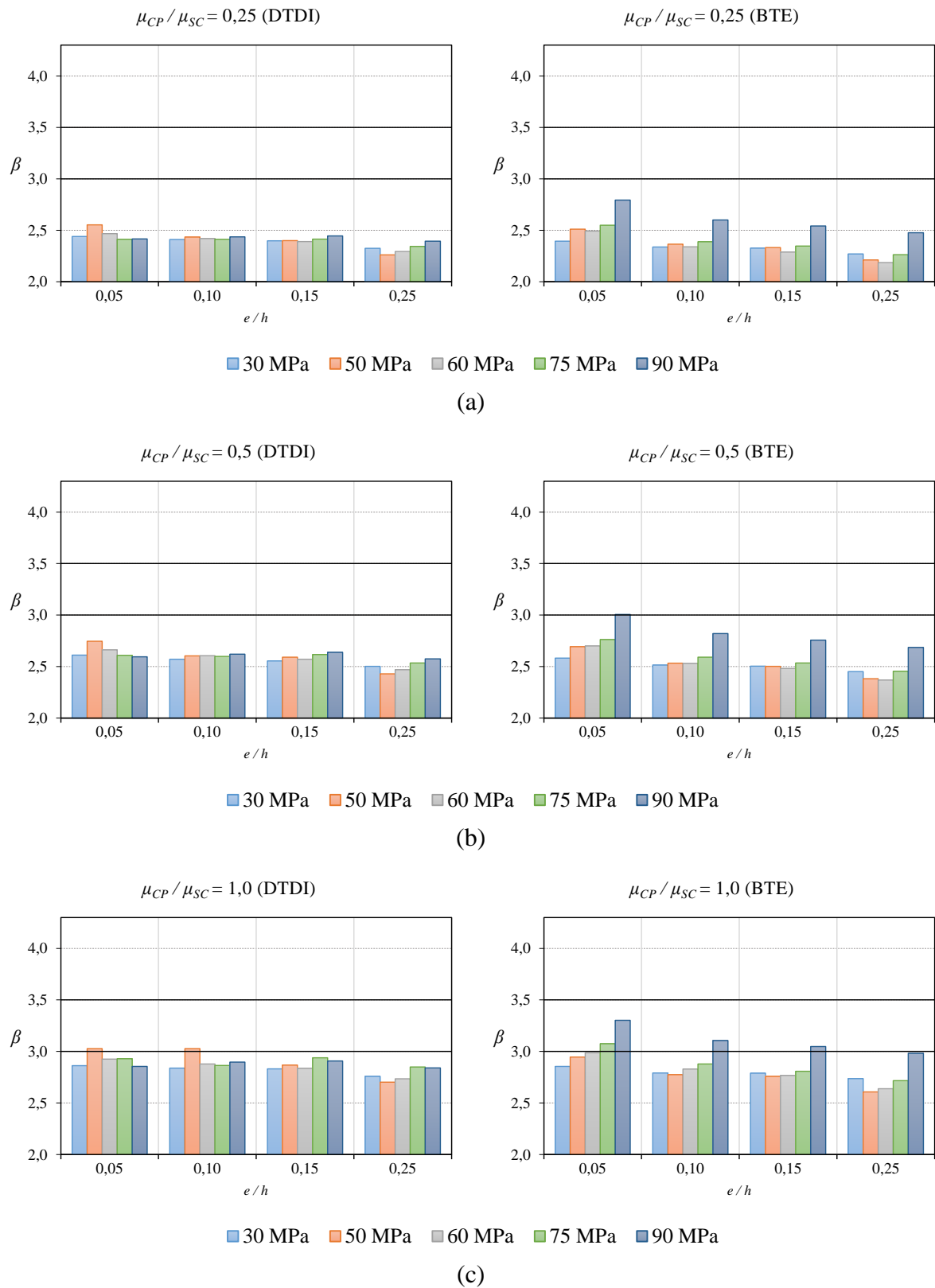
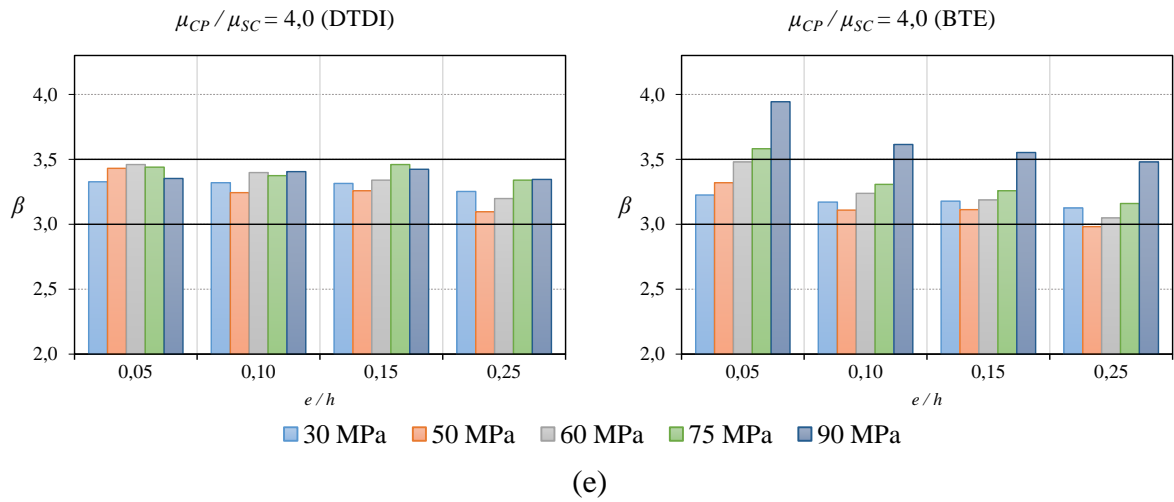
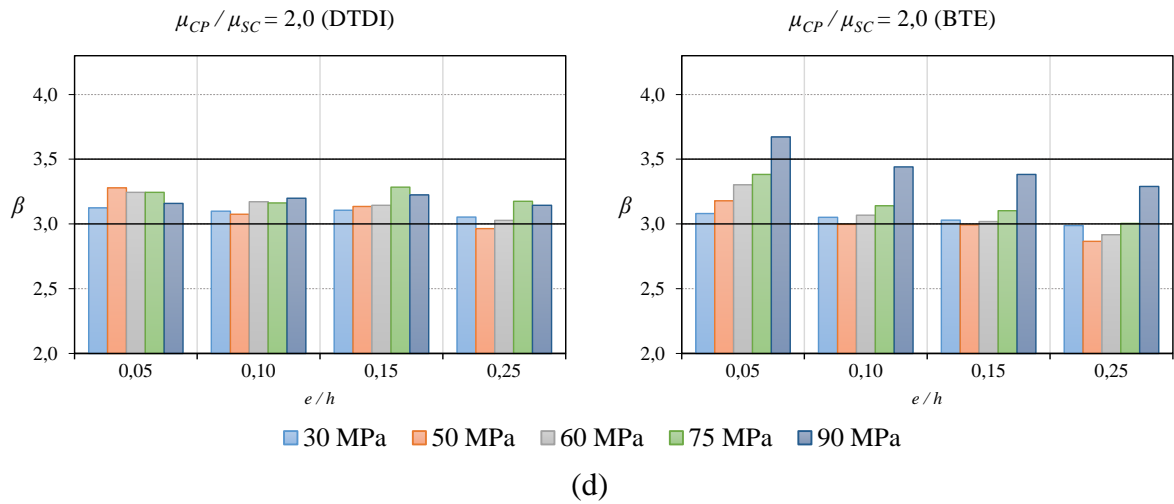


Figura 6.10. Índice de confiabilidade em função de e/h para pilares P2



Continuação da Figura 6.10. Índice de confiabilidade em função de e/h para pilares P2

6.5.3 Configuração P3

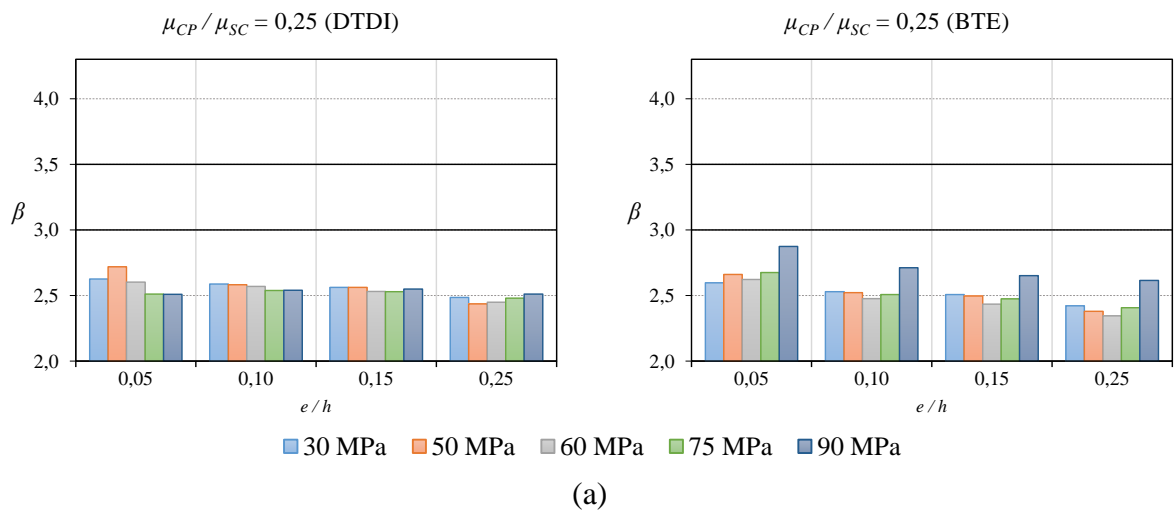
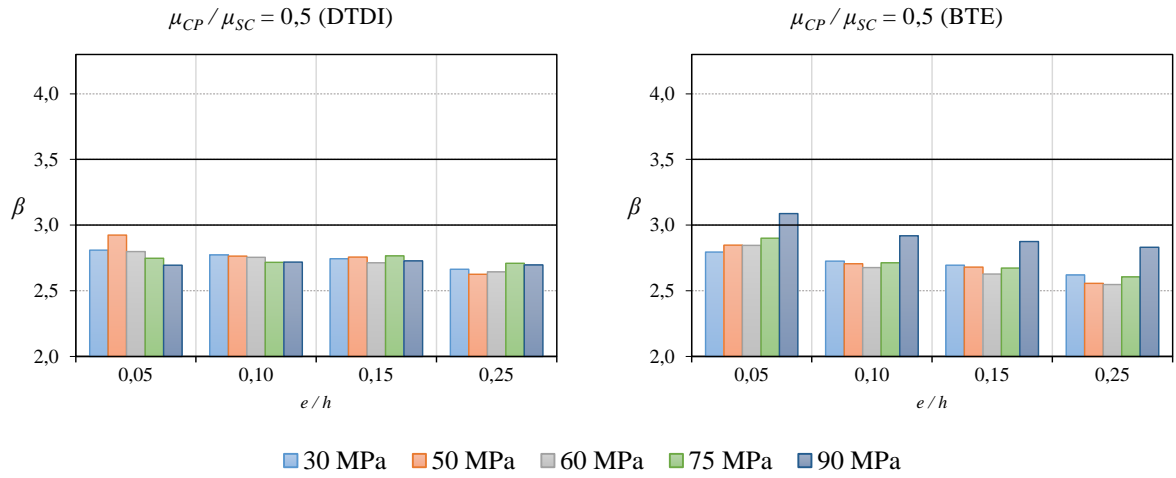
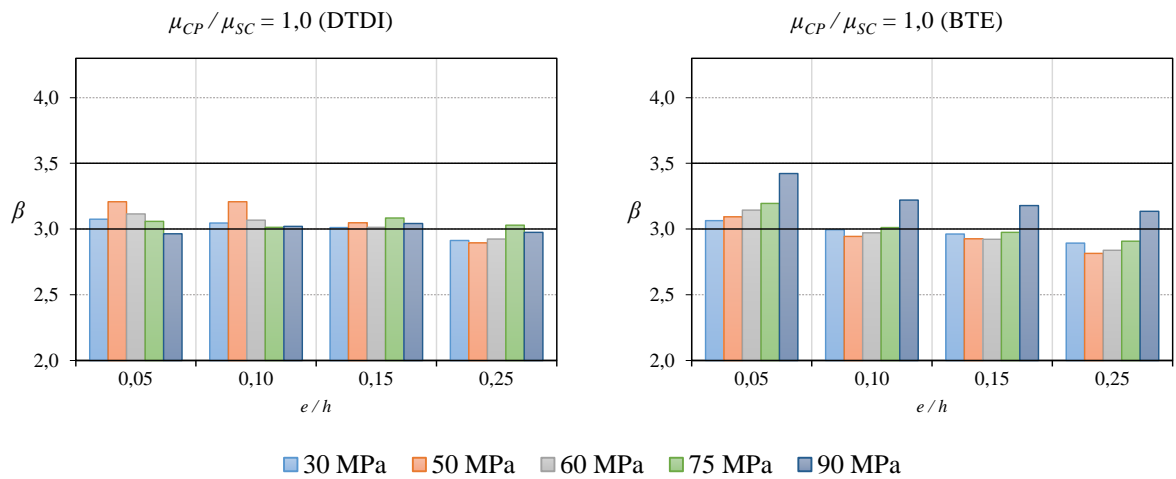


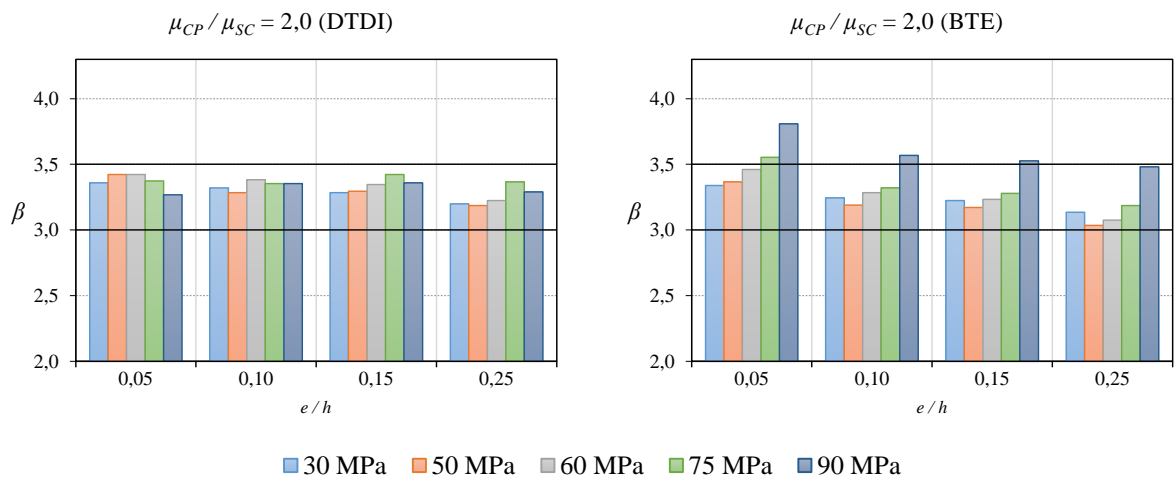
Figura 6.11. Índice de confiabilidade em função de e/h para pilares P3



(b)

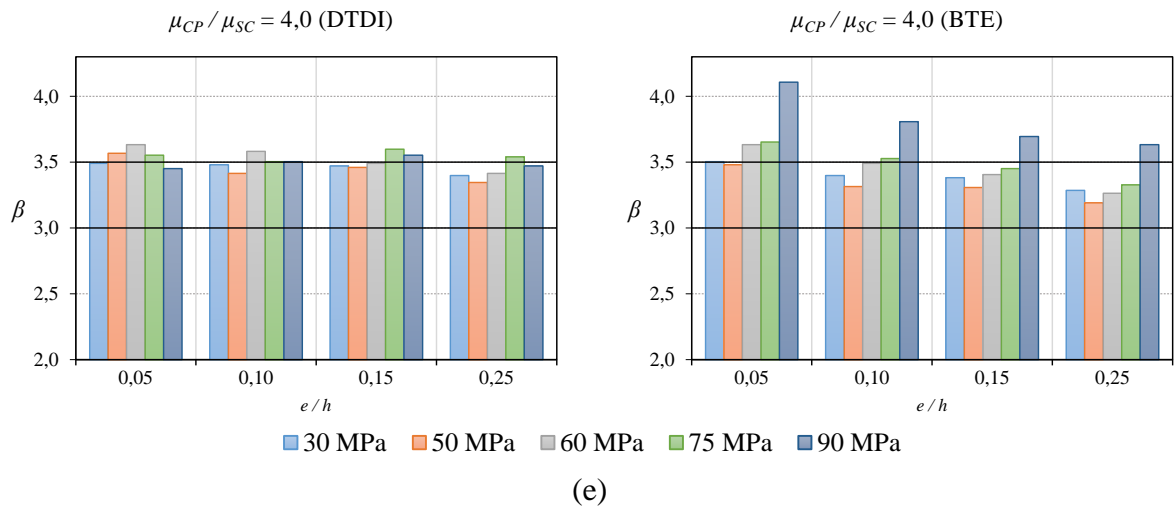


(c)



(d)

Continuação da Figura 6.11. Índice de confiabilidade em função de e/h para pilares P3



Continuação da Figura 6.11. Índice de confiabilidade em função de e/h para pilares P3

6.5.4 Configuração P4

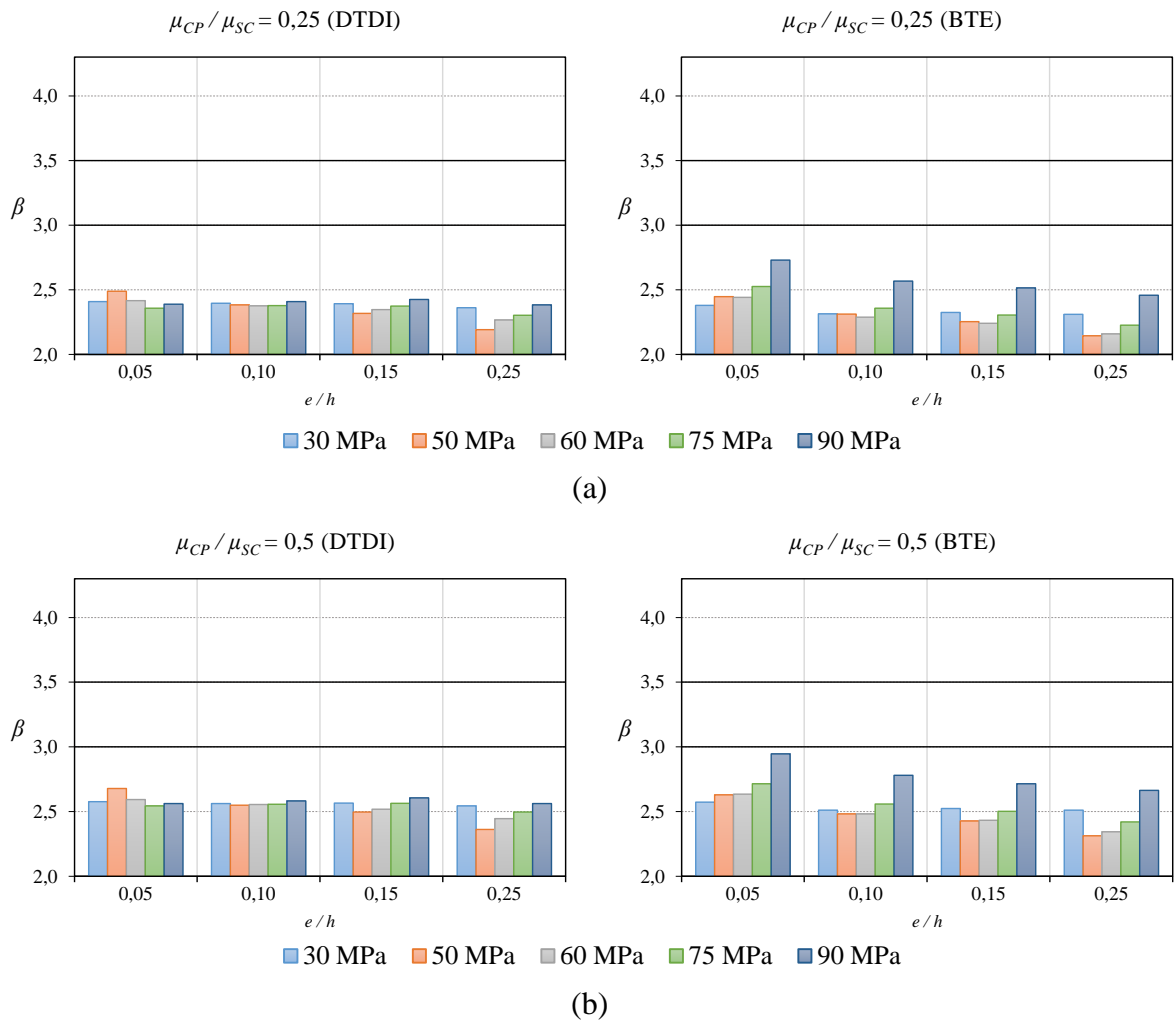
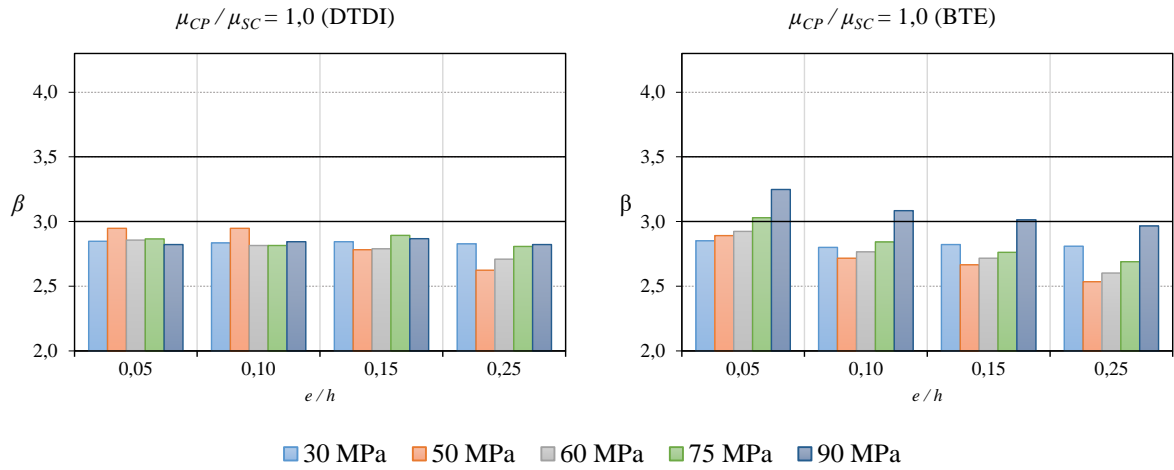
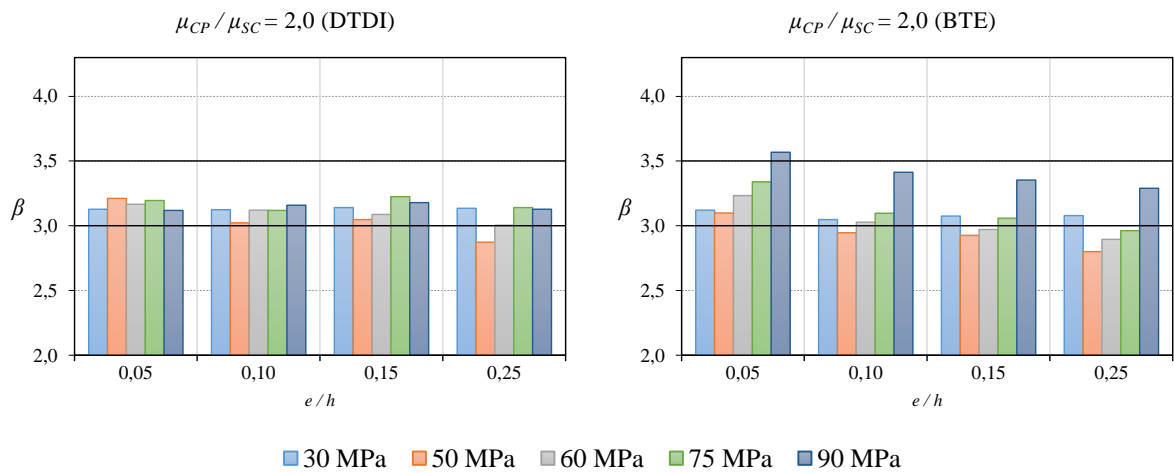


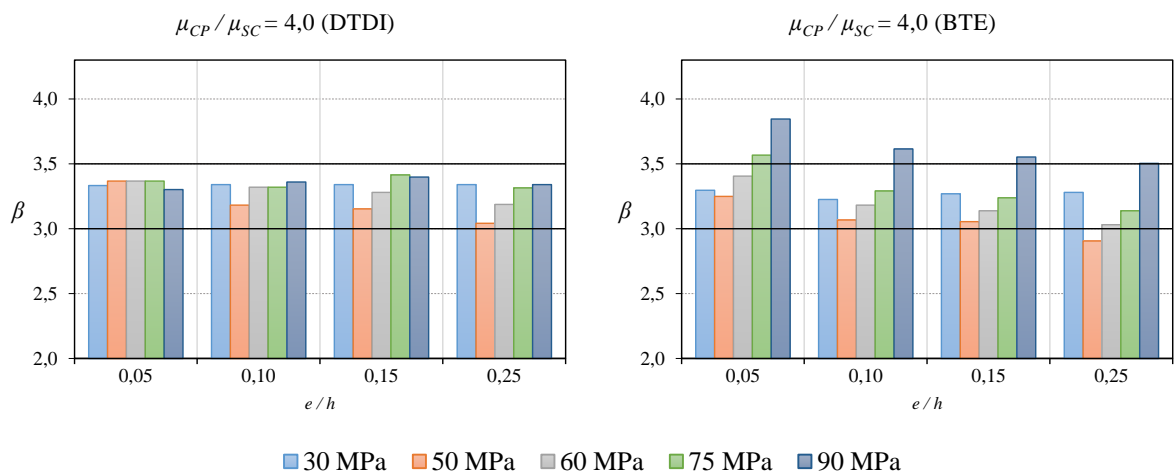
Figura 6.12. Índice de confiabilidade em função de e/h para pilares P4



(c)



(d)



(e)

Continuação da Figura 6.12. Índice de confiabilidade em função de e/h para pilares P4

6.6 INFLUÊNCIA DA TAXA DE ARMADURA LONGITUDINAL

A Fig. 6-13 (a), (b), (c), (d) e (e) compara os valores de β obtidos para os pilares $P1$ e $P2$, que diferem quanto ao diâmetro das barras longitudinais e, portanto, na taxa de armadura longitudinal (não foi alterada a posição). Para o pilar $P1$, esta taxa é de $1,31\%.A_c$ e para o pilar $P2$, ela sobe para $2,05\%.A_c$.

Igualmente, a Fig. 6-14 (a), (b), (c), (d) e (e) compara os valores de β obtidos nos pilares $P3$ e $P4$, os quais também têm como única diferença a taxa de armadura longitudinal, que passa de $1,06\%.A_c$ para $2,59\%.A_c$.

Pelas Figs. 6-13 e 6-14 verifica-se que o índice de confiabilidade β diminui com o aumento da taxa de armadura longitudinal.

Todos os gráficos apresentados foram criados utilizando uma escala de 2,0 à 4,25 para facilitar a comparação dos resultados. Entre as 800 análises realizadas os β obtidos variam de 2,14 à 4,11.

Para os pilares $P1$ e $P2$ a diferença percentual $((P2 - P1) / P1)$ entre os β para o BTDI está entre -1,6% e -7,4%, com média de -3,8% e para o BTE está entre -1,9% e -5,6%, com média de -3,8%. Para os pilares $P3$ e $P4$ a diferença percentual $((P4 - P3) / P3)$ entre os β para o BTDI está entre -1,7% e -10,0%, com média de -6,5% e para o BTE está entre -0,2% e -9,9%, com média de -6,5%. Dentre os motivos para esta diferença podemos citar:

- menor variabilidade do aço ($cov = 0,093$) quando comparado com o concreto ($cov = 0,150$ e $0,100$ para CRN e CAR, respectivamente);
- maior aproximação entre os diagramas tensão-deformação do aço adotados para resistência (seção 4.4.2.3) e solicitação (seção 4.4.2.3) quando comparados com os adotados para o concreto para resistência (seção 2.3.1) e para solicitação (seção 2.3.2);
- coeficiente de minoração menor para o aço ($\gamma_s = 1,15$) quando comparado com o do concreto ($\gamma_c = 1,4$).

6.6.1 Configurações *P1* e *P2*

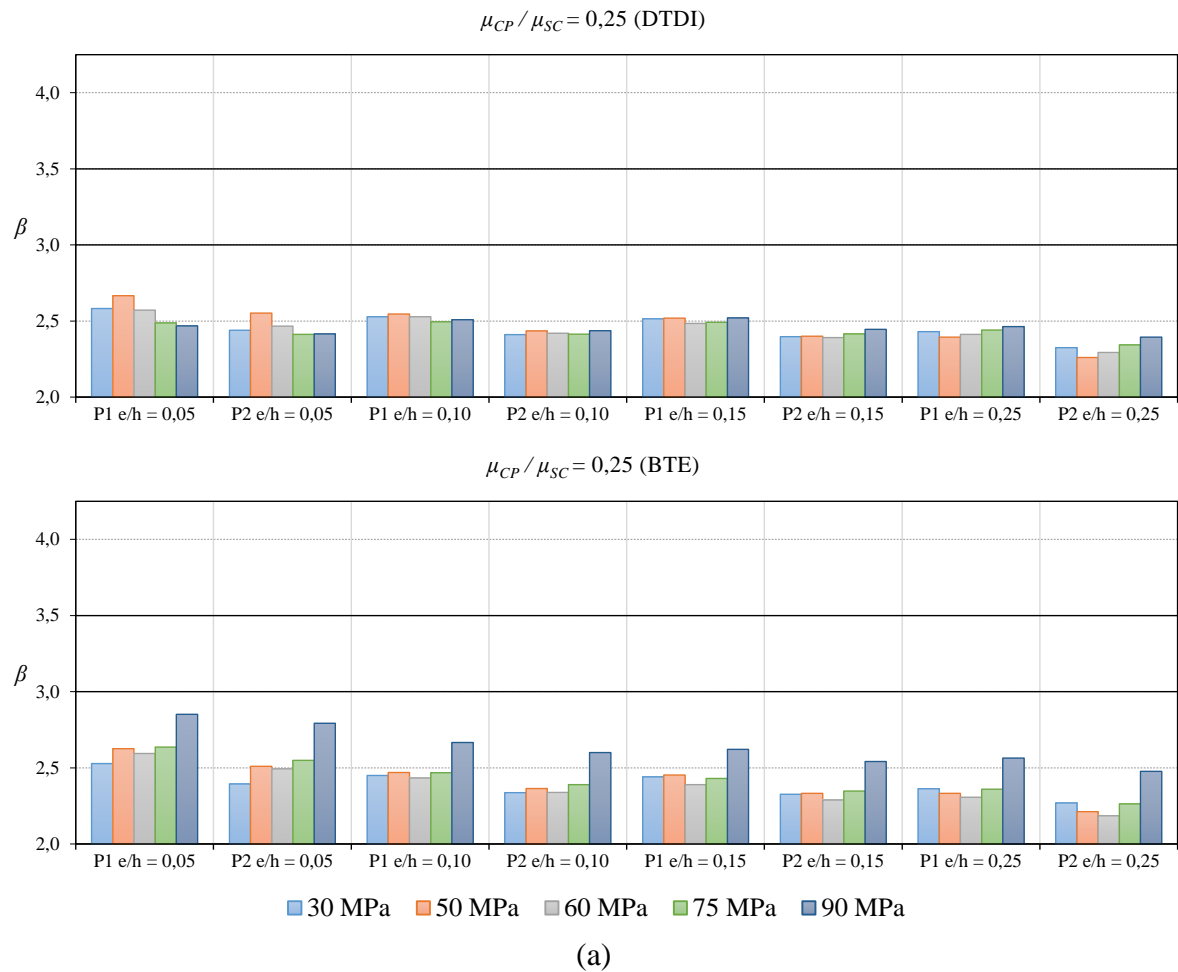
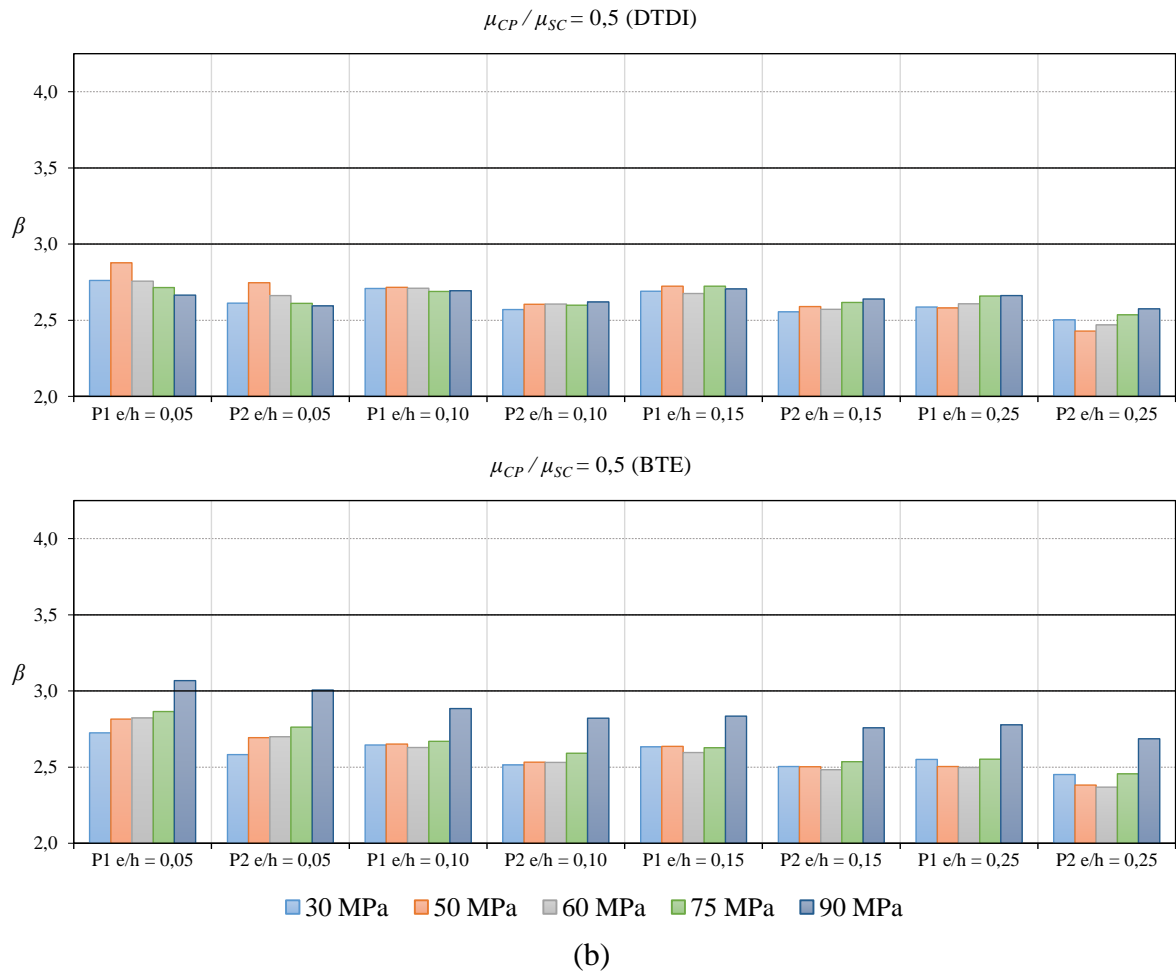
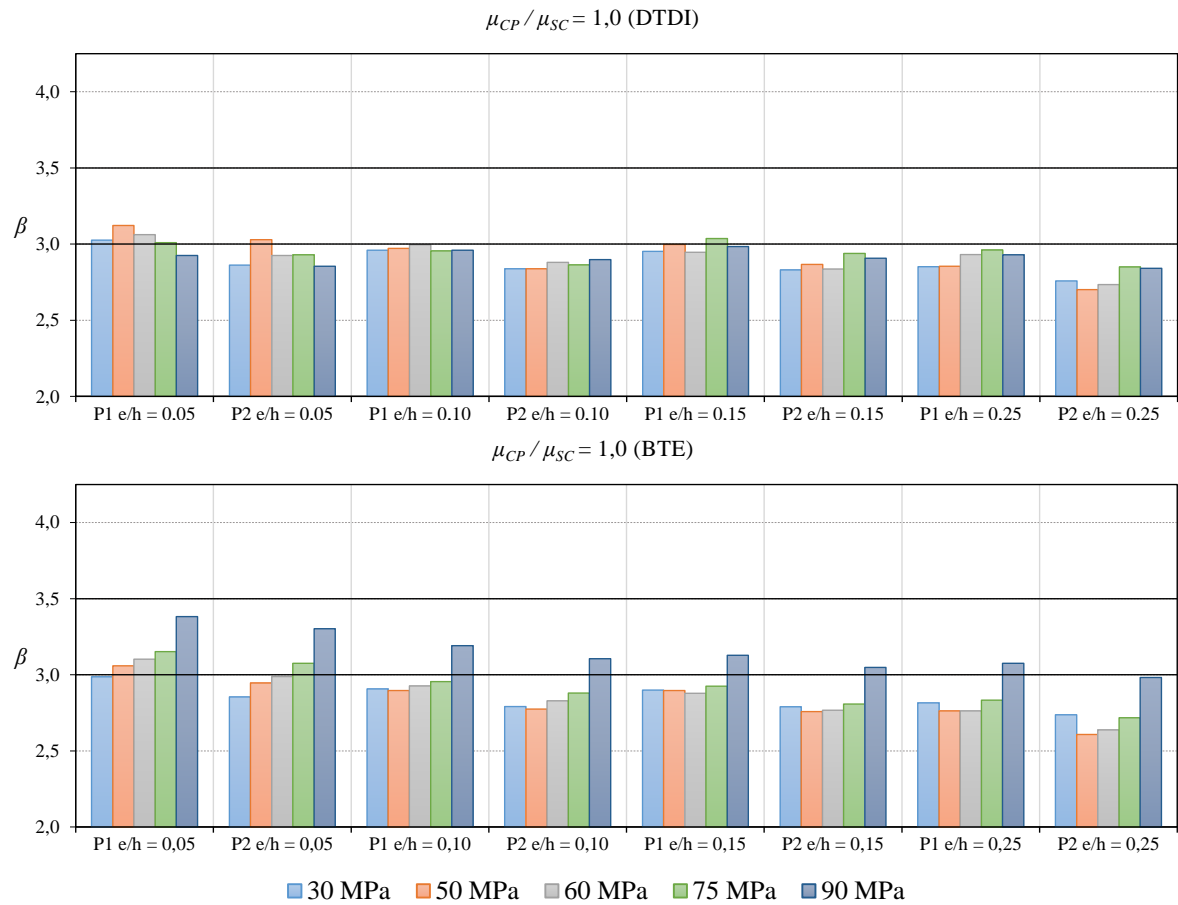


Figura 6.13. Índice de confiabilidade em função da taxa de armadura nos pilares *P1* e *P2*

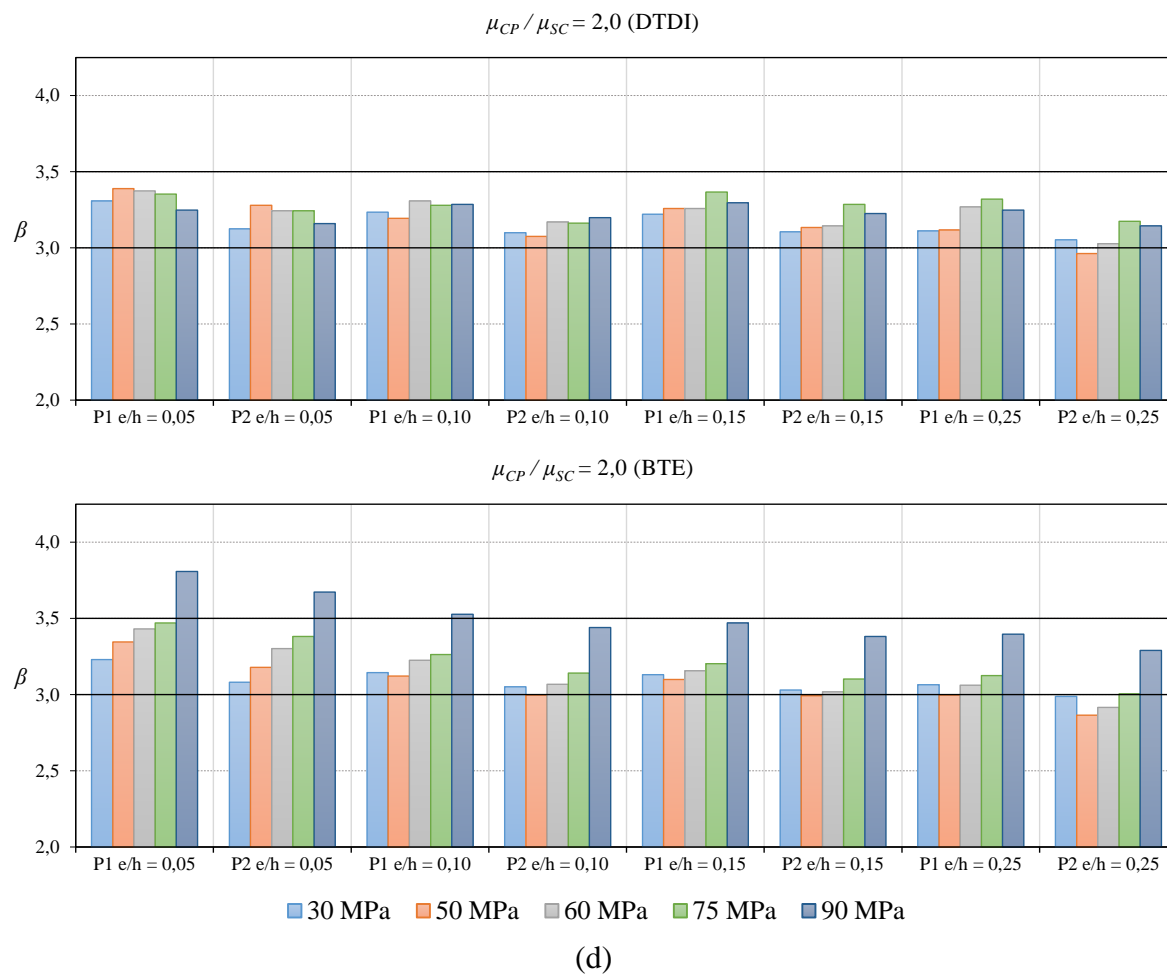


Continuação da Figura 6.13. Índice de confiabilidade em função da taxa de armadura nos pilares *P1* e *P2*

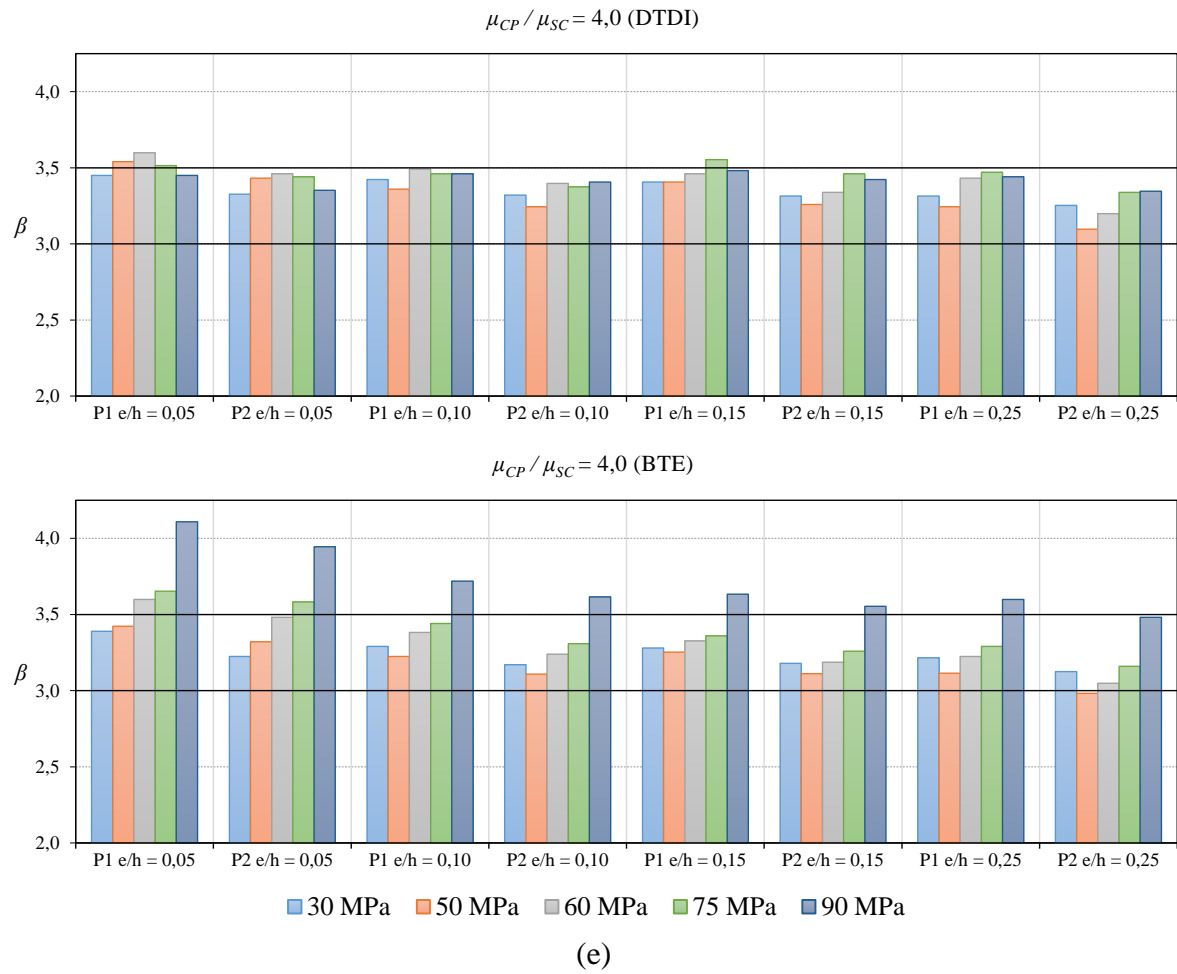


(c)

Continuação da Figura 6.13. Índice de confiabilidade em função da taxa de armadura nos pilares *P1* e *P2*

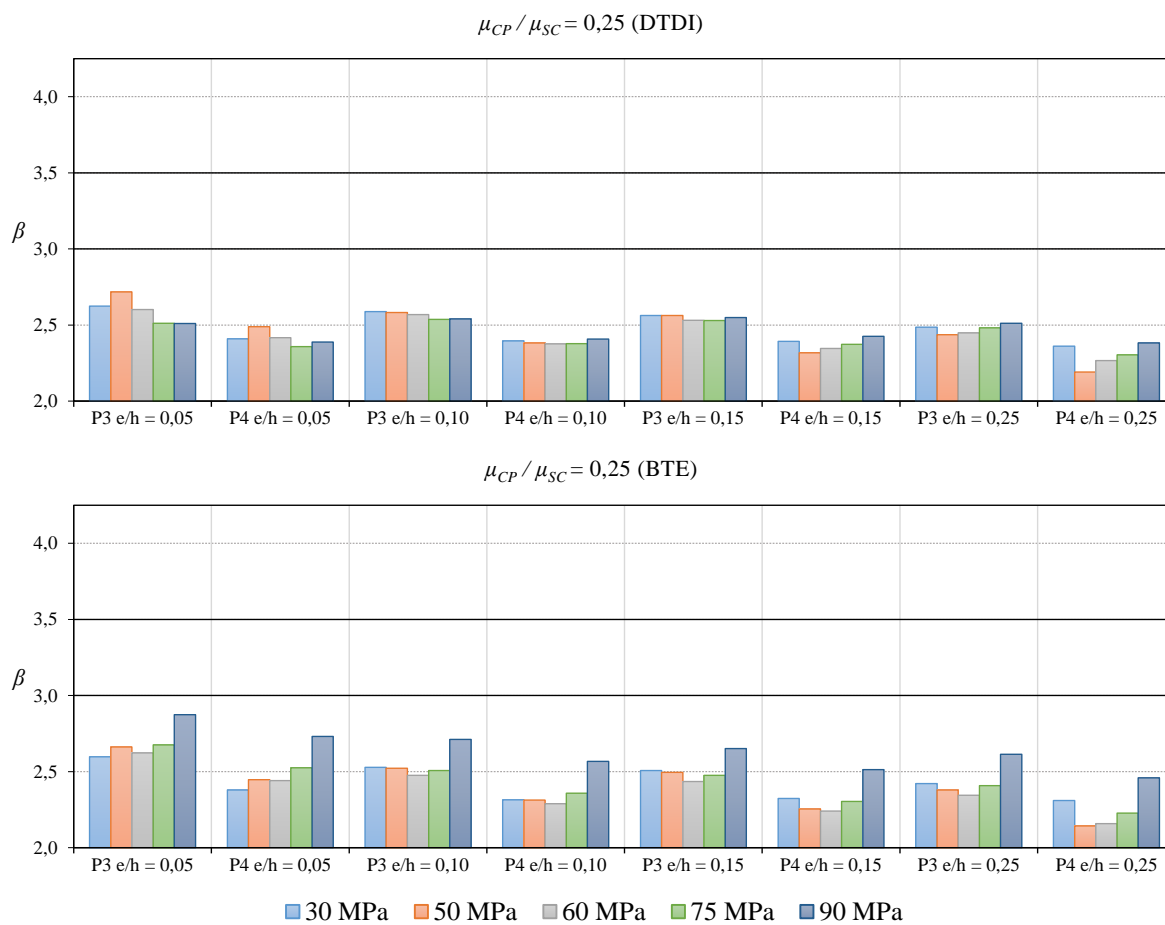


Continuação da Figura 6.13. Índice de confiabilidade em função da taxa de armadura nos pilares *P1* e *P2*



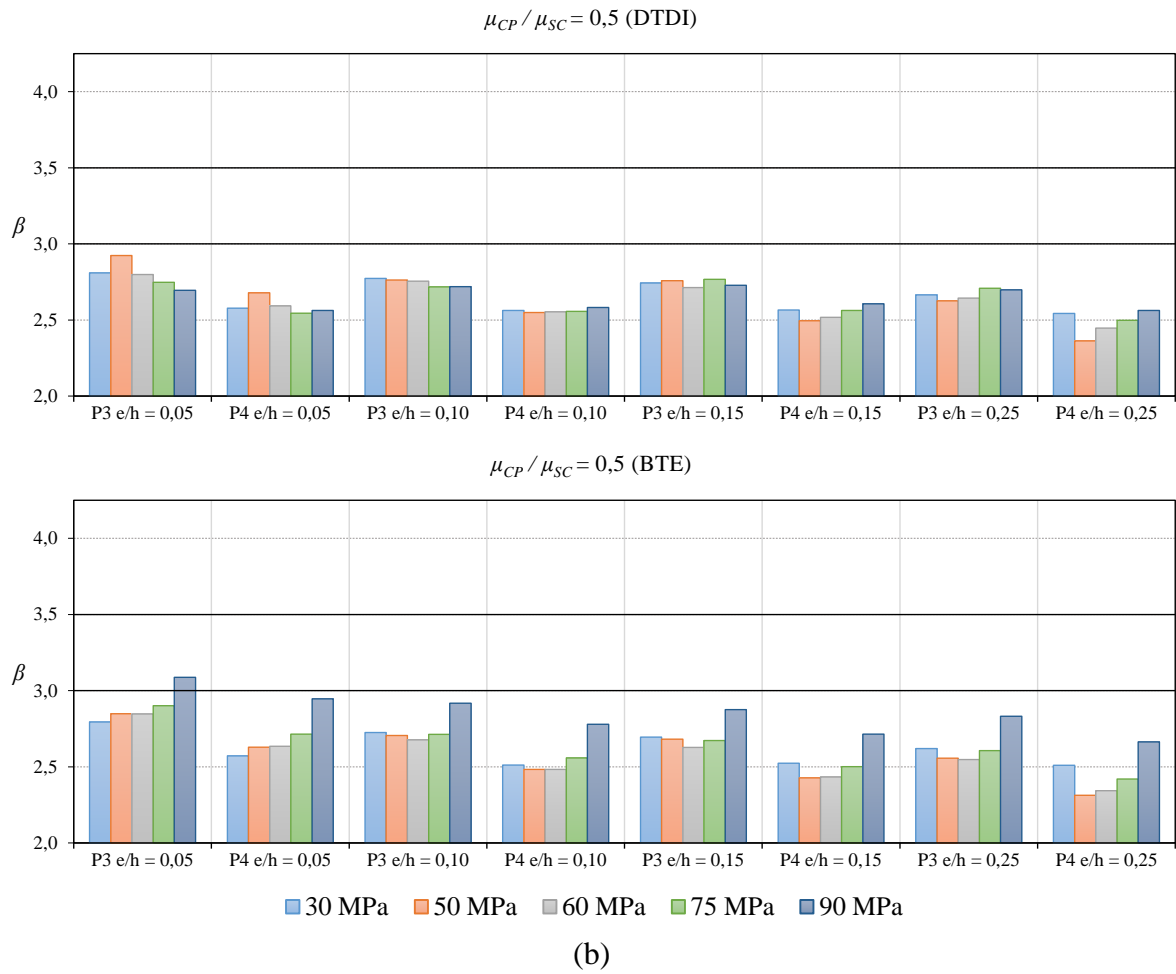
Continuação da Figura 6.13. Índice de confiabilidade em função da taxa de armadura nos pilares *P1* e *P2*

6.6.2 Configurações P3 e P4

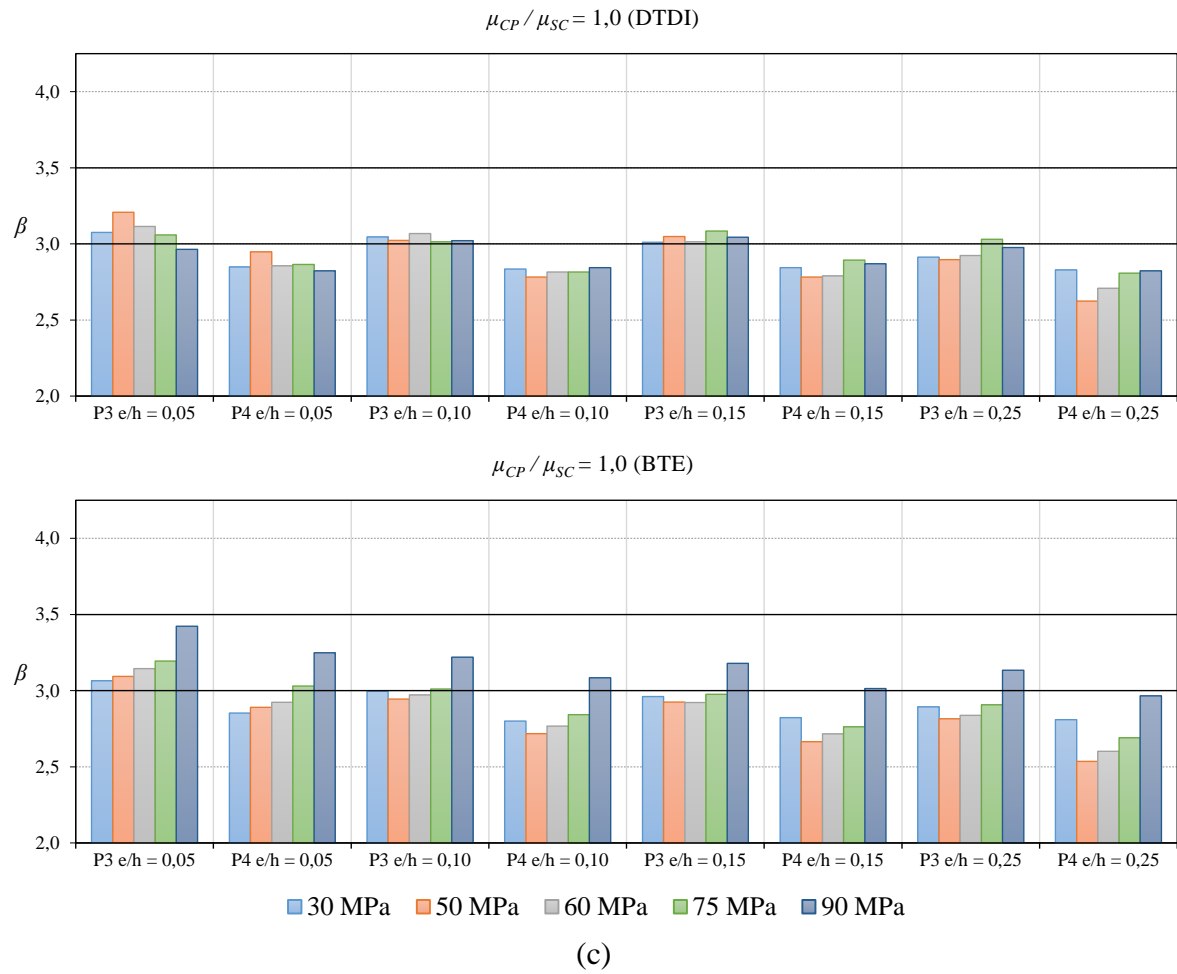


(a)

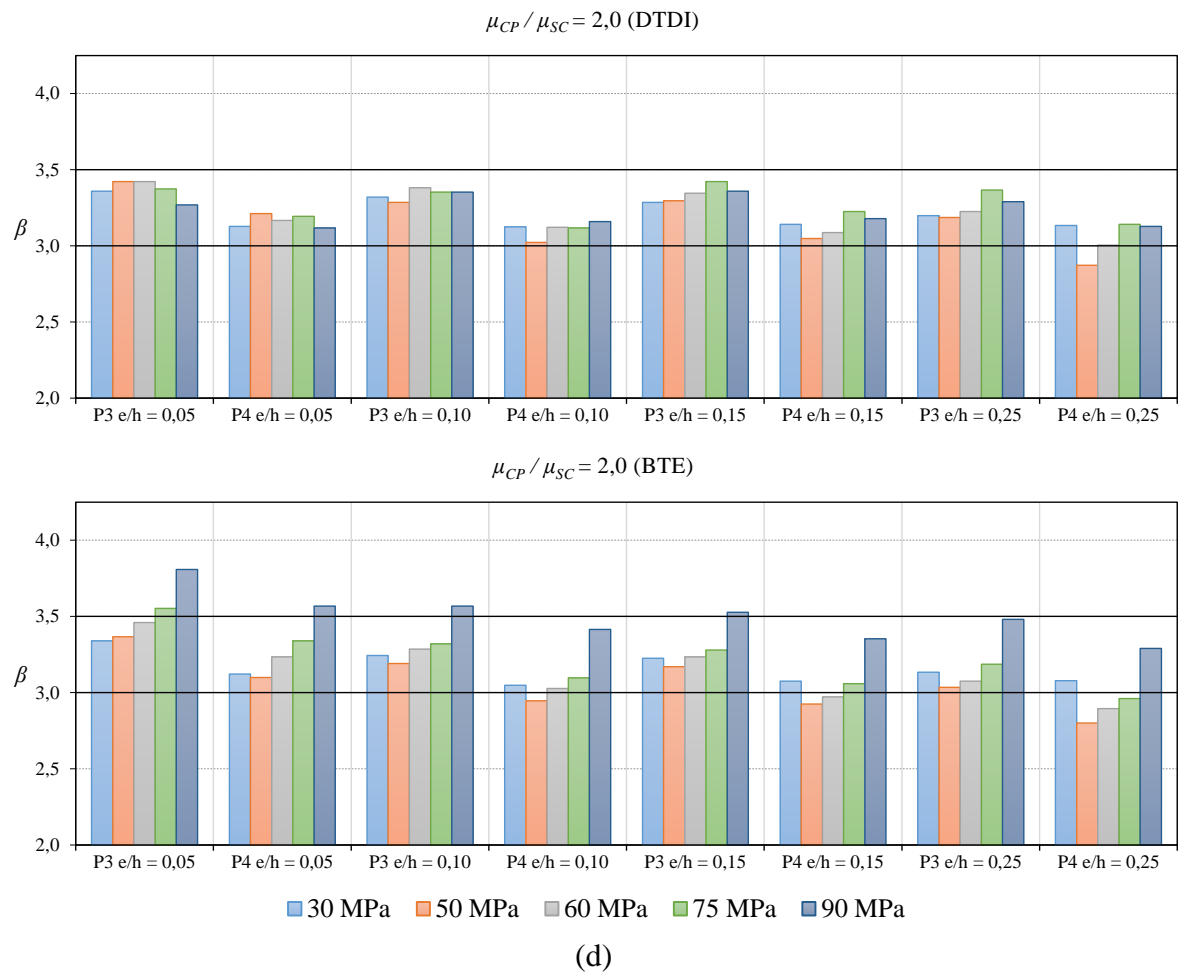
Figura 6.14. Índice de confiabilidade em função da taxa de armadura nos pilares P3 e P4



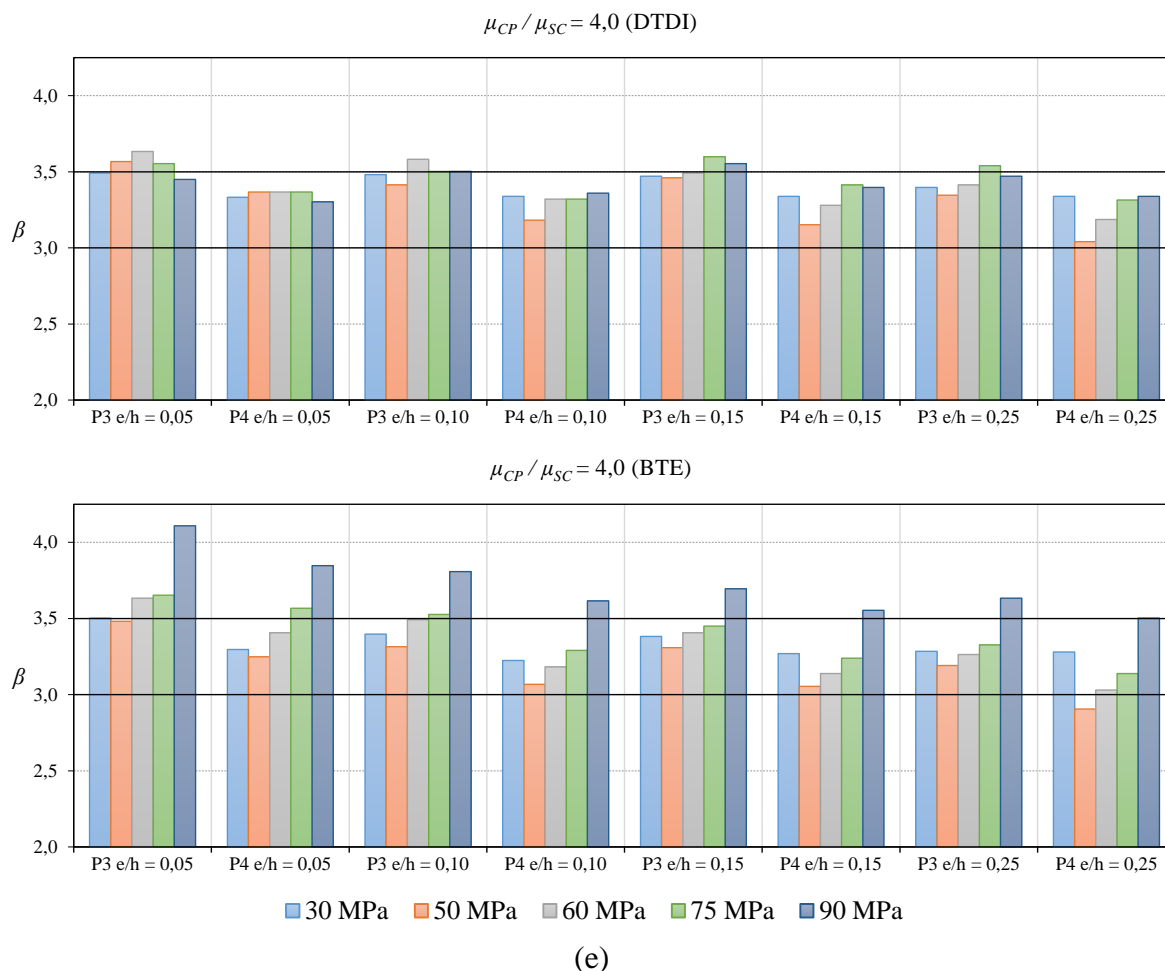
Continuação da Figura 6.14. Índice de confiabilidade em função da taxa de armadura nos pilares P3 e P4



Continuação da Figura 6.14. Índice de confiabilidade em função da taxa de armadura nos pilares P3 e P4



Continuação da Figura 6.14. Índice de confiabilidade em função da taxa de armadura nos pilares P3 e P4



Continuação da Figura 6.14. Índice de confiabilidade em função da taxa de armadura nos pilares P3 e P4

6.7 INFLUÊNCIA DA ALTURA DA SEÇÃO TRANSVERSAL

A Fig. 6-15 (a), (b), (c), (d) e (e) compara os valores de β obtidos para os pilares *P1* e *P3*, que diferem na altura *h* da seção transversal de 350 mm para 650 mm.

Igualmente, a Fig. 6-16 (a), (b), (c), (d) e (e) compara os valores de β obtidos nos pilares *P2* e *P4* com a mesma diferença de *h* (350 para 650 mm).

Todos os gráficos apresentados foram criados utilizando uma escala de 2,0 à 4,25 para facilitar a comparação dos resultados. Entre as 800 análises realizadas os β obtidos variam de 2,14 à 4,11.

Para os pilares $P1$ e $P3$, a diferença percentual $((P3 - P1) / P1)$ entre os β para o BTDI está entre -0,5% e 3,4%, com média de 1,7% e para o BTE está entre -3,4% e 3,0%, com média de -1,2%. Para os pilares $P2$ e $P4$ a diferença percentual $((P4 - P2) / P2)$ entre os β para o BTDI está entre 0,0% e 3,4%, com média de 1,8% e para o BTE está entre -3,4% e 5,0%, com média de -1,1%.

Observa-se, pelos gráficos apresentados e médias dos valores obtidos, que a sensibilidade do β é baixa quando analisada a influência da altura da seção transversal.

6.7.1 Configurações $P1$ e $P3$

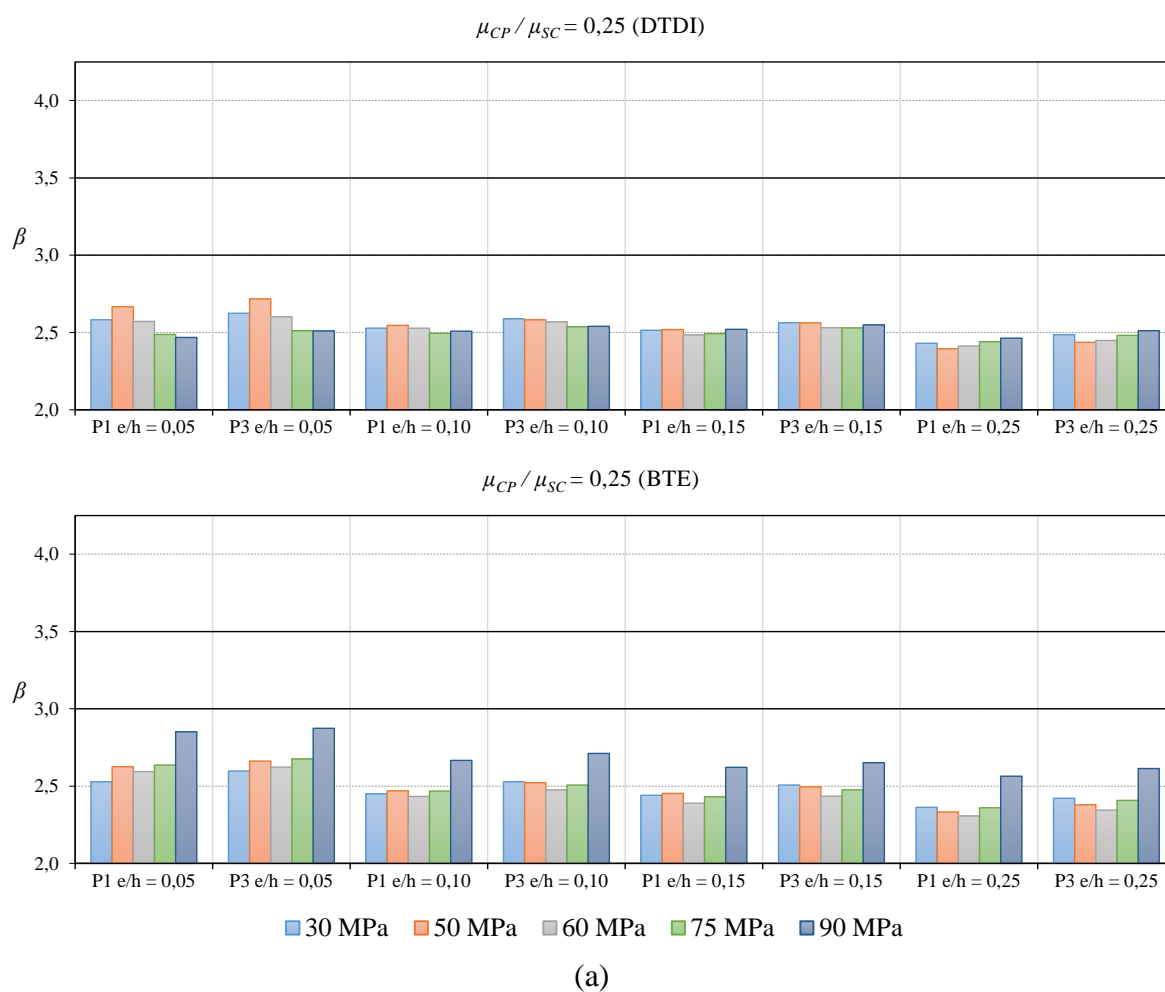
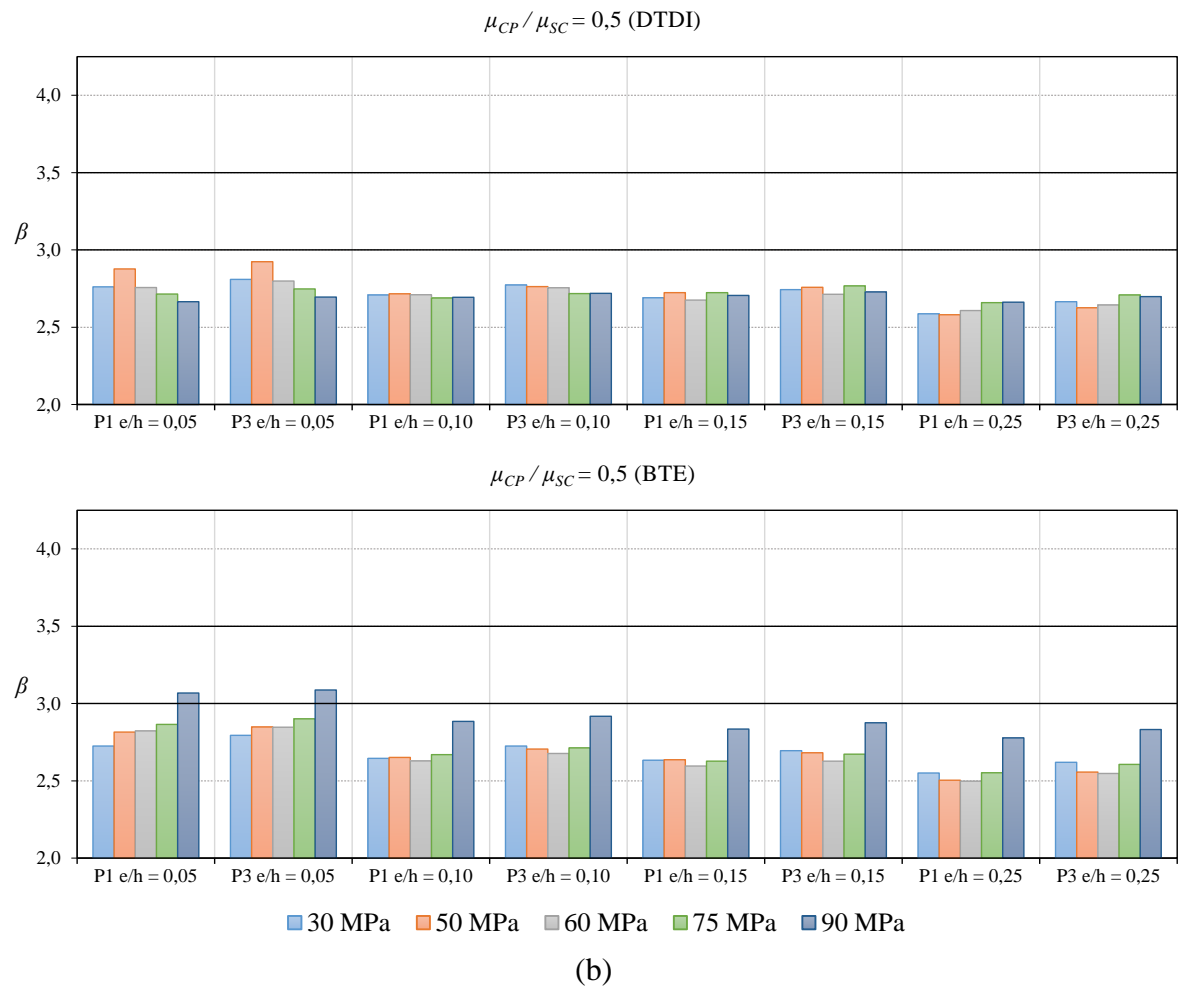
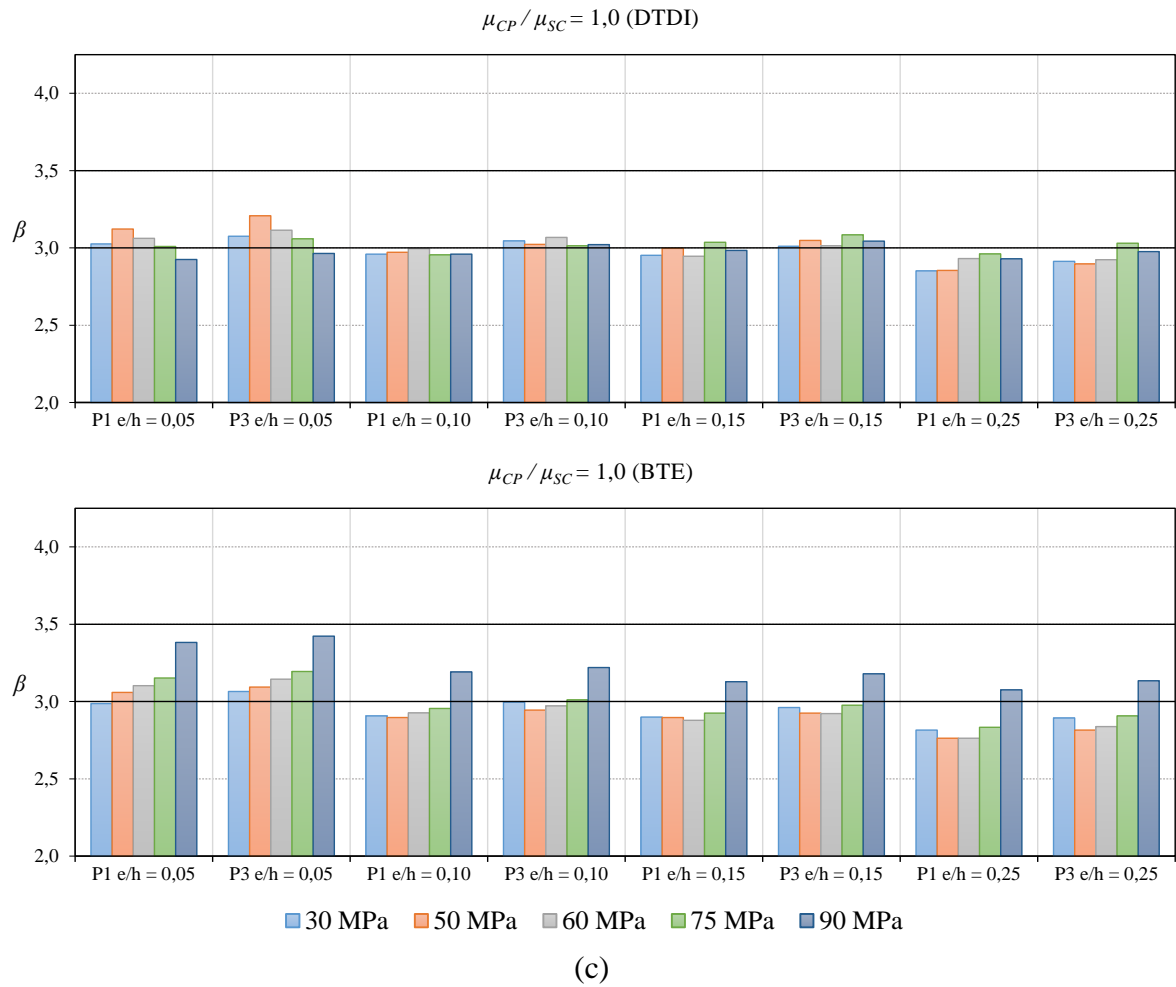


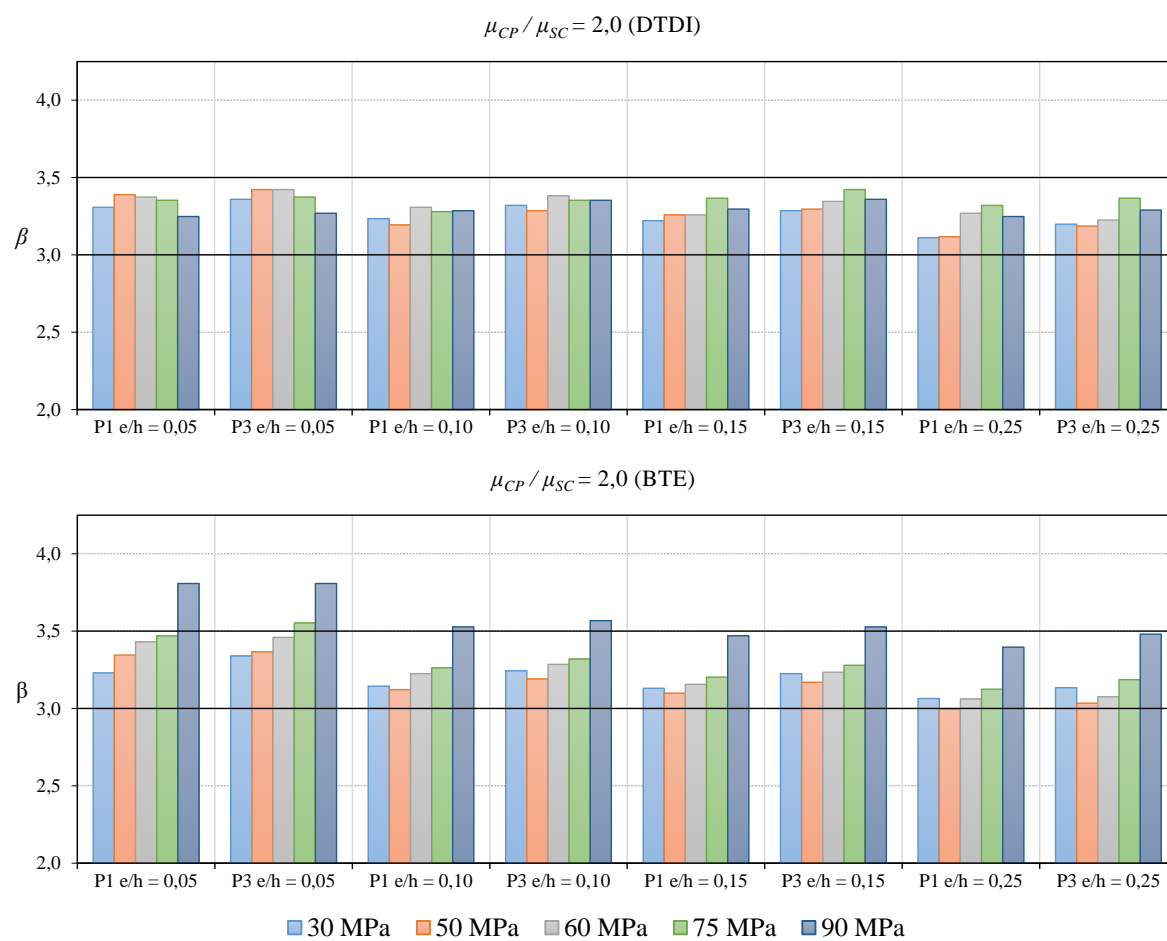
Figura 6.15. Índice de confiabilidade em função da altura h nos pilares $P1$ e $P3$



Continuação da Figura 6.15. Índice de confiabilidade em função da altura h nos pilares P1 e P3

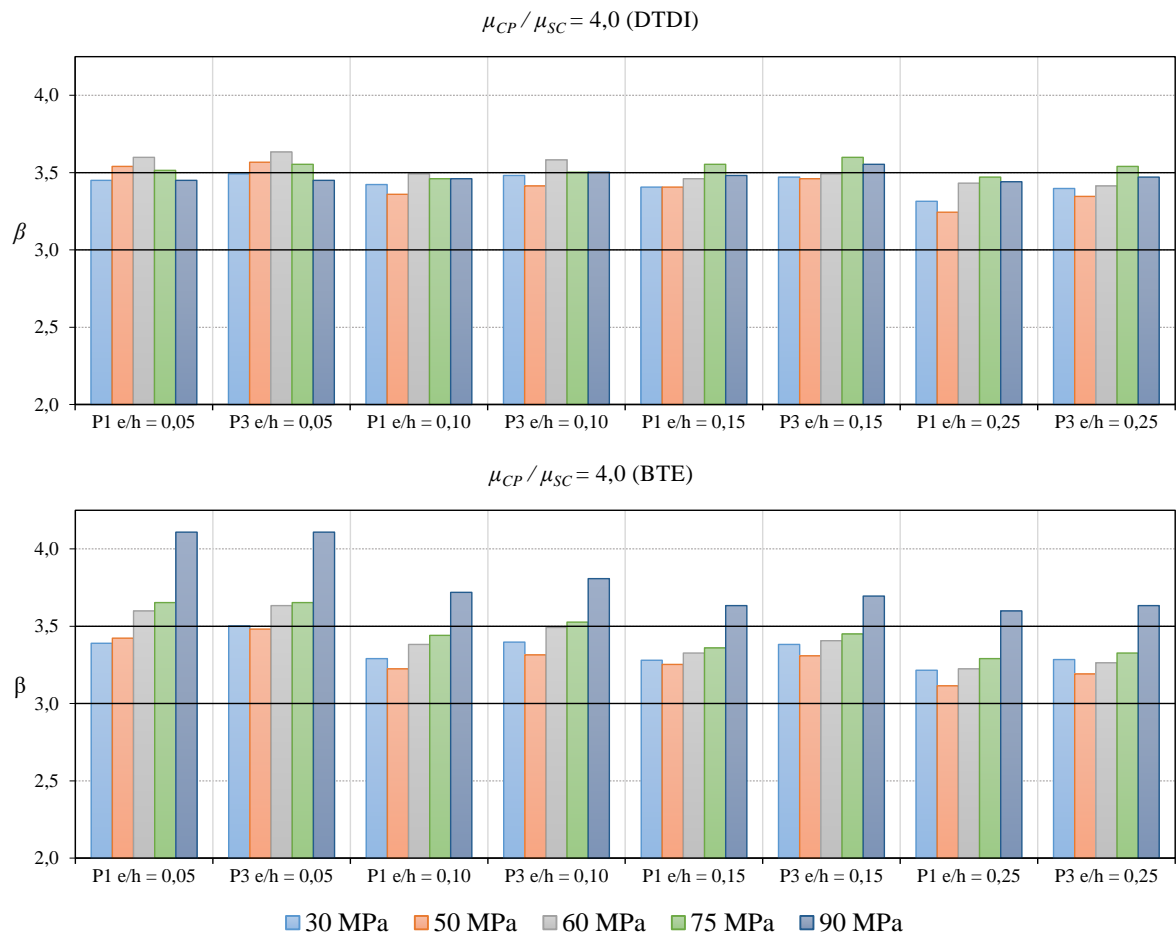


Continuação da Figura 6.15. Índice de confiabilidade em função da altura h nos pilares P1 e P3



(d)

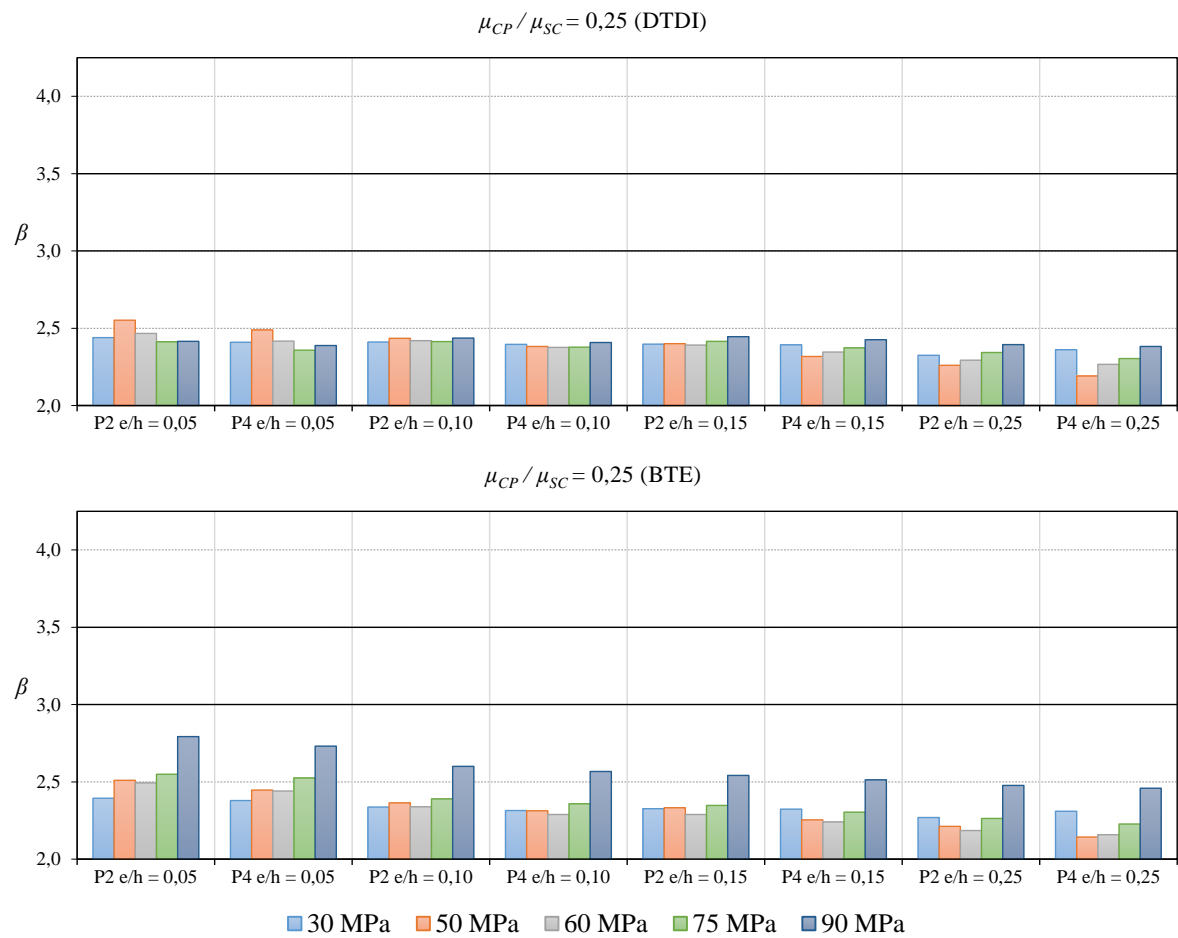
Continuação da Figura 6.15. Índice de confiabilidade em função da altura h nos pilares P1 e P3



(e)

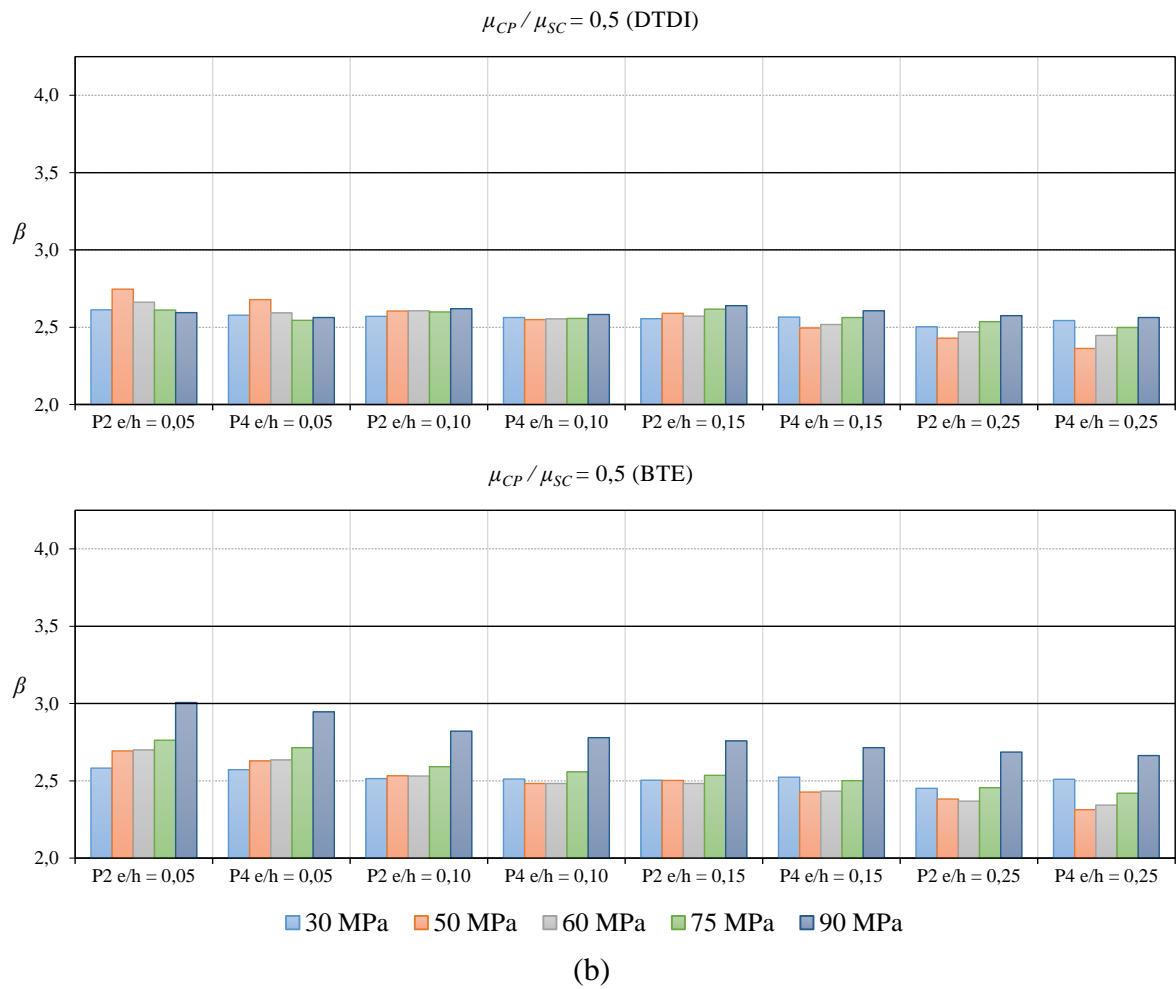
Continuação da Figura 6.15. Índice de confiabilidade em função da altura h nos pilares P1 e P3

6.7.2 Configurações P2 e P4

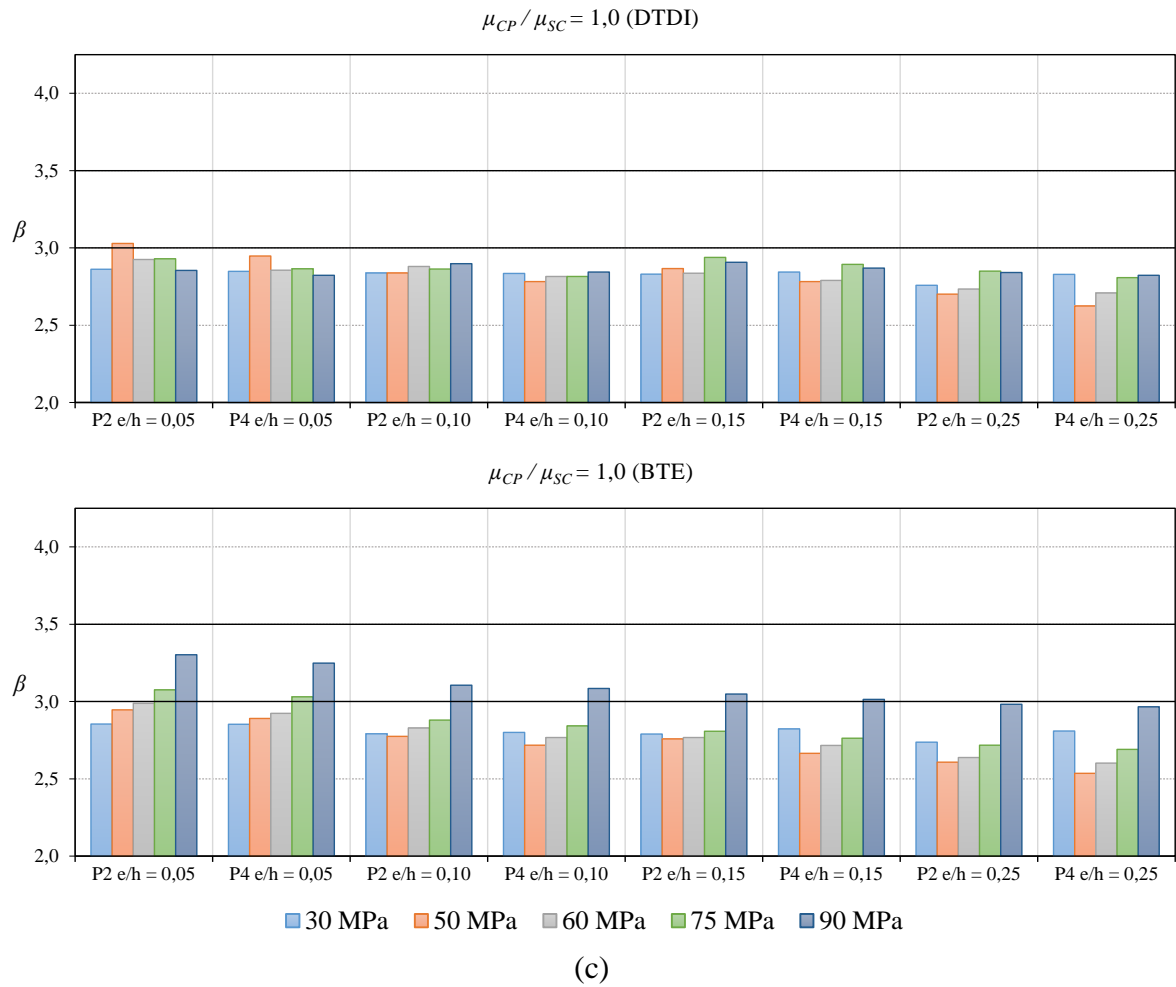


(a)

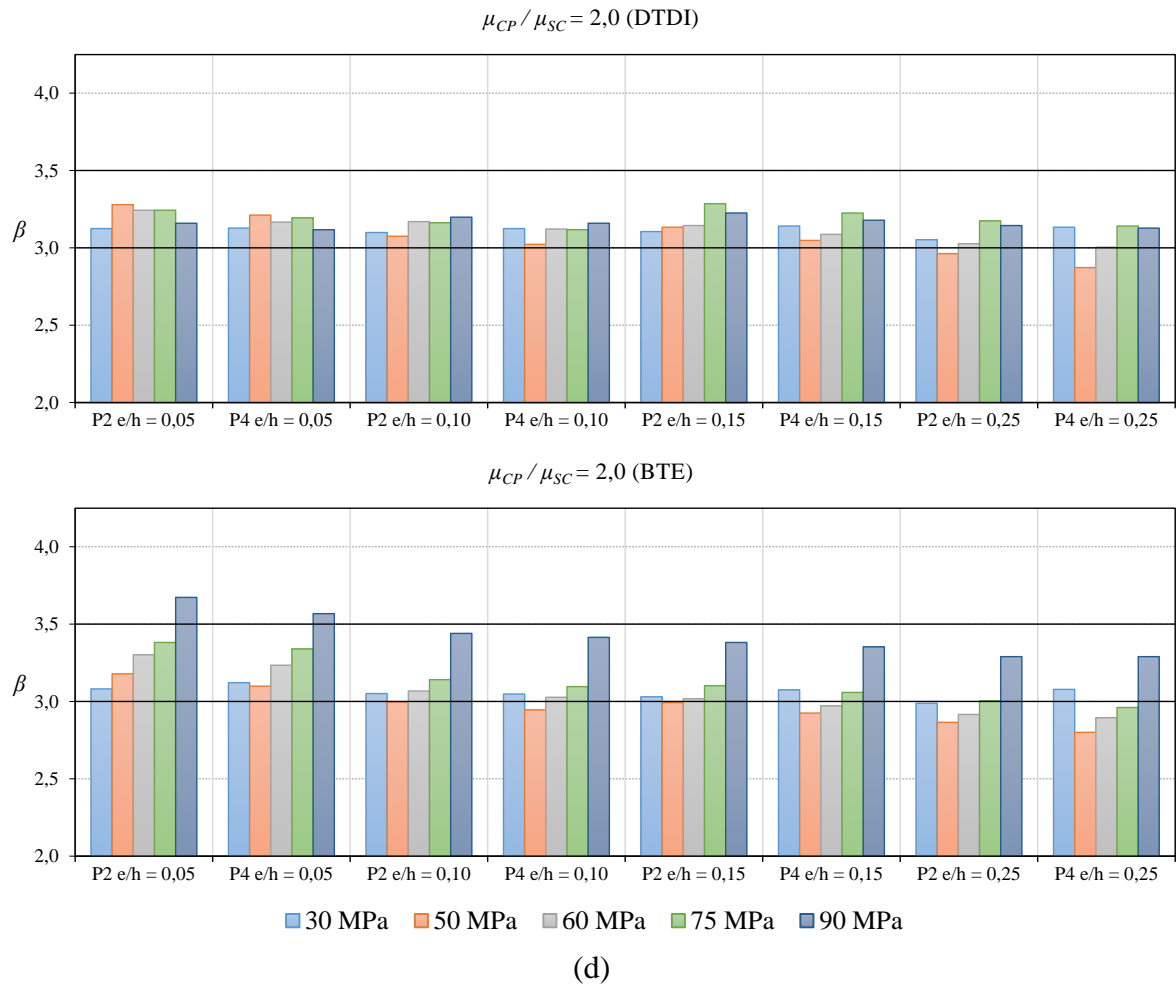
Figura 6.16. Índice de confiabilidade em função da altura h nos pilares P2 e P4



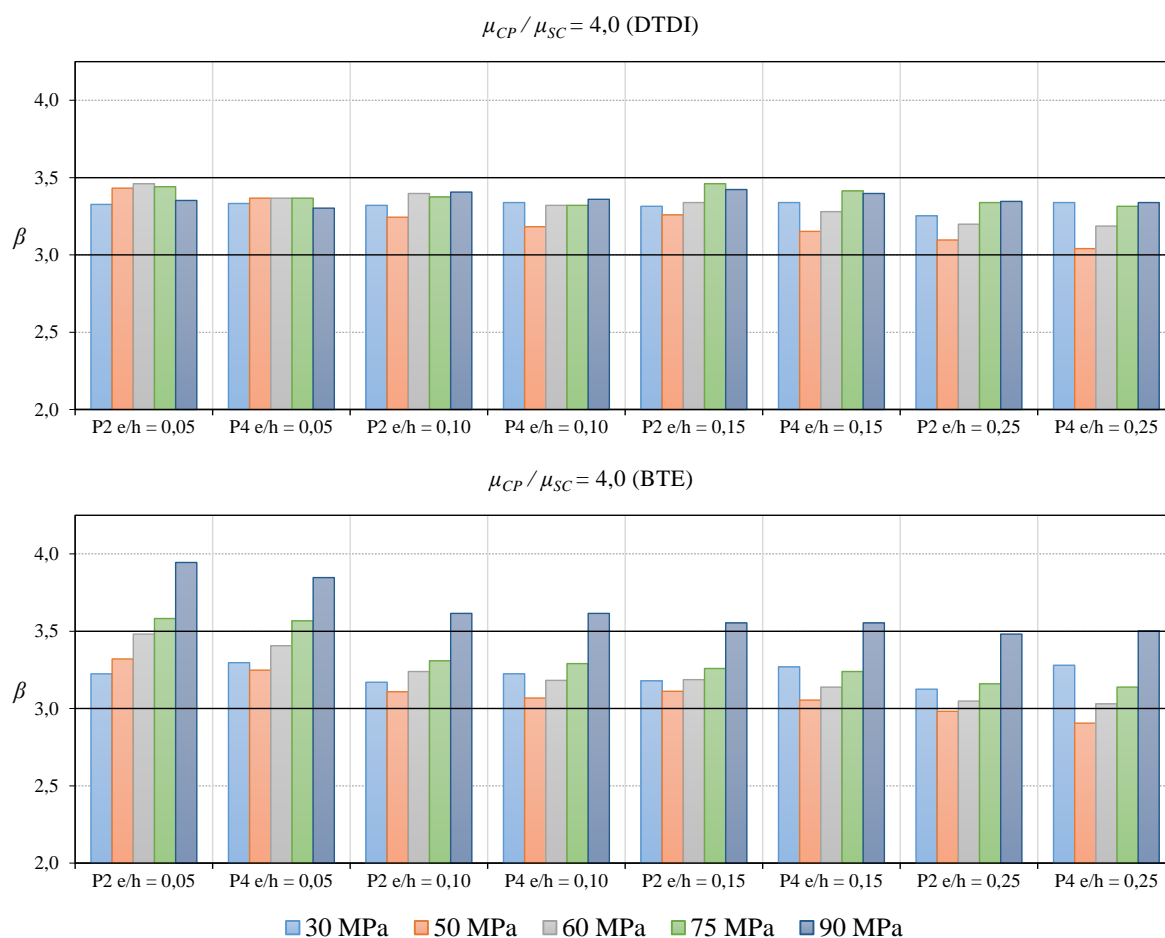
Continuação da Figura 6.16. Índice de confiabilidade em função da altura h nos pilares P2 e P4



Continuação da Figura 6.16. Índice de confiabilidade em função da altura h nos pilares P2 e P4



Continuação da Figura 6.16. Índice de confiabilidade em função da altura h nos pilares P2 e P4



(e)

Continuação da Figura 6.16. Índice de confiabilidade em função da altura h nos pilares P2 e P4

6.8 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A avaliação da confiabilidade, via simulação de Monte Carlo, para pilares curtos em concreto armado sob flexão normal composta gerou os resultados apresentados nas Tabs. 6-1 à 6-4. Os resultados mostram que o projeto de pilares em CAR, segundo a ABNT NBR 6118:2014, possui níveis de confiabilidade implícitos próximos ao quando a mesma norma é utilizada para o projeto de pilares em CRN. Observa-se que o BTE é mais conservador que o DTDI, sendo as maiores diferenças entre os dois modelos obtidas para maiores resistências à compressão do concreto e pequenas excentricidades.

Dentre os dois diagramas tensão-deformação recomendados pela ABNT NBR 6118:2014 o BTE é o mais simplificado (e mais simples de ser utilizado). A sua simplicidade acarreta em

valores de índices de confiabilidade exagerados para maiores resistências à compressão e baixas excentricidades.

Os resultados indicam que, dentre os diversos parâmetros analisados, a variação da taxa de armadura e da altura da seção apresentam baixa influencia no índice de confiabilidade (baixa sensibilidade). O f_{ck} , e/h e a razão μ_{CP}/μ_{SC} são os parâmetros de maior sensibilidade, alterando significativamente o valor obtido de β .

A Tab. 6.5 apresenta, como resumo final, os valores mínimos e máximos do índice de confiabilidade β , correspondentes a distintas resistências características à compressão do concreto, f_{ck} , e distintos valores da razão μ_{CP}/μ_{SC} . Nesta tabela, os valores mínimos e máximos do índice de confiabilidade compreendem todas as configurações ($P1$, $P2$, $P3$ e $P4$), todas as excentricidades relativas (0,05; 0,10; 0,15 e 0,25) e os dois diagramas tensão-deformação para o concreto (DTDI e BTE).

Tabela 6-5. Valores mínimos e máximos de β

f_{ck} (MPa)	μ_{CP}/μ_{SC}									
	0,25		0,5		1,0		2,0		4,0	
	Mín	Máx.	Mín	Máx.	Mín	Máx.	Mín	Máx.	Mín	Máx.
CRN										
30	2,27	2,63	2,45	2,81	2,74	3,08	2,99	3,36	3,15	3,50
50	2,14	2,72	2,31	2,92	2,54	3,21	2,80	3,42	2,91	3,57
CAR										
60	2,16	2,62	2,34	2,85	2,60	3,15	2,90	3,46	3,03	3,63
75	2,23	2,68	2,42	2,90	2,69	3,19	2,96	3,55	3,14	3,65
90	2,38	2,87	2,56	3,09	2,82	3,42	3,12	3,81	3,30	4,11

A partir dos resultados apresentados na Tab. 6.5 pode-se observar que:

- a razão μ_{CP}/μ_{SC} tem uma grande influência no índice de confiabilidade β . Para uma mesma resistência à compressão do concreto, β tende a aumentar quando razão μ_{CP}/μ_{SC} aumenta. Este fato é facilmente compreensível dado o maior coeficiente de variação da carga variável em relação à carga permanente;
- em termos dos níveis de confiabilidade obtidos para pilares curtos de concreto a ABNT NBR 6118:2014 apresenta um equacionamento consistente entre os CRN e os CAR;

- a redução no peso próprio das estruturas pode acarretar em aumento de falhas. O modelo de majoração de ações proposto pela ABNT NBR 8681:2003 e ABNT NBR 6118:2014 que adota coeficiente de majoração igual a 1,4 para cargas permanentes e variáveis poderia ser alterado adotando coeficientes que se adequem a diferença na variabilidade destes dois tipos de ações. Normais internacionais já utilizam valores diferentes, como pode ser visto na Tab. 4-8;
- os maiores índices de confiabilidade são obtidos para a combinação de maior resistência à compressão do concreto e maior razão μ_{CP}/μ_{SC} .

Conforme discutido na seção 3.3.5.2, a simulação de Monte Carlo é uma técnica de amostragem e, como tal, seus resultados estão sujeitos a erros amostrais. De acordo com a Eq. (3.30), o erro associado aos valores de β obtidos neste trabalho é de aproximadamente 0,1, ou seja, $\beta_{\text{estimado}} = \beta_{\text{obtido}} \pm 0,1$.

7

SUMÁRIO, CONCLUSÕES E SUGESTÕES

7.1 SUMÁRIO

Dada a sua crescente utilização, tipo de falha e importância para a integridade estrutural, a avaliação da segurança de pilares em concreto de alta resistência é assunto da maior relevância. Um dos principais avanços da ABNT NBR 6118 da versão publicada em 2007 para a versão de 2014 foi a inclusão dos CAR entre 55 e 90 MPa ao seu escopo. Para possibilitar esta alteração de escopo, todas as propriedades do concreto e hipóteses de cálculo estrutural foram revisadas.

No caso de pilares, vários parâmetros envolvidos no projeto estrutural são incertos (resistência à compressão do concreto, dimensões da seção transversal, cargas atuantes, etc.). Desta maneira, a segurança estrutural pode ser definida apenas em termos probabilísticos. Entretanto, este processo é bastante complexo, tornando-o inviável para o uso cotidiano. Visando a simplificação do processo de cálculo, as normas de projeto mantêm de forma implícita o nível de confiabilidade prescrito através dos fatores parciais utilizados no método dos estados limites (ou o chamado método semi-probabilístico). Assim, pode-se dizer que as normas de projeto têm como objetivo estabelecer padrões que visam assegurar um bom desempenho da estrutura ao longo de sua vida útil, porém de forma mais simplificada.

Desta maneira, os principais objetivos deste estudo foram:

- avaliar os níveis de confiabilidade implícitos nas recomendações das normas ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 8681:2003 para projeto de pilares curtos em CAR em concreto armado submetidos a flexão normal composta;
- identificar os níveis de confiabilidade β_{objetivo} a serem atingidos;

- avaliar a influência dos diversos parâmetros de projeto nos níveis de confiabilidade obtidos (resistência à compressão do concreto, taxa de armadura longitudinal, altura da seção transversal, excentricidade relativa e razão entre as médias dos carregamentos permanente e variável);

Para cumprir estes objetivos, foram necessários:

- a revisão das prescrições da ABNT NBR 6118:2014 para dimensionamento e verificação de pilares curtos em concreto armado;
- o estudo do concreto de alta resistência;
- a definição das estatísticas (média, coeficiente de variação e tipo de distribuição) correspondentes às variáveis básicas de projeto (resistência à compressão do concreto, tensão de escoamento do aço, largura e altura da seção transversal, cobrimento da armadura, erro do modelo, carga permanente e carga variável);
- o estudo dos métodos de análise de confiabilidade;
- a seleção de uma função desempenho e do método de análise de confiabilidade apropriado;
- a seleção de quatrocentos pilares curtos (5 resistências características à compressão do concreto (f_{ck}), 4 excentricidades relativas (e/h), 4 seções transversais e 5 razões de carregamento (μ_{CP}/μ_{SC}) em concreto armado calculados pelos dois modelos de tensão-deformação do concreto propostos pela ABNT NBR 6118:2014: DTDI e BTE;
- a criação do programa *ASP-I* que utiliza a simulação de Monte Carlo para o cálculo da probabilidade de falha (e do índice de confiabilidade) de pilares curtos submetidos a flexão normal composta;
- a análise de confiabilidade para cada um dos pilares selecionados;

7.2 • CONCLUSÕES

A análise de confiabilidade dos pilares curtos em concreto armado, dimensionados segundo critérios da ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 8681:2003, sujeitos a flexão normal composta, indicou que:

- a formulação proposta para os CAR gera índices de confiabilidade condizentes com os que eram obtidos para os CRN. Ou seja, a adoção de fórmulas para o projeto de

estruturas com f_{ck} entre 55 e 90 MPa diferentes das propostas para os concretos com f_{ck} entre 20 e 50 MPa geram resultados adequados quando analisados os índices de confiabilidade;

- quando utilizado o diagrama tensão-deformação idealizado (DTDI), haverá uma uniformidade nos índices de confiabilidade, β , obtidos;
- os índices de confiabilidade obtidos pelo bloco de tensões equivalente (BTE) são próximos aos obtidos pelo DTDI. Exceção se faz quando são analisadas maiores resistências ao concreto e pequenas excentricidades, onde o BTE resulta em β consideravelmente maiores que os obtidos pelo DTDI;
- a razão μ_{CP}/μ_{SC} tem uma grande influência no índice de confiabilidade β . Para uma mesma resistência à compressão do concreto, β tende a aumentar quando razão μ_{CP}/μ_{SC} aumenta. Este fato é facilmente compreensível dado o maior coeficiente de variação da carga variável (cov.=0,25) em relação à ação permanente (cov.=0,10) e do tipo de distribuição de valores extremos tipo I (carga variável) apresentar uma cauda maior que a da distribuição normal (carga permanente);
- os maiores índices de confiabilidade são obtidos para a combinação maior resistência à compressão do concreto e maior razão μ_{CP}/μ_{SC} .

A utilização de CAR e de outras técnicas de construção (concreto protendido, lajes treliçadas, lajes *steeldecks*, etc.) propiciam a redução do peso próprio das estruturas. É observado que a utilização do coeficiente de majoração de 1,4 tanto para carga permanente quanto para sobrecarga não está em acordo com recomendações de normas internacionais como o Eurocode EN 1990:2002, o ACI 318:2014, o CSA A23.3:2004 e o NZS 3101:1:2006 (ver Tab. 4-8). Uma revisão deste item da ABNT NBR 6118:2014 possibilitaria uma uniformização dos índices de confiabilidade para diferentes razões de carregamento.

Como alterações nos coeficientes de majoração das ações impactariam no projeto de todos os elementos projetados pela ABNT NBR 6118:2014, seria necessária a verificação dos níveis de confiabilidade de todas as suas recomendações de projeto.

7.3 SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

As sugestões de trabalhos futuros podem ser divididas em três segmentos: (i) obtenção e tratamento de dados estatísticos básicos para análises de confiabilidade, (ii) avaliação dos níveis de confiabilidade de pilares de concreto em outras condições e (iii) avaliação dos níveis de confiabilidade implícitos no projeto segundo a ABNT NBR 6118:2014 para distintos componentes estruturais. As recomendações para estudos futuros são:

(i) obtenção e tratamento de dados estatísticos básicos para análises de confiabilidade:

- melhor caracterização da resistência *in situ* do concreto a partir de condições reais de dosagem, transporte, lançamento e cura;
- desenvolvimento de um banco de dados nacional para uma melhor caracterização das estatísticas básicas de materiais e geometria do componente estrutural;
- desenvolvimento de um banco de dados nacional para uma melhor caracterização de carregamentos, em especial na definição de estatísticas relativas às cargas variáveis;
- desenvolvimento de estatísticas associadas ao erro do modelo utilizado para o cálculo da resistência do pilar.

(ii) avaliação dos níveis de confiabilidade:

- de pilares esbeltos em CAR projetados segundo a ABNT NBR 6118:2014;
- considerando outras combinações de cargas, lembrando que este estudo considerou apenas combinações de cargas gravitacionais (permanentes e sobrecarga);
- de pilares sujeitos à flexão oblíqua composta em CAR projetados segundo a ABNT NBR 6118:2014;
- de pilares em concreto armado considerando os efeitos de longa duração, tais como, a fluência e a retração do concreto.

(iii) Avaliação dos níveis de confiabilidade implícitos no projeto segundo a ABNT NBR 6118:2014 considerando-se distintos componentes estruturais (vigas, lajes, consolos, fundações, etc) e distintos modos de falha (flexão, cisalhamento, punção, etc).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- _____, General principles on reliability for structures (ISO 2394:2015).
- ACI COMMITTEE 318, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-2014) and commentary (ACI 318R-14). American Concrete Institute. Farmington Hills MI, 2014.
- ACI COMMITTEE 363, State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete (ACI 363R-92 – reapproved 1997). American Concrete Institute. Farmington Hills MI, 1997.
- ACI COMMITTEE 441, High-Strength Concrete Columns: State of the Art (ACI 441R-96). American Concrete Institute. Farmington Hills MI, 1996.
- AİTCIN, P.C., Concreto de alto desempenho. Pini, 2000.
- ANG, A.H.; TANG, W.H., Probability Concepts in Engineering Planning and Design – Decision, Risk and Reliability. Vol. II, John Wiley & Sons. EUA, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 6892-1 – Materiais metálicos – Ensaio de Tração - Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013 (versão corrigida de 2015).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480 – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8953 – Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655 – Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.
- CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. CSA A23.3 – Design of concrete structures. Rexdale, Ontario, 2004.
- CARVALHO, R.C.; PINHEIRO, L.M. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. Vol. 2, São Paulo, Pini, 2009.

CEB-FIP Model Code, Appendix d - Concrete Technology, 1990.

COLLINS, M.P.; MITCHELL, D., Prestressed Concrete Structures, Prentice Hall, Englewood Cliffs, p. 766, 1991.

DINIZ, S.M.C.; FRANGOPOL, D.M., Reliability bases for high-strength concrete columns, Journal of Structural Engineering, ASCE, 123(10), 1997.

DINIZ, S.M.C., A confiabilidade estrutural e a evolução das normas técnicas, VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto (CD-ROM), São Paulo, 2006.

DINIZ, S.M.C., Structural reliability: rational tools for design code development. ASCE, 2008.

ELLINGWOOD, B.; MacGREGOR, J.G.; GALAMBOS, T.V.; CORNELL, C.A., Probability based load criteria: load factor and load combinations, Journal of Structural Division, ASCE, 108(5), 978-997, 1982.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 2: Design of concrete structures – EN 1992-1-1. Bruxelas, 2004.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, fib Model Code for concrete structures 2010. Lausanne, 2013.

GALAMBOS, T.V., Design codes, Engineering Safety, Blockley, D., ed. McGraw-Hill, Inglaterra, p. 47-71, 1982.

GALAMBOS, T.V.; ELLINGWOOD, B.; MacGREGOR, J.G.; CORNELL, C.A., Probability based load criteria: Assessment of current design practice, Journal of the Structural Division, ASCE, 108(5), 1982.

GOMES, H.M.; AWRUCH, A.M.; ROCHA, M.M., Análise da confiabilidade no projeto de estruturas de concreto armado, Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, São Carlos, p. 99-108, 1997.

IBRACON. ABNT NBR 6118:2014 comentários e exemplos de aplicação. São Paulo, 2015.

IBRAHIM, H.H.; MacGREGOR, J.G. Modification of ACI rectangular stress block for high-strength concrete, ACI Structural Journal, 94(1), 1997.

MacGREGOR, J.G.; WIGHT J.K. Reinforced concrete – Mechanics and design, 4a edição, Pearson-Prentice Hall, 2005.

MACHADO, E.R., Avaliação da confiabilidade de estruturas em concreto armado, Dissertação de Mestrado, EE-UFGM, Belo Horizonte, Brasil, 2001.

MADSEN, H.O.; KRENK, S.; LIND, N.C., Methods of structural safety, Pearson-Prentice Hall, New Jersey, p. 403, 1986.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M., Concreto: microestrutura, propriedades e materiais, 2014.

- MIRZA, S.A.; HATZINIKOLAS, M.; MacGREGOR, J., Statistical descriptions of strength of concrete, J. Struct. Div., ASCE, 105(6), 1021-1037, 1979.
- MIRZA, S.A.; MacGREGOR, J.G., Variations in dimensions of reinforced concrete members”, J. Struct. Div., ASCE, 105(4), 751-766, 1979a.
- MIRZA, S.A.; MacGREGOR, J.G., Variability of mechanical properties of reinforced bars, J. Struct. Div., ASCE, 105(5), 921-937, 1979b.
- MIRZA, S.A.; LEE, P.M.; MORGAN, D.L., ACI stability resistance factor for RC columns, Journal of Structural Engineering, ASCE, 113(9), 1963-1976, 1987.
- MIRZA S.A.; MacGREGOR, J.G., Slenderness and strength reliability of reinforced concrete columns, ACI Structural Journal, 86(4), 428-438, 1989.
- MIRZA, S.A.; SKRABEK, B.W., Reliability of short composite beam-column strength interaction, Journal of Structural Engineering, ASCE, 117(8), 2320-2321, 1991.
- MIRZA, S.A.; SKRABEK, B.W., Statistical analysis of slender composite beam-column strength”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 118(5), 1312-1332, 1992.
- MÖRSCH, E., Der eisenbetonbau – Seine theorie und anwendung. K. konrad Wittwer, 1902.
- NOWAK, A.S.; SZERSZEN, M.M., Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 1 – Statistical models for resistance. ACI Structural Journal, 100(3), 377-382, 2003.
- OZBAKKALOGLU, T.E; SAATCIOGLU, M., Rectangular Stress Block for High-Strength Concrete, ACI Structural Journal, 101(4), 2004.
- RACKWITZ, R.; FIESSLER, B., Structural reliability under combined random load sequences, Computers and Structures, Pergamom Press, Vol. 9, p. 489-494, 1978.
- SHINOZUKA, M. 1983, Basic analysis of structural safety, Journal of Structural Engineering, ASCE, 109(3), 721-740, 1983.
- SHOUMAN, M.L., Probabilistic reliability: An Engineering Approach. McGraw-Hill Companies, 1968.
- STANDARDS ASSOCIATION OF NEW-ZEALAND. NZS 3101.1 – Concrete design standard – Part 1: the design of concrete structures, Wellington, New-Zealand, 2006.
- SZERSZEN, M.M.; NOWAK, A.S., Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 2- Reliability analysis and resistance factors”. ACI Structural Journal, 100(3), 383-391, 2003.
- SZERSZEN, M.M.; SZWED, A.; NOWAK, A.S., Reliability analysis for eccentrically loaded columns. ACI Structural Journal, 102(5), 676-688, 2005.
- THORENFELDT, E.; TOMASZEWICZ, A.; JENSEN, J.J., Mechanical properties of high strength concrete and application to design, Proceedings of the Symposium, 1987.

TICHÝ, M., Applied methods of structural reliability – Topics in safety, reliability and quality, vol. 2, Kluwer Academic Publishers, Holanda, 1993.

ANEXO A – Exemplo: Análise de confiabilidade da configuração de pilar P2, $f_{ck} = 75$ MPa, DTDI, $e/h = 0,10$ e $\mu_{cp}/\mu_{sc} = 2,0$

A seguir será demonstrado o procedimento para a determinação da probabilidade de falha e do índice de confiabilidade do pilar P2 com $f_{ck} = 75$ MPa e excentricidade relativa $e/h = 0,10$.

A.1 Estatísticas das variáveis envolvidas na resistência

A tabela 5-6 apresenta o quadro resumo das variáveis básicas (e suas estatísticas) relacionadas à resistência do pilar usado na análise de confiabilidade desenvolvida. A seguir são apresentados os dados de entrada:

- Digite a excentricidade relativa desejada: 0.10
- Digite a quantidade de barras na face inferior: 3
- Digite a quantidade de barras na face superior: 3
- Digite a quantidade de barras na face lateral (apenas uma face): 1
- Digite o diâmetro das barras longitudinais principais, em mm: 20
- Digite o diâmetro das barras longitudinais secundarias, em mm: 20
- Digite o diâmetro do estribo em mm: 6.3
- Digite a resistência característica do concreto em MPa: 75
- Digite a resistência característica do aço em MPa: 500
- Digite a largura do pilar em mm: 350
- Digite a altura do pilar em mm: 350
- Digite o cobrimento em mm: 30

A partir destes dados foi utilizada a rotina apresentada no ANEXO B.1 para a geração de números aleatórios para as variáveis associadas à resistência do pilar. As Figs. A.1 à A.8 apresentam os números aleatórios gerados para cada uma das variáveis básicas.

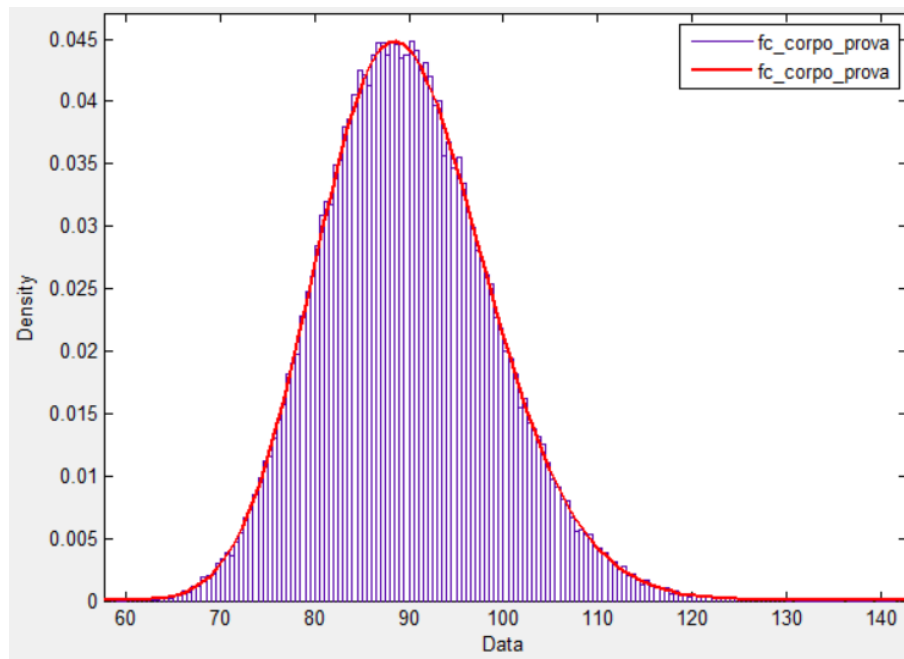


Figura A.1. Estatísticas da resistência do concreto

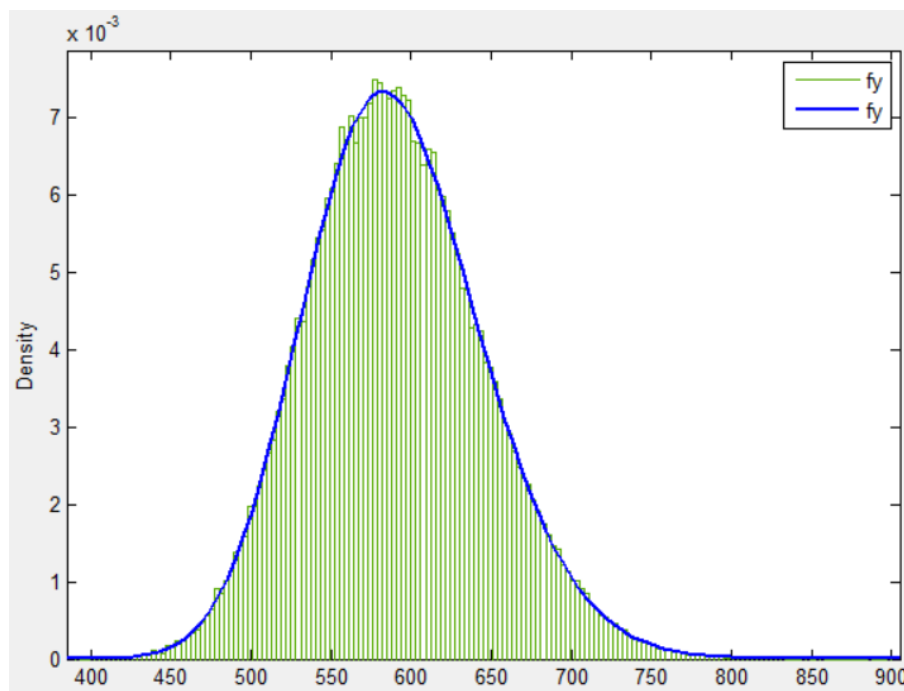


Figura A.2. Estatísticas da tensão escoamento no aço

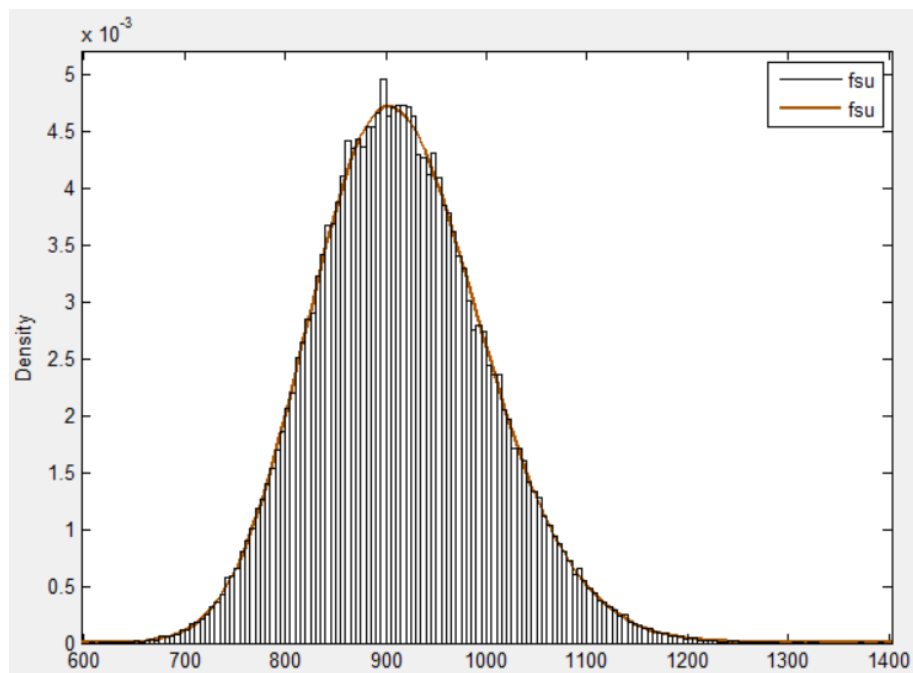


Figura A.3. Estatísticas da tensão última no aço

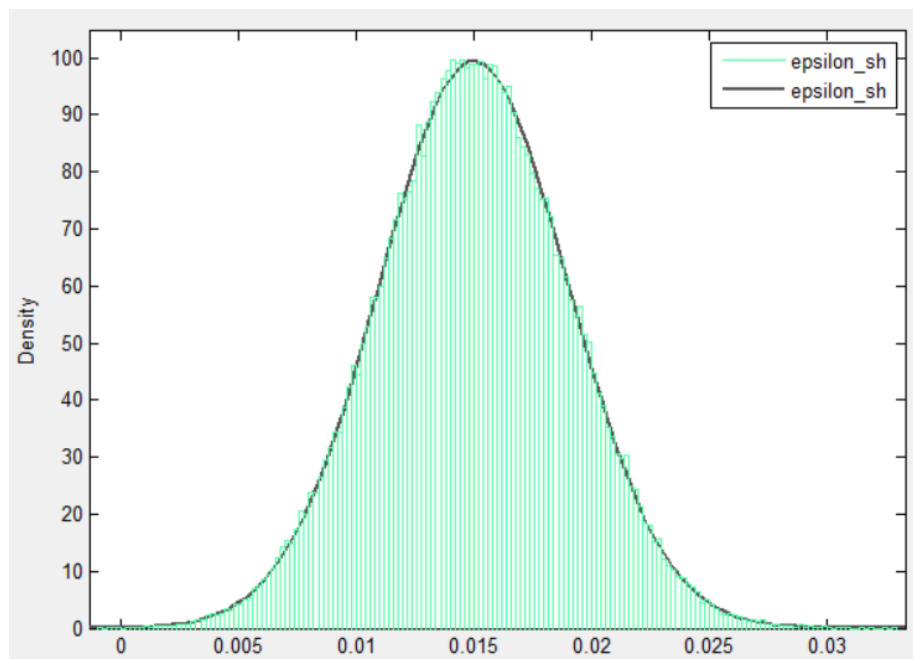


Figura A.4. Estatísticas da deformação do início de endurecimento por deformação no aço

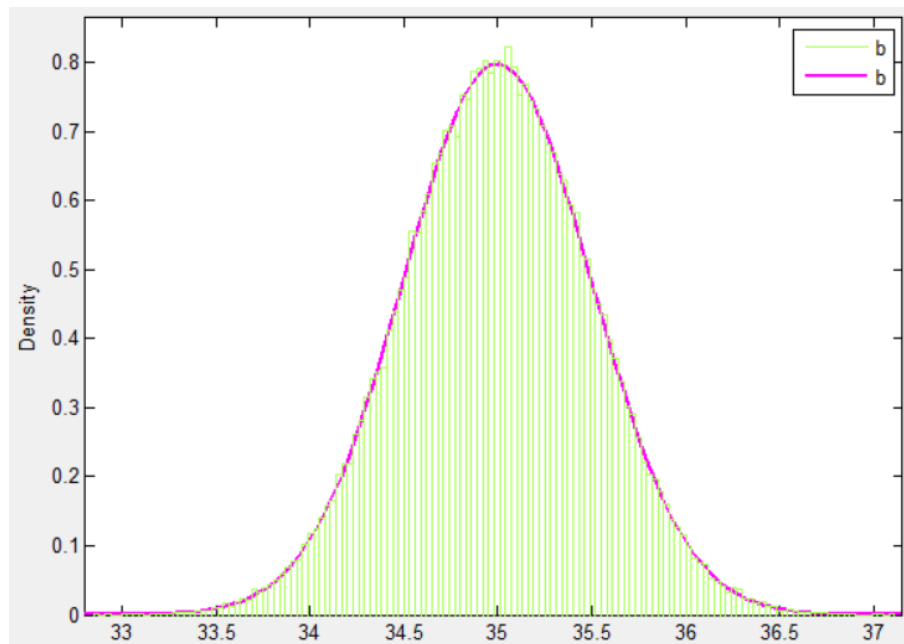


Figura A.5. Estatísticas da largura do pilar

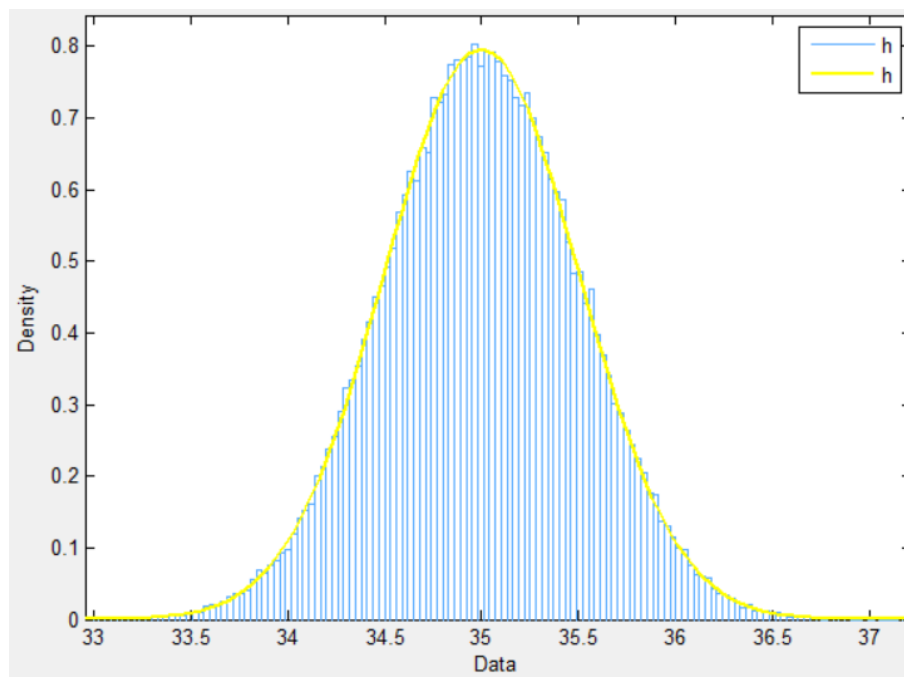


Figura A.6. Estatísticas da altura do pilar

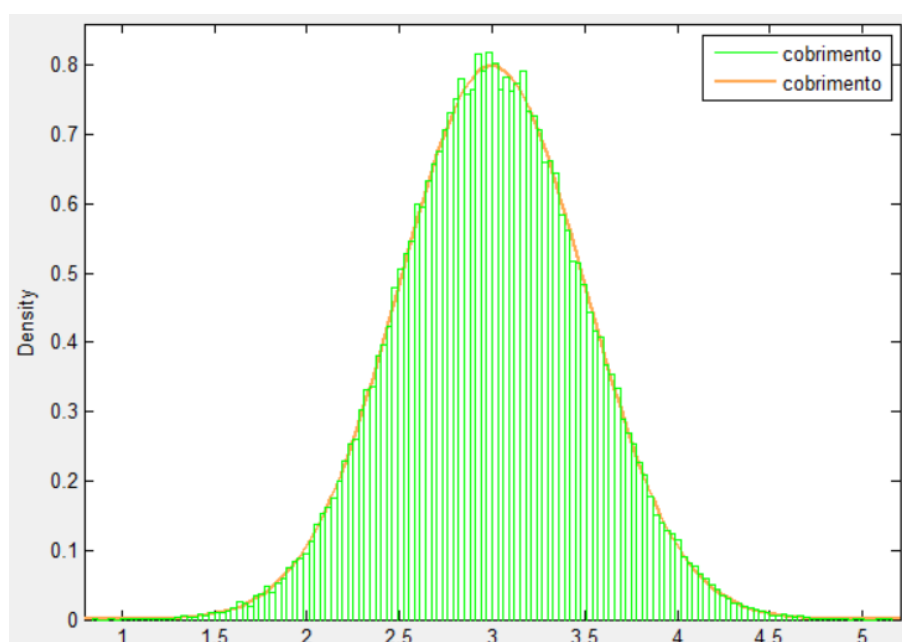


Figura A.7. Estatísticas do cobrimento

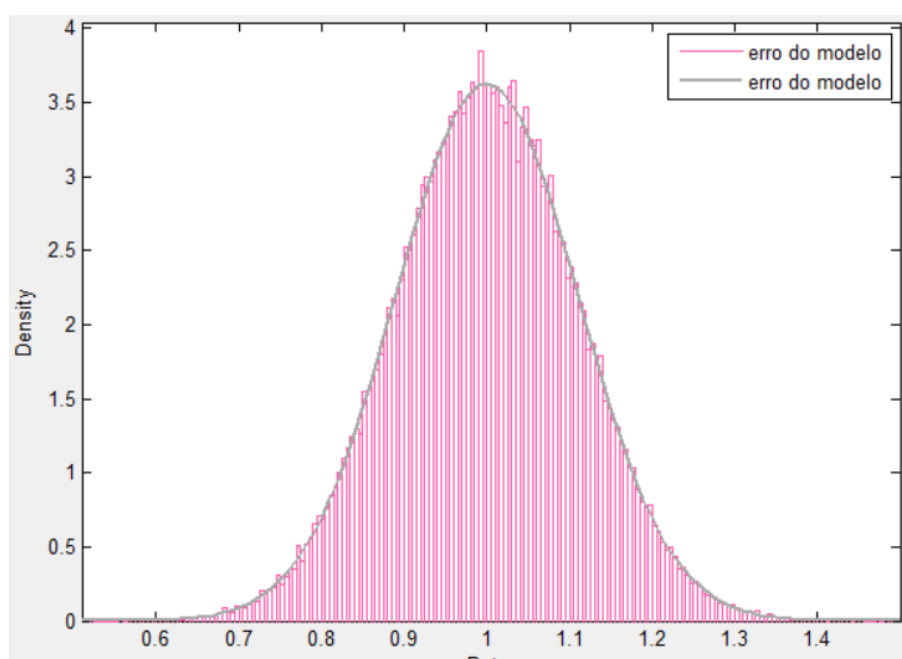


Figura A.8. Estatísticas do erro do modelo

A.2 Resistencia do pilar (P_R)

O cálculo da força resistente P_R e do momento resistente $M_R = P_R \times e$ para o j -ésimo elemento da amostra utiliza o procedimento determinístico detalhado no fluxograma da figura 5.7 e o

conjunto de valores para a j -ésima posição das amostras associadas às variáveis aleatórias descritas nos itens anteriores. A força resistente é aquela correspondente ao valor máximo do momento obtido no diagrama momento-curvatura (Fig. A.9).

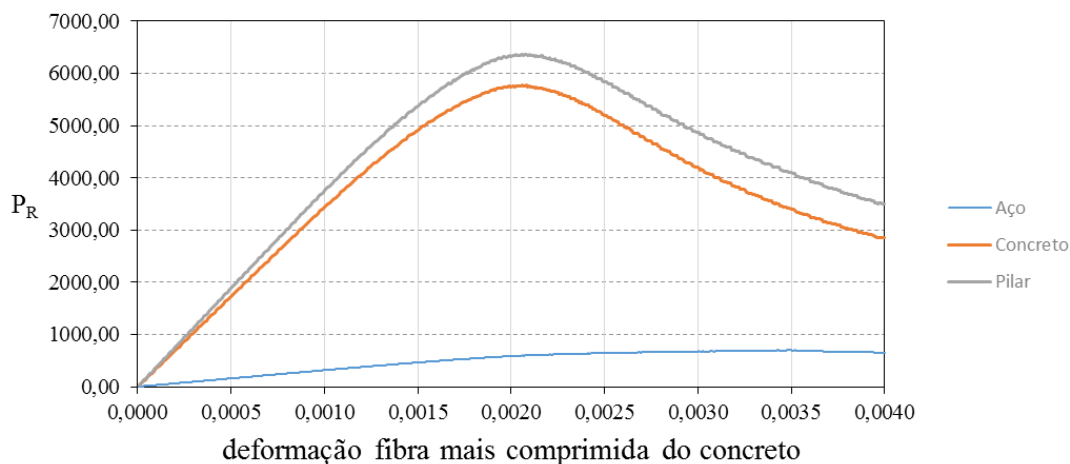


Figura A.9. P_R x deformação na fibra mais comprimida do concreto para o j -ésimo elemento da amostra

A repetição deste processo para valores da excentricidade de zero a infinito permite a obtenção do diagrama de interação P_R x M_R/h para o j -ésimo elemento da amostra (Fig A.10).

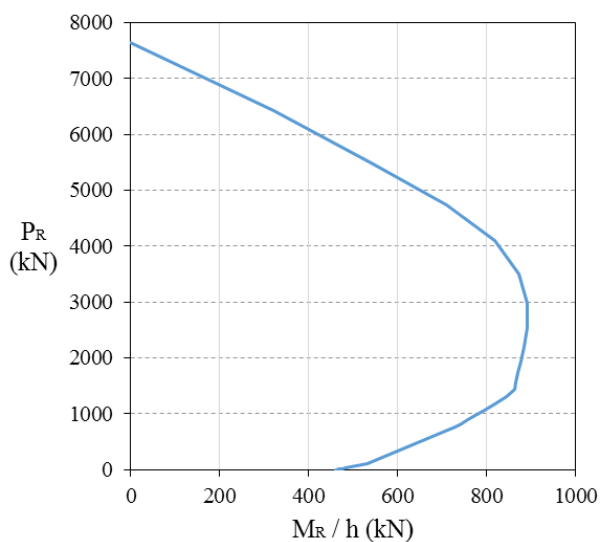


Figura A.10. Diagrama de interação P_R x M_R/h para o j -ésimo elemento da amostra

A repetição deste procedimento para 100.000 simulações permite a geração de um vetor de força resistente P_R cuja função densidade de probabilidade é apresentada na Fig. A.11. Nesta figura também é apresentado o valor de P_R corrigido pelo erro do modelo, ou seja, $P_R \times erro$. Observa-se que o valor médio é mantido mas a dispersão aumenta entre as duas F.D.P..

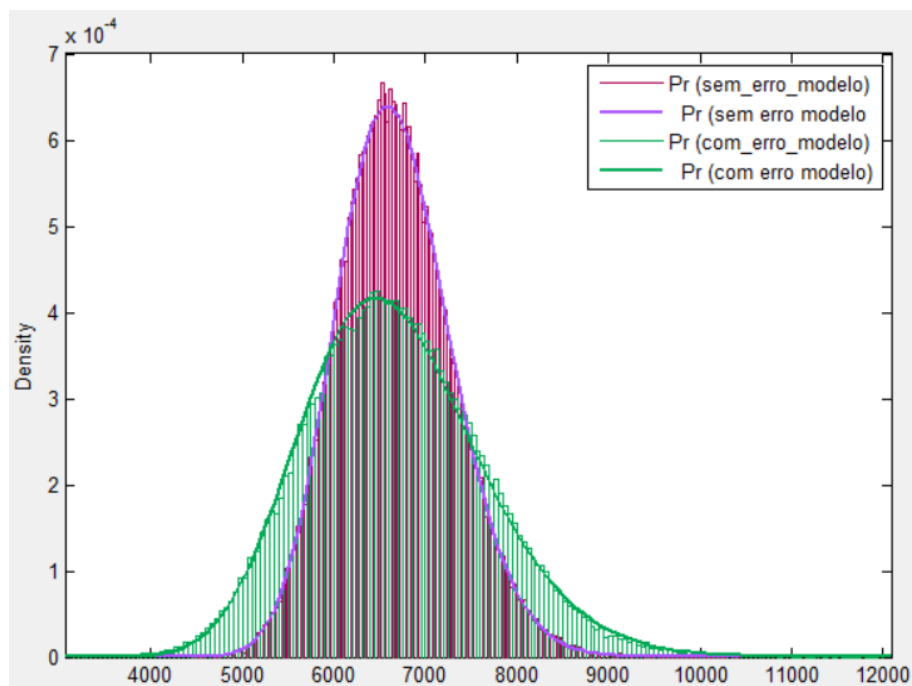


Figura A.11. Histograma da força resistente do pilar

O valor médio encontrado para P_R já corrigido pelo erro do modelo é de 6672,03 kN com um coeficiente de variação de 0,15.

A.3 Solicitação no pilar

Para os dados de entrada o pilar é calculado utilizando as recomendações da ABNT NBR 6118:2014. O programa *ASP-I* obtém dois valores para a resistência de cálculo R_d , um para o DTDI e outro para o BTE. Considera-se R_d igual a P_S . Os valores obtidos para P_S foram 4676,8 kN e 4706,9 kN para o DTDI e para o BTE, respectivamente.

A partir dos valores de P_S e para uma determinada razão de carregamento μ_{CP}/μ_{SC} e estatísticas de carregamento são gerados os vetores da solicitação CP e SC . As Figs. A.12 e A.13 apresentam, respectivamente, os vetores CP e SC gerados para uma razão de

carregamento $\mu_{CP} / \mu_{SC} = 2,0$ utilizando o DTDI. Histogramas semelhantes são gerados também para o BTE e para as demais razões de carregamento.

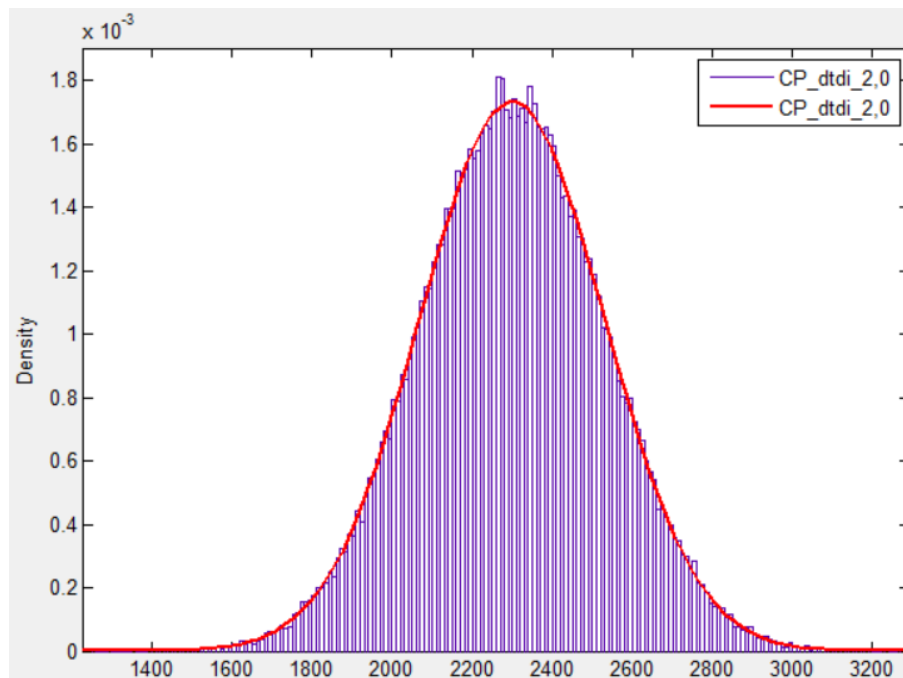


Figura A.12. Histograma da solicitação CP, DTDI, $\mu_{CP} / \mu_{SC} = 2,0$

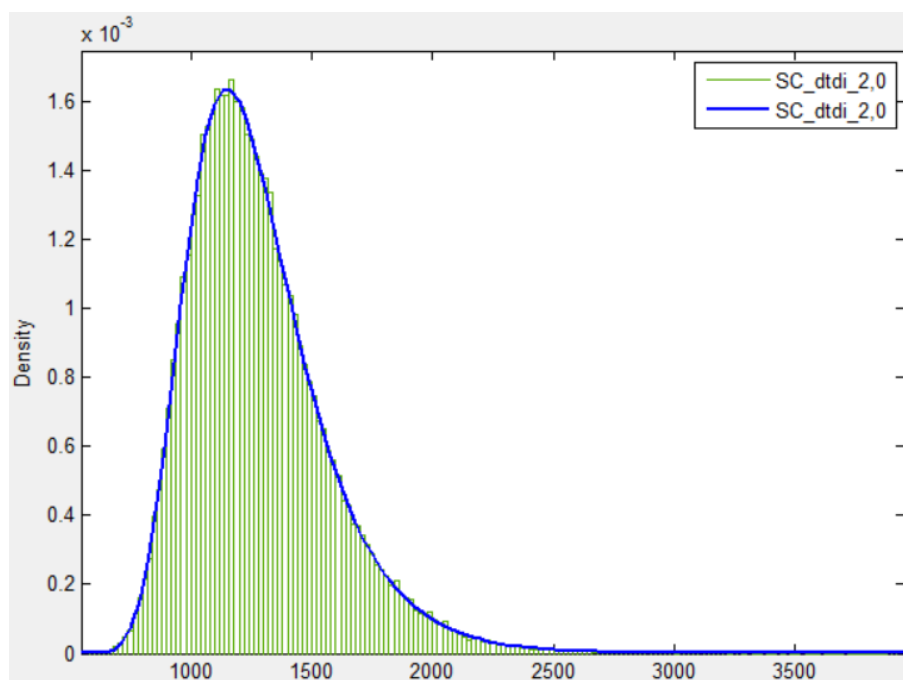


Figura A.13. Histograma da solicitação SC, DTDI, $\mu_{CP} / \mu_{SC} = 2,0$

A Fig. A.14 apresenta o histograma de P_S obtido pela soma dos vetores CP e SC ($P_S = CP + SC$) apresentados nas Figs A.12 e A.13, respectivamente.

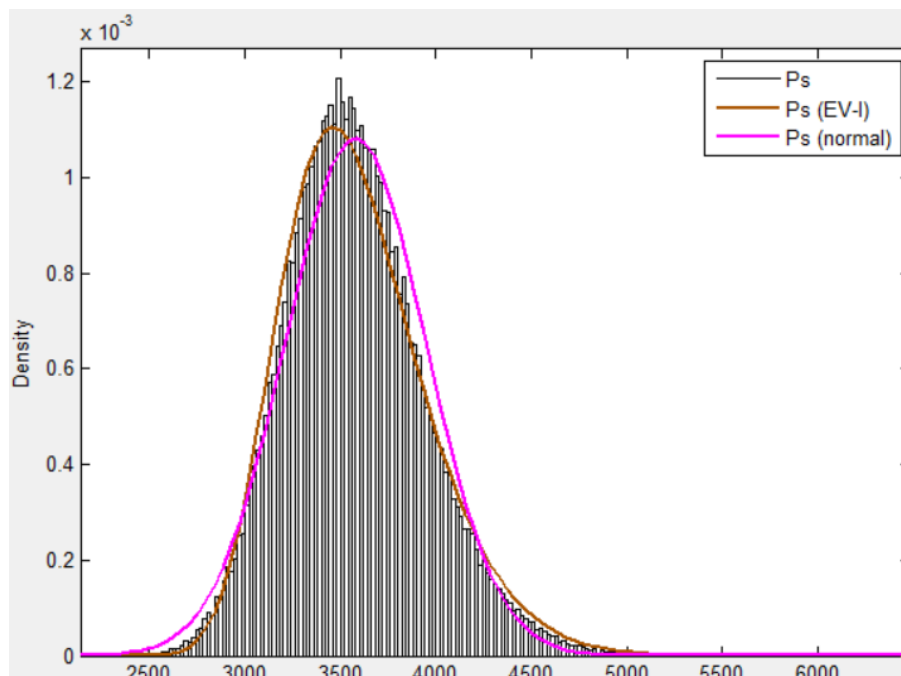


Figura A.14. Histograma da solicitação P_S , DTDI, $\mu_{CP} / \mu_{SC} = 2,0$

O valor médio encontrado para P_S é de 3578,70 kN com um coeficiente de variação de 0,103. Observa-se que apesar de o vetor P_S ser originado de uma distribuição normal (CP) e de uma distribuição de valores extremos do tipo I (SC) ela não se ajusta adequadamente a nenhum dos dois tipos. Caso a avaliação dos níveis de confiabilidade fosse calculada via FOSM ou SORM deveriam ser realizadas aproximações para uma distribuição conhecida. Como neste trabalho é utilizada a simulação de Monte Carlo o cálculo da probabilidade de falha será realizado utilizando os valores do histograma, ou seja, não existe a necessidade do conhecimento dos vetores de “saída”, apenas das variáveis básicas que são utilizadas como “entrada”.

A.4 Probabilidade de falha e índice de confiabilidade

A partir dos vetores P_R e P_S (Fig. A.15) obtidos nas seções A.2 e A.3 é avaliada a função de desempenho apresentada na Eq. (5.10).

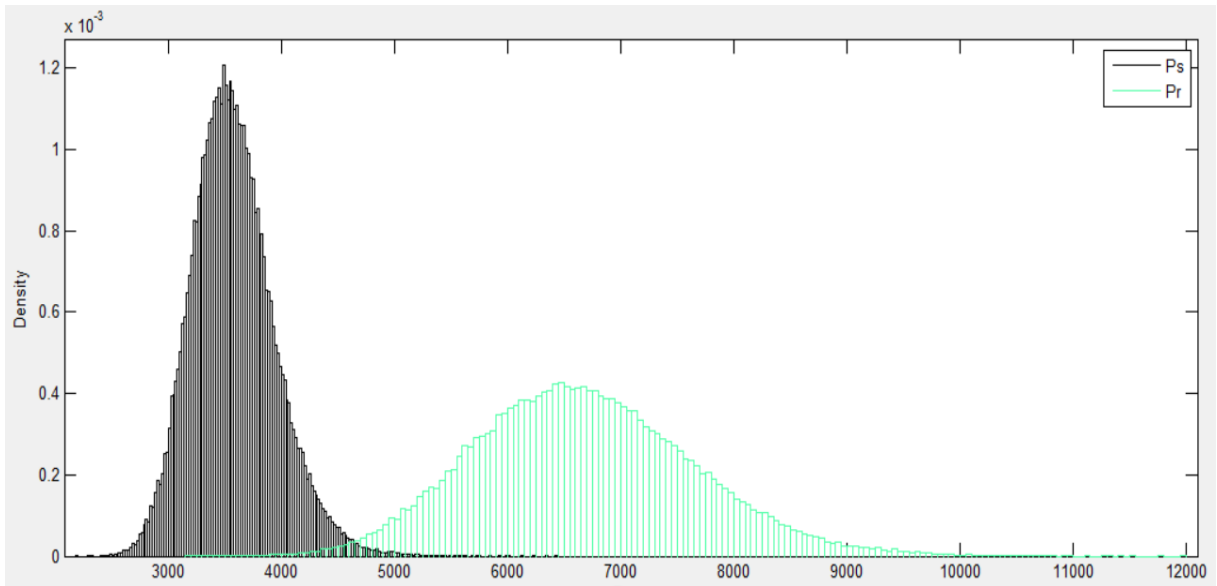


Figura A.15. P_R e P_S

$$g(\mathbf{X}) = \left[P_R^2 + \left(\frac{P_R \cdot e}{h} \right)^2 \right]^{1/2} - \left[P_S^2 + \left(\frac{P_S \cdot e}{h} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (5.10)$$

A margem de segurança obtida é apresentada na Fig. A.16. Observa-se que valores menores que 0 indicam falha e valores maiores que 0 indicam segurança do pilar analisado.

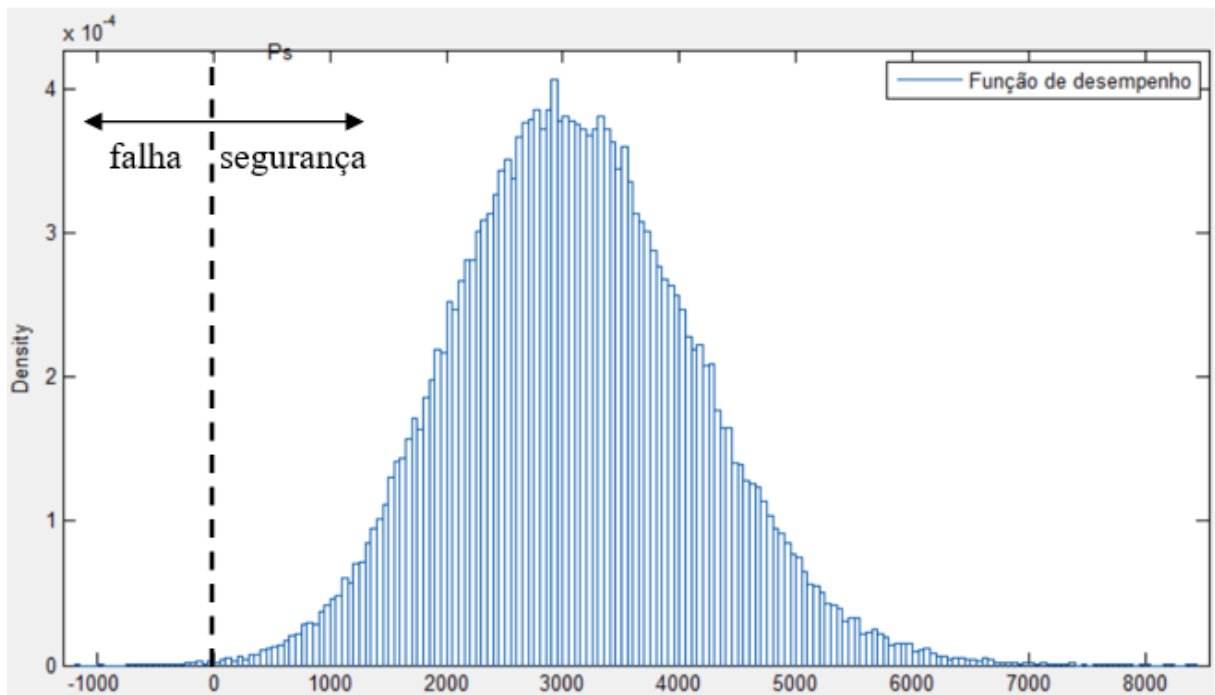


Figura A.16. Margem de segurança

A partir da margem de segurança, através da Eq. (5.15) é calculada a probabilidade de falha associada ao pilar analisado

$$p_f = \frac{g(\mathbf{X}) < 0}{\text{número de simulações}} \quad (5.15)$$

Para este pilar, carregamento e bloco de tensões analisado foi obtida a probabilidade de falha de 0,00078. Conforme a seção 3.3.5.2 existe um erro associado à probabilidade de falha obtida via simulação de Monte Carlo, que pela Eq. (3.30) é de 22,64 %, ou seja a probabilidade de falha obtida é de $0,000780 \pm 0,000177$.

O cálculo do índice de confiabilidade pode ser realizado através da Eq. (5.16).

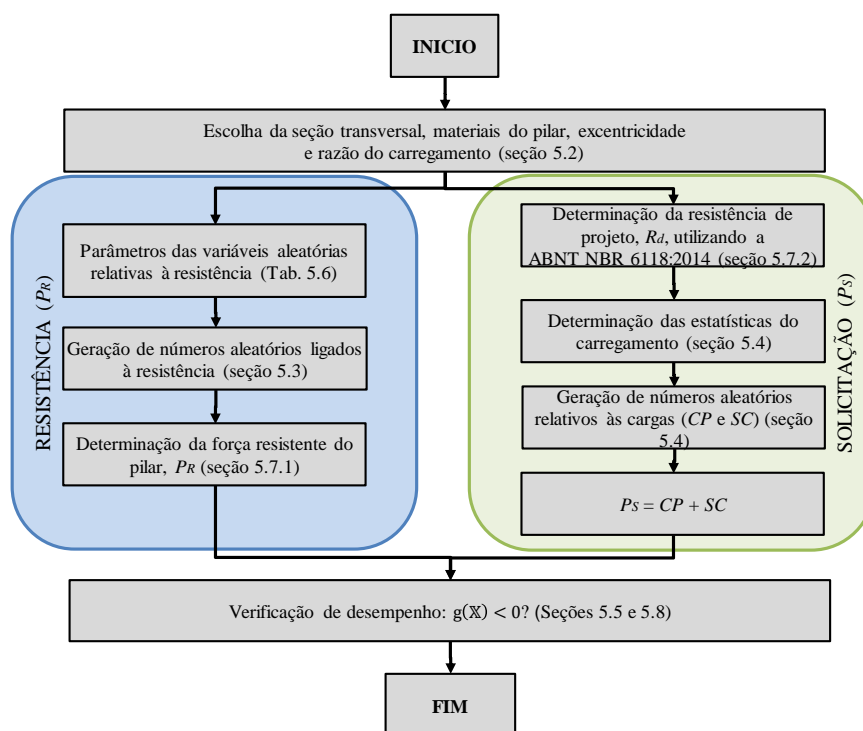
$$p_f = \Phi(-\beta) \rightarrow \beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad (5.16)$$

O índice de confiabilidade para o pilar, carregamento e bloco de tensões analisado é 3,16.

ANEXO B – Código do programa *ASP-I* - confiabilidade de pilares curtos

B.1 Funcionamento do programa

Visando otimizar a utilização do programa “*ASP-I* – confiabilidade de pilares curtos”, o código foi dividido em 5 partes. Os códigos podem ser salvos com os seguintes títulos para serem rodados no *software Matlab*, seguindo o fluxograma apresentado na Fig. 5.6:



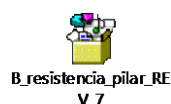
- Repetição da figura 5.6. fluxograma geral para a determinação da probabilidade de falha e índice de confiabilidade de pilares

A_estatisticas_resistencia_REV_1.m



Na PARTE A deve-se inserir os dados de entrada dos pilares para o cálculo das variáveis aleatórias ligadas a resistência.

B_resistencia_pilar_REV_7.m



Na PARTE B deve-se inserir o nome do arquivo que serão salvos os dados estatísticos da resistência. A divisão do programa em partes se justifica principalmente por esta etapa pois, o seu tempo de processamento é demasiadamente longo. Como, a partir de uma resistência é possível analisar diversas razões de solicitações, a divisão do programa otimiza o tempo gasto. Sugestão: salvar as resistências com títulos como: 'R_PX_fckXX_eXXX.mat'.

C_solicitacao_pilar_REV_3.m



Na PARTE C os dados de entrada devem ser inseridos novamente. Sugestão: salvar as solicitações com títulos como: 'S_PX_fckXX_eXXX.mat'.

D_estatisticas_solicitacoes_REV_2.m



Deve-se criar a PARTE D do código, mas a mesma não necessita ser rodada. Esta parte será buscada durante a PARTE E e executada automaticamente n vezes, sendo n o numero de razões entre carregamentos (neste trabalho cinco vezes).

E_Probabilidade_falha_REV_3.m



NA PARTE E, deve-se entrar com os nomes dos arquivos salvos para resistência e solicitação. As probabilidades de falha serão salvas em um arquivo excel com o título [PROBABILIDADE_FALHA.xlsx](#) e o aspecto desse arquivo é o indicado na Tab. B.1:

Tabela B.1. Tabela “probabilidade de falha.xlsx”

	A	B	C	D	E	F
1	$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 0,25$	$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 0,5$	$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 1,0$	$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 2,0$	$\mu_{CP} / \mu_{SC} = 4,0$	
2	#	#	#	#	#	DTDI
3	#	#	#	#	#	BTE

B2 PARTE A

```

rng ('default');
nome = input('Digite o nome do arquivo para salvar: ', 's');
%% NUMERO DE CICLOS - SIMULACOES DE MONTE CARLO
n_ciclos = 100000;

%% VARIAVEIS DETERMINISTICAS
% Excentricidade relativa
e_sobre_h = input('Digite a excentricidade relativa desejada: ');
% Concreto
alfa_e = 1.0; %tipo de agregado graudo utilizado
% Aco
barras_inf = input('Digite a quantidade de barras na face inferior: ');
barras_sup = input('Digite a quantidade de barras na face superior: ');
barras_lateral = input('Digite a quant. barras na face lateral(apenas uma face): ');
diametro_barra_principal = input('Digite o diam. barras long. principais, em mm: ');
diametro_barra_secundaria = input('Digite o diam. barras long. secundarias, em mm: ');
fi_estribo = input('Digite o diametro do estribo em mm: ');
area_aco_principal = pi * ((diametro_barra_principal/10)^2) / 4;
area_aco_secundaria = pi * ((diametro_barra_secundaria/10)^2) / 4;

%% VARIAVEIS ALEATORIAS
% cv = coeficiente de variacao
% dp = desvio padrao
% m = media
%% ESTADISTICAS DA RESISTENCIA DO CONCRETO
% distribuicao lognormal
fck = input('Digite a resistência característica do concreto em MPa: ');
if fck <= 50
    cv_conc = 0.15;
else cv_conc = 0.10;
end
fcm = fck/(1 - 1.65 * cv_conc);
rng(1);
m_log_conc = log( (fcm^2) / (sqrt(((cv_conc*fcm)^2) + (fcm^2))));
dp_log_conc = sqrt(log((cv_conc*fcm)^2/(fcm^2)+1));
fc_corpo_prova = lognrnd(m_log_conc, dp_log_conc, 1, n_ciclos).';
if fck<=50 % conforme norma neozelandesa
    k2 = 0.85;
else k2 = 0.85 - 0.004*(fck - 55);
end
if k2 <= 0.75
    k2 = 0.75;
else k2 = k2;
end

fc_linha = k2 * fc_corpo_prova; % resistencia do concreto na estrutura

%% ESTADISTICAS DA TENSAO ESCOAMENTO DO ACO
% distribuicao lognormal
fyk = input('Digite a resistência característica do aço em MPa: ');
cv_aco = 0.093;
fym = fyk/(1 - 1.65 * cv_aco);
dp_aco = cv_aco * fym;
rng(2);
m_log_aco = log( (fym^2) / (sqrt((dp_aco^2) + (fym^2))));
dp_log_aco = sqrt(log((cv_aco*fym)^2/(fym^2)+1));
fy = lognrnd(m_log_aco, dp_log_aco, 1, n_ciclos).';

%% ESTADISTICAS DA TENSAO ULTIMA DO ACO
% estatisticas dependentes das estatisticas de fy
fsu = 1.55*fy;

```

```

%% ESTATISTICAS DO MODULO DE ELASTICIDADE DO ACO
% distribuicao normal
m_Es = 200000;
cv_Es = 0.033;
dp_Es = cv_Es * m_Es;
rng(3);
Es = normrnd(m_Es, dp_Es, 1, n_ciclos).';

%% ESTATISTICAS DA DEFORMACAO DO INICIO DE ENDURECIMENTO POR DEFORMACAO
% distribuicao normal
m_epsilon_sh = 0.015;
cv_epsilon_sh = 0.266;
dp_epsilon_sh = 0.004;
rng(4);
epsilon_sh = normrnd(m_epsilon_sh, dp_epsilon_sh, 1, n_ciclos).';

%% ESTATISTICAS DA DEFORMACAO DA RUPTURA DO ACO
% distribuicao normal
m_epsilon_su = 0.15;
cv_epsilon_su = 0.200;
dp_epsilon_su = 0.030;
rng(5);
epsilon_su = normrnd(m_epsilon_su, dp_epsilon_su, 1, n_ciclos).';

%% ESTATISTICAS DA LARGURA DO PILAR
% distribuicao normal
m_b= input('Digite a largura do pilar em mm: ');
rng(6)
dp_b = 5;
delta_b = dp_b * randn(1,n_ciclos).';
b = (m_b + delta_b)/10;

%% ESTATISTICAS DA ALTURA DO PILAR
% distribuicao normal
m_h = input('Digite a altura do pilar em mm: ');
rng(7)
dp_h = 5;
delta_h = dp_h * randn(1,n_ciclos).';
h = (m_h + delta_h)/10;

%% ESTATISTICAS DO COBRIMENTO
% distribuicao normal
m_cob = input('Digite o cobrimento em mm: ');
rng(8)
dp_cob = 5;
delta_cob = dp_cob * randn(1,n_ciclos).';
cob = (m_cob + delta_cob)/10;

%% ESTATISTICAS DA DISTANCIA DO CENTROIDE DAS BARRAS ATE A FACE DO CONCRETO
% distribuicao normal
d_linha = (diametro_barra_principal/2 + fi_estribo)/10 + cob;

%% ESTATISTICAS DO ERRO DO MODELO
% distribuicao normal
m_erro = 1;
rng(9)
dp_erro = 0.11;
erro = normrnd(m_erro, dp_erro, 1, n_ciclos).';

disp('variaveis das resistencias geradas')
save(nome);

```

B.3 PARTE B

```

%%
carregar1 = input('Digite o nome do arquivo criado na parte A: ', 's');
load(carregar1);
pilar = input('Digite o nome para salvar os dados da resistencia: ', 's');

%% CONTROLES DE ERROS E APROXIMACOES
% Iteracao da deformacao da fibra mais comprimida
iteracao = 1; % não mexer
no_iteracoes = 250;
def_fibra_comprimida_final = 4/1000;
aprox_linha_neutra = -3;

%% SETANDO OS VETORES
vetor_Pr_sem_erro_modelo = zeros(n_ciclos,1);
vetor_erro_de_Pr_dev_aprox = zeros(n_ciclos,1);
vetor_def_fibra_comprimida = zeros(no_iteracoes,1);
vetor_linha_neutra = zeros(no_iteracoes,1);
vetor_VERIFICACAO_0 = zeros(no_iteracoes,1);
vetor_P_1 = zeros(no_iteracoes,1);
vetor_P_2 = zeros(no_iteracoes,1);

%% SIMULACAO DE MONTE CARLO
for smc = 1 : n_ciclos
    disp(smc)

%% CONSTANTES DA SIMULACAO
%Propriedades da seção transversal
% Concreto
fatia = h(smc)/100;

%Propriedades dos materiais
% Concreto
% Parametros do Thorenfeldt
n = 0.8 + (fc_linha(smc) / 17.2369);
    if fck <= 50
        Eci = alfa_e*5600*sqrt(fck);
    else Eci = 21.5*(10^3)*alfa_e*((fck/10+1.25).^(1/3));
    end
    Epsilon_0 = (fc_linha(smc) / Eci) * (n / (n-1));
% Aço
    epsilon_y = fy(smc) / Es(smc);

% Excentricidade
    e = e_sobre_h * h(smc);

%% ***** CALCULO DE Pr *****
% Deformacao inicial na fibra mais comprimida
di = def_fibra_comprimida_final / no_iteracoes;

for iteracao = 1:no_iteracoes
    def_fibra_comprimida = iteracao*di;
    linha_neutra = 0; % não mexer
    VERIFICACAO_0 = -1; % não mexer

%%
% OBSERVAÇÃO IMPORTANTE: proximos "while" devem guardar o mesmo código
% dentro de suas linhas. É um processo de aproximacao da posicao da
% verificacao_0 para 0. A diferenca entre os processos esta nas 2
% primeiras linhas aonde é definida a taxa de variacao da linha_neutra
% e se varia pra mais ou pra menos. Os sinais deverao ir invertendo.

```

```

%% taxa de verificacao l = h
while VERIFICACAO_0 < 0
    linha_neutra = linha_neutra + h(smc);

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO
    % centro das fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < h(smc)
        x_ci = fatia/2 : fatia : linha_neutra;
    else x_ci = fatia/2 : fatia : h(smc);
    end

    % deformacao nas fatias de calculo da resistencia do concreto
    def_ci = -(def_fibra_comprimida/linha_neutra) * ...
        x_ci + def_fibra_comprimida;

    % fator k de thorenfeldt para cada fatia
    r_1 = def_ci ./ Epsilon_0;
    k = (0.67 + (fc_linha(smc) / 62.0528)) * ones(1,length(r_1));
    for y = 1 : length(r_1);
        if r_1(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end
    for y = 1 : length(r_1);
        if k(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end

    % tensao em cada fatia do concreto
    f_ci=fc_linha(smc).*(n.*(def_ci./Epsilon_0)./(n-...
        1+((def_ci./Epsilon_0).^n.*k)));

    % resistencia de cada fatia de concreto
    R_ci = (f_ci/10) * b(smc) * fatia;

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
    % armadura superior
    % posicao
    x_s_sup = d_linha(smc);
    % deformacao
    def_arm_sup=-(def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
        x_s_sup+def_fibra_comprimida;
    % resistencia
    if abs(def_arm_sup) <= epsilon_y
        Rs_arm_sup=(Es(smc)/10)*def_arm_sup*barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_sh(smc)
        Rs_arm_sup=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_sup)*...
            barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su(smc)
        m=((fsu(smc)/fy(smc))*(30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
            1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
            1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
        Rs_arm_sup=sign(def_arm_sup)*((fy(smc)/10)*((m*(abs(def_arm_sup)-...
            epsilon_sh(smc))+2)/(60*(abs(def_arm_sup)-...
            epsilon_sh(smc))+2))+((abs(def_arm_sup)-epsilon_sh(smc))*...
            (60-m))/(2*((30*(epsilon_su(smc)-...
            epsilon_sh(smc))+1)^2)))))*barras_sup*area_aco_principal;
    else Rs_arm_sup = 0;
    end

    % armadura inferior
    % posicao
    x_s_inf = h(smc)-d_linha(smc);
    % deformacao
    def_arm_inf=-(def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
        x_s_inf+def_fibra_comprimida;
    % resistencia
    if abs(def_arm_inf) <= epsilon_y

```

```

Rs_arm_inf=(Es(smc)/10)*def_arm_inf*barras_inf*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_sh(smc)
Rs_arm_inf=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_inf)*...
barras_inf*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su(smc)
m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-1)/(15*...
((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
Rs_arm_inf=sign(def_arm_inf)*((fy(smc)/10)*((m*...
(abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2)/(60*...
(abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2))+...
((abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))*...
(60-m))/(2*((30*(epsilon_su(smc)-...
epsilon_sh(smc))+1)^2)))))*barras_inf*area_aco_principal;
else Rs_arm_inf = 0;
end
% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
while barras_lateral == 0
R_si = 0;
x_si = 0;
break
end
% caso exista armadura intermediaria
while barras_lateral>0
% distancia entre barras
d_si = (h(smc)-2*d_linha(smc)) / (barras_lateral+1);
% posicao
x_si = d_linha(smc)+d_si : d_si : h(smc)-(d_linha(smc)+d_si);
% deformacao
def_arm_i=- (def_fibra_comprimida./linha_neutra).*...
x_si+def_fibra_comprimida;
% resistencia
R_si = zeros(barras_lateral,1);
for barra_int = 1 : barras_lateral
if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_y
R_si(barra_int)=(Es(smc)/10)*...
def_arm_i(barra_int)*area_aco_secundaria*2;
elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_sh(smc)
R_si(barra_int)=(fy(smc)/10)*...
sign(def_arm_i(barra_int))*area_aco_secundaria*2;
elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su(smc)
m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-...
epsilon_sh(smc))+1)^2)-60*...
(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
R_si(barra_int)=sign(def_arm_i(barra_int)).*...
((fy(smc)/10).*((m.*...
(abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc))+2)/...
(60.*(abs(def_arm_i(barra_int))-...
epsilon_sh(smc))+2))+...
((abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc)).*...
(60-m))./(2*((30.*(epsilon_su(smc)-...
epsilon_sh(smc))+1).^2))))).*...
area_aco_secundaria.*2;
else R_si(barra_int) = 0;
end
end
break
end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
VERIFICACAO_0=(sum(R_ci.*x_ci)+(sum(R_ci)*(e-...

```

```

        h(smc)/2))+ (Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+...
        sum(R_si.*x_si. '))+ ((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))* (e-h(smc)/2));
    end

%% taxa de verificacao 2 = 2e-1
while VERIFICACAO_0 > 0
    linha_neutra = linha_neutra - h(smc)* 2e-1;

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO
    % centro das fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < h(smc)
        x_ci = fatia/2 : fatia : linha_neutra;
    else x_ci = fatia/2 : fatia : h(smc);
    end
    % deformacao nas fatias de calculo da resistencia do concreto
    def_ci = -(def_fibra_comprimida/linha_neutra) * ...
        x_ci + def_fibra_comprimida;
    % fator k de thorenfeldt para cada fatia
    r_1 = def_ci ./ Epsilon_0;
    k = (0.67 + (fc_linha(smc) / 62.0528)) * ones(1,length(r_1));
    for y = 1 : length(r_1);
        if r_1(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end
    for y = 1 : length(r_1);
        if k(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end
    % tensao em cada fatia do concreto
    f_ci=fc_linha(smc).*(n.*(def_ci./Epsilon_0)./(n-...
        1+((def_ci./Epsilon_0).^ (n.*k))));
    % resistencia de cada fatia de concreto
    R_ci = (f_ci/10) * b(smc) * fatia;
    % CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
    % armadura superior
    % posicao
    x_s_sup = d_linha(smc);
    % deformacao
    def_arm_sup=-(def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
        x_s_sup+def_fibra_comprimida;
    % resistencia
    if abs(def_arm_sup) <= epsilon_y
        Rs_arm_sup=(Es(smc)/10)*def_arm_sup*barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_sh(smc)
        Rs_arm_sup=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_sup)*...
            barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su(smc)
        m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
            1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
            1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
        Rs_arm_sup=sign(def_arm_sup)*((fy(smc)/10)*((m*(abs(def_arm_sup)-...
            epsilon_sh(smc))+2)/(60*(abs(def_arm_sup)-...
            epsilon_sh(smc))+2))+((abs(def_arm_sup)-epsilon_sh(smc))*...
            (60-m))/(2*((30*(epsilon_su(smc)-...
            epsilon_sh(smc))+1)^2))))*barras_sup*area_aco_principal;
    else Rs_arm_sup = 0;
    end
    % armadura inferior
    % posicao
    x_s_inf = h(smc)-d_linha(smc);
    % deformacao

```

```

def_arm_inf=-(def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
x_s_inf+def_fibra_comprimida;
% resistencia
if abs(def_arm_inf) <= epsilon_y
    Rs_arm_inf=(Es(smc)/10)*def_arm_inf*barras_inf*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_sh(smc)
    Rs_arm_inf=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_inf)*...
        barras_inf*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su(smc)
    m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
        1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-1)/(15*...
        ((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
    Rs_arm_inf=sign(def_arm_inf)*((fy(smc)/10)*((m*...
        (abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2)/(60*...
        (abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2))+...
        ((abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))*...
        (60-m))/(2*((30*(epsilon_su(smc)-...
        epsilon_sh(smc))+1)^2)))))*barras_inf*area_aco_principal;
else Rs_arm_inf = 0;
end
% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
while barras_lateral == 0
    R_si = 0;
    x_si = 0;
break
end
% caso exista armadura intermediaria
while barras_lateral>0
% distancia entre barras
d_si = (h(smc)-2*d_linha(smc)) / (barras_lateral+1);
% posicao
x_si = d_linha(smc)+d_si : d_si : h(smc)-(d_linha(smc)+d_si);
% deformacao
def_arm_i=-(def_fibra_comprimida./linha_neutra).*...
x_si+def_fibra_comprimida;
% resistencia
R_si = zeros(barras_lateral,1);
for barra_int = 1 : barras_lateral
    if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_y
        R_si(barra_int)=(Es(smc)/10)*...
            def_arm_i(barra_int)*area_aco_secundaria*2;
    elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_sh(smc)
        R_si(barra_int)=(fy(smc)/10)*...
            sign(def_arm_i(barra_int))*area_aco_secundaria*2;
    elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su(smc)
        m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-...
            epsilon_sh(smc))+1)^2)-60*...
            (epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
            1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
        R_si(barra_int)=sign(def_arm_i(barra_int)).*...
            ((fy(smc)/10).*((m*...
            (abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc))+2)/...
            (60.*(abs(def_arm_i(barra_int))-...
            epsilon_sh(smc))+2))+...
            ((abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc)).*...
            (60-m))./(2*((30.*(epsilon_su(smc)-...
            epsilon_sh(smc))+1).^2))))).*...
            area_aco_secundaria.*2;
    else R_si(barra_int) = 0;
    end
end
break
end

```

```

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
VERIFICACAO_0=(sum(R_ci.*x_ci))+(sum(R_ci)*(e-...
    h(smc)/2))+Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+...
    sum(R_si.*x_si.'))+((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h(smc)/2));
end

%% taxa de verificacao 3
while VERIFICACAO_0 < 0
    linha_neutra = linha_neutra + h(smc)*(e^(aprox_linha_neutra*1/6));

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO
    % centro das fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < h(smc)
        x_ci = fatia/2 : fatia : linha_neutra;
    else x_ci = fatia/2 : fatia : h(smc);
    end

    % deformacao nas fatias de calculo da resistencia do concreto
    def_ci = -(def_fibra_comprimida/linha_neutra) * ...
        x_ci + def_fibra_comprimida;
    % fator k de thorenfeldt para cada fatia
    r_1 = def_ci ./ Epsilon_0;
    k = (0.67 + (fc_linha(smc) / 62.0528)) * ones(1,length(r_1));
    for y = 1 : length(r_1);
        if r_1(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end
    for y = 1 : length(r_1);
        if k(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end

    % tensao em cada fatia do concreto
    f_ci=fc_linha(smc).*(n.*(def_ci./Epsilon_0)./(n-...
        1+((def_ci./Epsilon_0).^(n.*k))));
    % resistencia de cada fatia de concreto
    R_ci = (f_ci/10) * b(smc) * fatia;
    % CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
    % armadura superior
    % posicao
    x_s_sup = d_linha(smc);
    % deformacao
    def_arm_sup=-((def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
        x_s_sup+def_fibra_comprimida);
    % resistencia
    if abs(def_arm_sup) <= epsilon_y
        Rs_arm_sup=(Es(smc)/10)*def_arm_sup*barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_sh(smc)
        Rs_arm_sup=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_sup)*...
            barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su(smc)
        m=((fsu(smc)/fy(smc))*(30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
            1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
            1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
        Rs_arm_sup=sign(def_arm_sup)*((fy(smc)/10)*((m*(abs(def_arm_sup)-...
            epsilon_sh(smc))+2)/(60*(abs(def_arm_sup)-...
            epsilon_sh(smc))+2))+((abs(def_arm_sup)-epsilon_sh(smc))*...
            (60-m))/(2*(30*(epsilon_su(smc)-...
            epsilon_sh(smc))+1)^2))))*barras_sup*area_aco_principal;
    else Rs_arm_sup = 0;
end

```



```

end
% armadura inferior
% posicao
x_s_inf = h(smc)-d_linha(smc);
% deformacao
def_arm_inf=- (def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
x_s_inf+def_fibra_comprimida;
% resistencia
if abs(def_arm_inf) <= epsilon_y
Rs_arm_inf=(Es(smc)/10)*def_arm_inf*barras_inf*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_sh(smc)
Rs_arm_inf=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_inf)*...
barras_inf*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su(smc)
m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-1)/(15*...
((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
Rs_arm_inf=sign(def_arm_inf)*((fy(smc)/10)*((m*...
(abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2)/(60*...
(abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2))+...
((abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))*...
(60-m))/(2*((30*(epsilon_su(smc)-...
epsilon_sh(smc))+1)^2)))))*barras_inf*area_aco_principal;
else Rs_arm_inf = 0;
end
% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
while barras_lateral == 0
Rs_si = 0;
x_si = 0;
break
end
% caso exista armadura intermediaria
while barras_lateral>0
% distancia entre barras
d_si = (h(smc)-2*d_linha(smc)) / (barras_lateral+1);
% posicao
x_si = d_linha(smc)+d_si : d_si : h(smc)-(d_linha(smc)+d_si);
% deformacao
def_arm_i=- (def_fibra_comprimida./linha_neutra).*...
x_si+def_fibra_comprimida;
% resistencia
Rs_si = zeros(barras_lateral,1);
for barra_int = 1 : barras_lateral
if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_y
Rs_si(barra_int)=(Es(smc)/10)*...
def_arm_i(barra_int)*area_aco_secundaria*2;
elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_sh(smc)
Rs_si(barra_int)=(fy(smc)/10)*...
sign(def_arm_i(barra_int))*area_aco_secundaria*2;
elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su(smc)
m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-...
epsilon_sh(smc))+1)^2)-60*...
(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
Rs_si(barra_int)=sign(def_arm_i(barra_int)).*...
((fy(smc)/10).*((m*...
(abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc))+2)/...
(60.*(abs(def_arm_i(barra_int))-...
epsilon_sh(smc))+2))+...
((abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc)).*...
(60-m))./(2*((30.*(epsilon_su(smc)-...
epsilon_sh(smc))+1).^2))))).*...
area_aco_secundaria.*2;
else Rs_si(barra_int) = 0;
end

```

```

        end
    end
    break
end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
VERIFICACAO_0=(sum(R_ci.*x_ci))+(sum(R_ci)*(e-...
    h(smc)/2))+Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+...
    sum(R_si.*x_si.'))+((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h(smc)/2));
end

%% taxa de verificacao 4
while VERIFICACAO_0 > 0
    linha_neutra = linha_neutra - h(smc)*(e^(aprox_linha_neutra*2/6));

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO
    % centro das fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < h(smc)
        x_ci = fatia/2 : fatia : linha_neutra;
    else x_ci = fatia/2 : fatia : h(smc);
    end
    % deformacao nas fatias de calculo da resistencia do concreto
    def_ci = -(def_fibra_comprimida/linha_neutra) * ...
        x_ci + def_fibra_comprimida;
    % fator k de thorenfeldt para cada fatia
    r_1 = def_ci ./ Epsilon_0;
    k = (0.67 + (fc_linha(smc) / 62.0528)) * ones(1,length(r_1));
    for y = 1 : length(r_1);
        if r_1(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end
    for y = 1 : length(r_1);
        if k(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end
    % tensao em cada fatia do concreto
    f_ci=fc_linha(smc).*(n.*(def_ci./Epsilon_0)./(n-...
        1+((def_ci./Epsilon_0).^(n.*k))));
    % resistencia de cada fatia de concreto
    R_ci = (f_ci/10) * b(smc) * fatia;
    % CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
    % armadura superior
    % posicao
    x_s_sup = d_linha(smc);
    % deformacao
    def_arm_sup=-(def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
        x_s_sup+def_fibra_comprimida;
    % resistencia
    if abs(def_arm_sup) <= epsilon_y
        Rs_arm_sup=(Es(smc)/10)*def_arm_sup*barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_sh(smc)
        Rs_arm_sup=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_sup)*...
            barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su(smc)
        m=((fsu(smc)/fy(smc))*(30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
            1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
            1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
        Rs_arm_sup=sign(def_arm_sup)*((fy(smc)/10)*((m*(abs(def_arm_sup))-...

```

```

        epsilon_sh(smc))+2)/(60*(abs(def_arm_sup)-...
        epsilon_sh(smc))+2))+((abs(def_arm_sup)-epsilon_sh(smc))*...
        (60-m))/(2*((30*(epsilon_su(smc)-...
        epsilon_sh(smc))+1)^2))))*barras_sup*area_aco_principal;
    else Rs_arm_sup = 0;
    end
% armadura inferior
% posicao
    x_s_inf = h(smc)-d_linha(smc);
% deformacao
    def_arm_inf=-(def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
    x_s_inf+def_fibra_comprimida;
% resistencia
    if abs(def_arm_inf) <= epsilon_y
        Rs_arm_inf=(Es(smc)/10)*def_arm_inf*barras_inf*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_sh(smc)
        Rs_arm_inf=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_inf)*...
        barras_inf*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su(smc)
        m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
        1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-1)/(15*...
        ((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
        Rs_arm_inf=sign(def_arm_inf)*((fy(smc)/10)*((m*...
        (abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2)/(60*...
        (abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2))+...
        ((abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))*...
        (60-m))/(2*((30*(epsilon_su(smc)-...
        epsilon_sh(smc))+1)^2))))*barras_inf*area_aco_principal;
    else Rs_arm_inf = 0;
    end
% armadura intermediária
    % caso não exista armadura intermediaria
    while barras_lateral == 0
        R_si = 0;
        x_si = 0;
        break
    end
    % caso exista armadura intermediaria
    while barras_lateral>0
        % distancia entre barras
        d_si = (h(smc)-2*d_linha(smc)) / (barras_lateral+1);
        % posicao
        x_si = d_linha(smc)+d_si : d_si : h(smc)-(d_linha(smc)+d_si);
        % deformacao
        def_arm_i=-(def_fibra_comprimida./linha_neutra).*...
        x_si+def_fibra_comprimida;
        % resistencia
        R_si = zeros(barras_lateral,1);
        for barra_int = 1 : barras_lateral
            if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_y
                R_si(barra_int)=(Es(smc)/10)*...
                def_arm_i(barra_int)*area_aco_secundaria*2;
            elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_sh(smc)
                R_si(barra_int)=(fy(smc)/10)*...
                sign(def_arm_i(barra_int))*area_aco_secundaria*2;
            elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su(smc)
                m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-...
                epsilon_sh(smc))+1)^2)-60*...
                (epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
                1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
                R_si(barra_int)=sign(def_arm_i(barra_int)).*...
                ((fy(smc)/10).*((m*...
                (abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc))+2)/...
                (60.*(abs(def_arm_i(barra_int))-...
                epsilon_sh(smc))+2))+...

```

```

        ((abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc)).*...
        (60-m))./(2.*(30.*(epsilon_su(smc)-...
        epsilon_sh(smc))+1).^2))).*...
        area_aco_secundaria.*2;
    else R_si(barra_int) = 0;
    end
end
break
end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
VERIFICACAO_0=(sum(R_ci.*x_ci)+(sum(R_ci)*(e-...
h(smc)/2))+Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+...
sum(R_si.*x_si.'))+(Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h(smc)/2));
end

%% taxa de verificacao 5
while VERIFICACAO_0 < 0
    linha_neutra = linha_neutra + h(smc)*(e^(aprox_linha_neutra*3/6));

% CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO
% centro das fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < h(smc)
        x_ci = fatia/2 : fatia : linha_neutra;
    else x_ci = fatia/2 : fatia : h(smc);
    end

% deformacao nas fatias de calculo da resistencia do concreto
    def_ci = -(def_fibra_comprimida/linha_neutra) * ...
            x_ci + def_fibra_comprimida;

% fator k de thorenfeldt para cada fatia
    r_1 = def_ci ./ Epsilon_0;
    k = (0.67 + (fc_linha(smc) / 62.0528)) * ones(1,length(r_1));
    for y = 1 : length(r_1);
        if r_1(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end

    for y = 1 : length(r_1);
        if k(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end

% tensao em cada fatia do concreto
    f_ci=fc_linha(smc).*(n.*(def_ci./Epsilon_0)./(n-...
    1+((def_ci./Epsilon_0).^(n.*k))));

% resistencia de cada fatia de concreto
    R_ci = (f_ci/10) * b(smc) * fatia;

% CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
% armadura superior
% posicao
    x_s_sup = d_linha(smc);

% deformacao
    def_arm_sup=-(def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
    x_s_sup+def_fibra_comprimida;

% resistencia
    if abs(def_arm_sup) <= epsilon_y
        Rs_arm_sup=(Es(smc)/10)*def_arm_sup*barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_sh(smc)
        Rs_arm_sup=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_sup)*...
        barras_sup*area_aco_principal;

```

```

elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su(smc)
    m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
        1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
        1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
    Rs_arm_sup=sign(def_arm_sup)*((fy(smc)/10)*((m*(abs(def_arm_sup)-...
        epsilon_sh(smc))+2)/(60*(abs(def_arm_sup)-...
        epsilon_sh(smc))+2))+((abs(def_arm_sup)-epsilon_sh(smc))*...
        (60-m))/(2*((30*(epsilon_su(smc)-...
        epsilon_sh(smc))+1)^2))))*barras_sup*area_aco_principal;
else Rs_arm_sup = 0;
end
% armadura inferior
% posicao
x_s_inf = h(smc)-d_linha(smc);
% deformacao
def_arm_inf=-(def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
x_s_inf+def_fibra_comprimida;
% resistencia
if abs(def_arm_inf) <= epsilon_y
    Rs_arm_inf=(Es(smc)/10)*def_arm_inf*barras_inf*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_sh(smc)
    Rs_arm_inf=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_inf)*...
        barras_inf*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su(smc)
    m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
        1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-1)/(15*...
        ((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
    Rs_arm_inf=sign(def_arm_inf)*((fy(smc)/10)*((m*...
        (abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2)/(60*...
        (abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2))+...
        ((abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))*...
        (60-m))/(2*((30*(epsilon_su(smc)-...
        epsilon_sh(smc))+1)^2))))*barras_inf*area_aco_principal;
else Rs_arm_inf = 0;
end
% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
while barras_lateral == 0
    R_si = 0;
    x_si = 0;
break
end
% caso exista armadura intermediaria
while barras_lateral>0
% distancia entre barras
d_si = (h(smc)-2*d_linha(smc)) / (barras_lateral+1);
% posicao
x_si = d_linha(smc)+d_si : d_si : h(smc)-(d_linha(smc)+d_si);
% deformacao
def_arm_i=-(def_fibra_comprimida./linha_neutra).*...
x_si+def_fibra_comprimida;
% resistencia
R_si = zeros(barras_lateral,1);
for barra_int = 1 : barras_lateral
    if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_y
        R_si(barra_int)=(Es(smc)/10)*...
            def_arm_i(barra_int)*area_aco_secundaria*2;
    elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_sh(smc)
        R_si(barra_int)=(fy(smc)/10)*...
            sign(def_arm_i(barra_int))*area_aco_secundaria*2;
    elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su(smc)
        m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-...
            epsilon_sh(smc))+1)^2)-60*...
            (epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
            1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));

```

```

        R_si(barra_int)=sign(def_arm_i(barra_int)).*...
        ((fy(smc)/10).*((m.*...
        (abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc))+2)/...
        (60.*(abs(def_arm_i(barra_int))-...
        epsilon_sh(smc))+2))+...
        ((abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc)).*...
        (60-m))./(2.*((30.*(epsilon_su(smc)-...
        epsilon_sh(smc))+1).^2))))).*...
        area_aco_secundaria.*2;
    else R_si(barra_int) = 0;
    end
end
break
end

%% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
%% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
%% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
VERIFICACAO_0=(sum(R_ci.*x_ci)+(sum(R_ci)*(e-...
h(smc)/2)+(Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+...
sum(R_si.*x_si.')))+(Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h(smc)/2));
end

%% taxa de verificacao 6
while VERIFICACAO_0 > 0
    linha_neutra = linha_neutra - h(smc)*(e^(aprox_linha_neutra*4/6));

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO
    % centro das fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < h(smc)
        x_ci = fatia/2 : fatia : linha_neutra;
    else x_ci = fatia/2 : fatia : h(smc);
    end

    % deformacao nas fatias de calculo da resistencia do concreto
    def_ci = -(def_fibra_comprimida/linha_neutra) * ...
        x_ci + def_fibra_comprimida;

    % fator k de thorenfeldt para cada fatia
    r_1 = def_ci ./ Epsilon_0;
    k = (0.67 + (fc_linha(smc) / 62.0528)) * ones(1,length(r_1));
    for y = 1 : length(r_1);
        if r_1(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end

    for y = 1 : length(r_1);
        if k(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end

    % tensao em cada fatia do concreto
    f_ci=fc_linha(smc).*(n.*(def_ci./Epsilon_0)./(n-...
        1+((def_ci./Epsilon_0).^((n.*k))));

    % resistencia de cada fatia de concreto
    R_ci = (f_ci/10) * b(smc) * fatia;

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
    % armadura superior
    % posicao
    x_s_sup = d_linha(smc);

    % deformacao
    def_arm_sup=- (def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
        x_s_sup+def_fibra_comprimida;

    % resistencia

```

```

if abs(def_arm_sup) <= epsilon_y
    Rs_arm_sup=(Es(smc)/10)*def_arm_sup*barras_sup*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_sh(smc)
    Rs_arm_sup=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_sup)*...
        barras_sup*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su(smc)
    m=((fsu(smc)/fy(smc))*(30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
        1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
        1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
    Rs_arm_sup=sign(def_arm_sup)*((fy(smc)/10)*((m*(abs(def_arm_sup)-...
        epsilon_sh(smc))+2)/(60*(abs(def_arm_sup)-...
        epsilon_sh(smc))+2))+((abs(def_arm_sup)-epsilon_sh(smc))*...
        (60-m))/(2*((30*(epsilon_su(smc)-...
        epsilon_sh(smc))+1)^2))))*barras_sup*area_aco_principal;
else Rs_arm_sup = 0;
end

% armadura inferior
% posicao
x_s_inf = h(smc)-d_linha(smc);
% deformacao
def_arm_inf=-(def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
x_s_inf+def_fibra_comprimida;
% resistencia
if abs(def_arm_inf) <= epsilon_y
    Rs_arm_inf=(Es(smc)/10)*def_arm_inf*barras_inf*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_sh(smc)
    Rs_arm_inf=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_inf)*...
        barras_inf*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su(smc)
    m=((fsu(smc)/fy(smc))*(30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
        1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-1)/(15*...
        ((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
    Rs_arm_inf=sign(def_arm_inf)*((fy(smc)/10)*((m*...
        (abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2)/(60*...
        (abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2))+...
        ((abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))*...
        (60-m))/(2*((30*(epsilon_su(smc)-...
        epsilon_sh(smc))+1)^2))))*barras_inf*area_aco_principal;
else Rs_arm_inf = 0;
end

% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
while barras_lateral == 0
    R_si = 0;
    x_si = 0;
break
end

% caso exista armadura intermediaria
while barras_lateral>0
% distancia entre barras
d_si = (h(smc)-2*d_linha(smc)) / (barras_lateral+1);
% posicao
x_si = d_linha(smc)+d_si : d_si : h(smc)-(d_linha(smc)+d_si);
% deformacao
def_arm_i=-(def_fibra_comprimida./linha_neutra).*...
x_si+def_fibra_comprimida;
% resistencia
R_si = zeros(barras_lateral,1);
for barra_int = 1 : barras_lateral
    if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_y
        R_si(barra_int)=(Es(smc)/10)*...
            def_arm_i(barra_int)*area_aco_secundaria*2;
    elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_sh(smc)
        R_si(barra_int)=(fy(smc)/10)*...
            sign(def_arm_i(barra_int))*area_aco_secundaria*2;
    end
end

```

```

elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su(smc)
    m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-...
        epsilon_sh(smc))+1)^2)-60*...
        (epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
        1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
    R_si(barra_int)=sign(def_arm_i(barra_int)).*...
        ((fy(smc)/10).*((m.*...
            (abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc))+2)/...
            (60.*(abs(def_arm_i(barra_int))-...
                epsilon_sh(smc))+2))+...
            ((abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc)).*...
                (60-m))./(2.*((30.*(epsilon_su(smc)-...
                    epsilon_sh(smc))+1).^2))))).*...
        area_aco_secundaria.*2;
else R_si(barra_int) = 0;
end
end
break
end

%% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
%% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
%% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
VERIFICACAO_0=(sum(R_ci.*x_ci)+(sum(R_ci)*(e-...
    h(smc)/2))+Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+...
    sum(R_si.*x_si.'))+((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h(smc)/2));
end

%% taxa de verificacao 7
while VERIFICACAO_0 < 0
    linha_neutra = linha_neutra + h(smc)*(e^(aprox_linha_neutra*5/6));

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO
    % centro das fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < h(smc)
        x_ci = fatia/2 : fatia : linha_neutra;
    else x_ci = fatia/2 : fatia : h(smc);
    end

    % deformacao nas fatias de calculo da resistencia do concreto
    def_ci = -(def_fibra_comprimida/linha_neutra) * ...
        x_ci + def_fibra_comprimida;

    % fator k de thorenfeldt para cada fatia
    r_1 = def_ci ./ Epsilon_0;
    k = (0.67 + (fc_linha(smc) / 62.0528)) * ones(1,length(r_1));
    for y = 1 : length(r_1);
        if r_1(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end

    for y = 1 : length(r_1);
        if k(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end

    % tensao em cada fatia do concreto
    f_ci=fc_linha(smc).*(n.*(def_ci./Epsilon_0)./(n-...
        1+((def_ci./Epsilon_0).^n.*k)));

    % resistencia de cada fatia de concreto
    R_ci = (f_ci/10) * b(smc) * fatia;

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
    % armadura superior
    % posicao

```



```

    x_s_sup = d_linha(smc);
% deformacao
    def_arm_sup=- (def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
        x_s_sup+def_fibra_comprimida;
% resistencia
    if abs(def_arm_sup) <= epsilon_y
        Rs_arm_sup=(Es(smc)/10)*def_arm_sup*barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_sh(smc)
        Rs_arm_sup=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_sup)*...
            barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su(smc)
        m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
            1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
            1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
        Rs_arm_sup=sign(def_arm_sup)*((fy(smc)/10)*((m*(abs(def_arm_sup)-...
            epsilon_sh(smc))+2)/(60*(abs(def_arm_sup)-...
            epsilon_sh(smc))+2))+((abs(def_arm_sup)-epsilon_sh(smc))*...
            (60-m))/(2*((30*(epsilon_su(smc)-...
            epsilon_sh(smc))+1)^2))))*barras_sup*area_aco_principal;
    else Rs_arm_sup = 0;
    end
% armadura inferior
% posicao
    x_s_inf = h(smc)-d_linha(smc);
% deformacao
    def_arm_inf=- (def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
        x_s_inf+def_fibra_comprimida;
% resistencia
    if abs(def_arm_inf) <= epsilon_y
        Rs_arm_inf=(Es(smc)/10)*def_arm_inf*barras_inf*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_sh(smc)
        Rs_arm_inf=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_inf)*...
            barras_inf*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su(smc)
        m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
            1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-1)/(15*...
            ((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
        Rs_arm_inf=sign(def_arm_inf)*((fy(smc)/10)*((m*...
            (abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2)/(60*...
            (abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2))+...
            ((abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))*...
            (60-m))/(2*((30*(epsilon_su(smc)-...
            epsilon_sh(smc))+1)^2))))*barras_inf*area_aco_principal;
    else Rs_arm_inf = 0;
    end
% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
    while barras_lateral == 0
        R_si = 0;
        x_si = 0;
    break
    end
% caso exista armadura intermediaria
    while barras_lateral>0
% distancia entre barras
        d_si = (h(smc)-2*d_linha(smc)) / (barras_lateral+1);
% posicao
        x_si = d_linha(smc)+d_si : d_si : h(smc)-(d_linha(smc)+d_si);
% deformacao
        def_arm_i=- (def_fibra_comprimida./linha_neutra).*...
            x_si+def_fibra_comprimida;
% resistencia
        R_si = zeros(barras_lateral,1);
        for barra_int = 1 : barras_lateral
            if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_y

```

```

        R_si(barra_int)=(Es(smc)/10)*...
        def_arm_i(barra_int)*area_aco_secundaria*2;
elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_sh(smc)
    R_si(barra_int)=(fy(smc)/10)*...
    sign(def_arm_i(barra_int))*area_aco_secundaria*2;
elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su(smc)
    m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-...
    epsilon_sh(smc))+1)^2)-60*...
    (epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
    1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
    R_si(barra_int)=sign(def_arm_i(barra_int)).*...
    ((fy(smc)/10).*((m.*...
    (abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc))+2)/...
    (60.*(abs(def_arm_i(barra_int))-...
    epsilon_sh(smc))+2))+...
    ((abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc)).*...
    (60-m))./(2.*((30.*(epsilon_su(smc)-...
    epsilon_sh(smc))+1).^2))))).*...
    area_aco_secundaria.*2;
else R_si(barra_int) = 0;
end
end
break
end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
VERIFICACAO_0=(sum(R_ci.*x_ci)+(sum(R_ci)*(e-...
    h(smc)/2))+Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+...
    sum(R_si.*x_si.')))+(Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h(smc)/2));
end

%% taxa de verificacao 8
while VERIFICACAO_0 > 0
    linha_neutra = linha_neutra - h(smc)*(e^(aprox_linha_neutra*6/6));

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO
    % centro das fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < h(smc)
        x_ci = fatia/2 : fatia : linha_neutra;
    else x_ci = fatia/2 : fatia : h(smc);
    end

    % deformacao nas fatias de calculo da resistencia do concreto
    def_ci = -(def_fibra_comprimida/linha_neutra) * ...
        x_ci + def_fibra_comprimida;

    % fator k de thorenfeldt para cada fatia
    r_1 = def_ci ./ Epsilon_0;
    k = (0.67 + (fc_linha(smc) / 62.0528)) * ones(1,length(r_1));
    for y = 1 : length(r_1);
        if r_1(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end

    for y = 1 : length(r_1);
        if k(y) <= 1.0
            k(y) = 1.0;
        else k(y) = k(y);
        end
    end

    % tensao em cada fatia do concreto
    f_ci=fc_linha(smc).*(n.*(def_ci./Epsilon_0)./(n-...
        1+((def_ci./Epsilon_0).^(n.*k))));

```

```

% resistencia de cada fatia de concreto
R_ci = (f_ci/10) * b(smc) * fatia;
% CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
% armadura superior
% posicao
x_s_sup = d_linha(smc);
% deformacao
def_arm_sup=- (def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
x_s_sup+def_fibra_comprimida;
% resistencia
if abs(def_arm_sup) <= epsilon_y
Rs_arm_sup=(Es(smc)/10)*def_arm_sup*barras_sup*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_sh(smc)
Rs_arm_sup=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_sup)*...
barras_sup*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su(smc)
m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
Rs_arm_sup=sign(def_arm_sup)*((fy(smc)/10)*((m*(abs(def_arm_sup)-...
epsilon_sh(smc))+2)/(60*(abs(def_arm_sup)-...
epsilon_sh(smc))+2))+((abs(def_arm_sup)-epsilon_sh(smc))*...
(60-m))/(2*((30*(epsilon_su(smc)-...
epsilon_sh(smc))+1)^2))))*barras_sup*area_aco_principal;
else Rs_arm_sup = 0;
end
% armadura inferior
% posicao
x_s_inf = h(smc)-d_linha(smc);
% deformacao
def_arm_inf=- (def_fibra_comprimida/linha_neutra)*...
x_s_inf+def_fibra_comprimida;
% resistencia
if abs(def_arm_inf) <= epsilon_y
Rs_arm_inf=(Es(smc)/10)*def_arm_inf*barras_inf*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_sh(smc)
Rs_arm_inf=(fy(smc)/10)*sign(def_arm_inf)*...
barras_inf*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su(smc)
m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))+...
1)^2)-60*(epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-1)/(15*...
((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
Rs_arm_inf=sign(def_arm_inf)*((fy(smc)/10)*((m*...
(abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2)/(60*...
(abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))+2))+...
((abs(def_arm_inf)-epsilon_sh(smc))*...
(60-m))/(2*((30*(epsilon_su(smc)-...
epsilon_sh(smc))+1)^2))))*barras_inf*area_aco_principal;
else Rs_arm_inf = 0;
end
% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
while barras_lateral == 0
R_si = 0;
x_si = 0;
break
end
% caso exista armadura intermediaria
while barras_lateral>0
% distancia entre barras
d_si = (h(smc)-2*d_linha(smc)) / (barras_lateral+1);
% posicao
x_si = d_linha(smc)+d_si : d_si : h(smc)-(d_linha(smc)+d_si);
% deformacao
def_arm_i=- (def_fibra_comprimida./linha_neutra).*...

```

```

        x_si+def_fibra_comprimida;
% resistencia
R_si = zeros(barras_lateral,1);
for barra_int = 1 : barras_lateral
    if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_y
        R_si(barra_int)=(Es(smc)/10)*...
            def_arm_i(barra_int)*area_aco_secundaria*2;
    elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_sh(smc)
        R_si(barra_int)=(fy(smc)/10)*...
            sign(def_arm_i(barra_int))*area_aco_secundaria*2;
    elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su(smc)
        m=((fsu(smc)/fy(smc))*((30*(epsilon_su(smc)-...
            epsilon_sh(smc))+1)^2)-60*...
            (epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))-...
            1)/(15*((epsilon_su(smc)-epsilon_sh(smc))^2));
        R_si(barra_int)=sign(def_arm_i(barra_int)).*...
            ((fy(smc)/10).*(m*...
            (abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc))+2)/...
            (60.*(abs(def_arm_i(barra_int))-...
            epsilon_sh(smc))+2))+...
            ((abs(def_arm_i(barra_int))-epsilon_sh(smc)).*...
            (60-m))./(2.*(30.*(epsilon_su(smc)-...
            epsilon_sh(smc))+1).^2))))).*...
            area_aco_secundaria.*2;
    else R_si(barra_int) = 0;
end
end
break
end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
VERIFICACAO_0=(sum(R_ci.*x_ci))+ (sum(R_ci)*(e-...
    h(smc)/2))+ (Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+...
    sum(R_si.*x_si.'))+ ((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h(smc)/2));
end

%%
% CALCULO DE P E M PARA i-ÉSIMA DEFORMACAO E j-ÉSIMA POS LINHA NEUTRA
% Calculo de P pela equacao de equilibrio de forcas
P_1 = sum(R_ci) + Rs_arm_inf + Rs_arm_sup + sum(R_si);
% Calculo de P pela equacao de equilibrio de momentos
P_2=- (sum(R_ci.*x_ci)+(Rs_arm_inf*x_s_inf)+(Rs_arm_sup*x_s_sup)+...
    sum(R_si.*x_si.'))/(e- h(smc)/2);

%SALVANDO OS RESULTADOS NOS VETORES
vetor_P_1(iteracao,1) = P_1;
vetor_P_2(iteracao,1) = P_2;
end
%%

% DETERMINACAO DE Pr (MAXIMO VALOR DO VETOR P1)
Pr_sem_erro_modelo=max(vetor_P_1);
% Erro no valor de Pr devido as aproximacoes do modelo
[val,pos_val]=max(vetor_P_1);
erro_de_Pr_dev_aprox=((max(vetor_P_1)-vetor_P_2(pos_val))/max(vetor_P_1))*100;
% vetor
vetor_Pr_sem_erro_modelo(smc,1)=Pr_sem_erro_modelo;
vetor_erro_de_Pr_dev_aprox(smc,1)=erro_de_Pr_dev_aprox;
vetor_Pr_com_erro_modelo=vetor_Pr_sem_erro_modelo.*erro;
end

max_erro=max(abs(vetor_erro_de_Pr_dev_aprox));

```

```
fprintf('erro de Pr (devido aproximacoes E NAO ERRO DO MODELO) é: %4.2f%%',max_erro);  
save(pilar)
```

B.4 PARTE C

```

 pilar = input('Digite o nome para salvar os dados da solicitação: ', 's');

 %% DADOS DO PILAR

 % COEFICIENTES DE MINORACAO DAS RESISTENCIAS DOS MATERIAIS
 gama_c = 1.4;
 gama_s = 1.15;

 % GEOMETRIA
 e_sobre_h = input('Digite a excentricidade relativa: ');
 b = input('Digite a largura do pilar, em cm: ');
 h = input('Digite a altura do pilar, em cm: ');
 cob = input('Digite o cobrimento, em cm: ');
 barras_inf = input('Digite a quantidade de barras na face inferior: ');
 barras_sup = input('Digite a quantidade de barras na face superior: ');
 barras_lateral = input('Digite a quant. barras na face lateral (apenas uma face): ');
 diametro_barra_principal = input('Digite o diam. barras long. principais, em mm: ');
 diametro_barra_secundaria = input('Digite o diam. barras long. secundarias, em mm: ');
 fi_estribo = input('Digite o diametro do estribo em mm: ');
 area_aco_principal = pi*((diametro_barra_principal/10)^2)/4;
 area_aco_secundaria = pi*((diametro_barra_secundaria/10)^2)/4;
 d_linha = (diametro_barra_principal/2+fi_estribo)/10+cob;
 e = e_sobre_h*h;

 % CONCRETO
 fck = input('Digite a resistência característica do concreto em MPa: ');
 fcd = fck/gama_c;
 alfa_e = 1.0; %tipo de agregado graudo utilizado
 % Calculo de Eci - modulo de elasticidade inicial do concreto
 if fck <= 50
     Eci = alfa_e*5600*sqrt(fck);
 else Eci = 21.5*(10^3)*alfa_e*((fck/10+1.25).^(1/3));
 end
 % indice da raiz da tensao do concreto
 if fck <= 50
     n = 2;
 else n = 1.4 + 23.4*((90-fck)/100).^4;
 end
 % deformacao especifica de encurtamento do concreto no inicio do patamar plastico
 if fck <= 50
     epsilon_c2 = 2/1000;
 else epsilon_c2 = 2/1000 + (0.085/1000)*((fck-50)^0.53);
 end
 % deformacao especifica de encurtamento do concreto na ruptura
 if fck <= 50
     epsilon_cu = 3.5/1000;
 else epsilon_cu = 2.6/1000 + (35/1000)*((90-fck)/100)^4;
 end
 % Parametros do bloco de tensoes equivalentes
 if fck <= 50
     lambda = 0.8;
 else lambda = 0.8 - ((fck-50)/400);
 end
 if fck <= 50
     alfa_c = 0.85;
 else alfa_c = 0.85*(1-((fck-50)/200));
 end

 % ACO
 fyk = input('Digite a resistência característica do aço, em MPa: ');
 fyd = fyk/gama_s;

```

```

Es = 210000;
epsilon_yd = fyd / Es;
epsilon_su = 10/1000;

%% LIMITES DOS DOMINIOS
LN_lim_2_3 = epsilon_cu*(h-d_linha)/(epsilon_su+epsilon_cu); % excentricidade balanceada
LN_lim_3_4 = epsilon_cu*(h-d_linha)/(epsilon_yd+epsilon_cu);
LN_rot = h*(epsilon_cu-epsilon_c2)/epsilon_cu; % rotacao com deformacao fixa epsilon_c2

%% CONTROLES DE ERROS E APROXIMACOES
% Aproximacao da linha neutra
aprox_linha_neutra = input('aproximacao LN (colocar sinal de menos), em cm: 10^');
% Discretização da secão transversal
fatia = h / 100;

%% ***** CALCULO DE Ps POR DTDI *****
linha_neutra = 0; % não mexer
VERIFICACAO_0 = -1; % não mexer

%%
% OBSERVAÇÃO IMPORTANTE: proximos "while" devem guardar o mesmo código
% dentro de suas linhas. É um processo de aproximacao da posicao da
% verificacao_0 para 0. A diferenca entre os processos esta nas 2
% primeiras linhas aonde é definida a taxa de variacao da linha_neutra
% e se varia pra mais ou pra menos. Os sinais deverao ir invertendo.

%% taxa de verificacao 1 = h
while VERIFICACAO_0 < 0
    linha_neutra = linha_neutra + h;

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO PELO DTDI
    % centro das fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < h
        x_ci = fatia/2 : fatia : linha_neutra;
    else x_ci = fatia/2 : fatia : h;
    end
    % deformacao nas fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_fibra_comprimida = epsilon_su*...
            linha_neutra/(h-d_linha-linha_neutra);
        def_ci = 0; % deformacoes de alongamento, concreto fissurado
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_fibra_comprimida = epsilon_su*...
            linha_neutra/(h-d_linha-linha_neutra);
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_fibra_comprimida = epsilon_cu;
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_fibra_comprimida = epsilon_cu;
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    else def_fibra_comprimida = -epsilon_c2*...
        linha_neutra/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    end
    % tensao em cada fatia do concreto
    f_ci = zeros(length(def_ci),1);
    for f_ci_i = 1 : length(def_ci)
        if def_ci(f_ci_i) <= epsilon_c2
            f_ci(f_ci_i) = 0.85.*fcd.*(1-((1-...
                def_ci(f_ci_i)./epsilon_c2).^n));
        elseif def_ci(f_ci_i) <= epsilon_cu
            f_ci(f_ci_i) = 0.85*fcd;
        else f_ci(f_ci_i) = 0;
    end
end

```

```

        end
    end
% resistencia de cada fatia de concreto
    R_ci = (f_ci/10) * b * fatia;

% CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
% armadura superior
% posicao
    x_s_sup = d_linha;
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
            x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
            x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
    else def_arm_sup = epsilon_c2*(x_s_sup-...
        linha_neutra)/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
    end
% resistencia
    if abs(def_arm_sup) <= epsilon_yd
        Rs_arm_sup = (Es/10)*def_arm_sup * barras_sup * area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su
        Rs_arm_sup = (fyd/10)*sign(def_arm_sup)*barras_sup*area_aco_principal;
    else Rs_arm_sup = 0;
    end

% armadura inferior
% posicao
    x_s_inf = h - d_linha;
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_inf = -epsilon_su;
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_inf = -epsilon_su;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
    else def_arm_inf = epsilon_c2*(linha_neutra-...
        x_s_inf)/(linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
    end
% resistencia
    if abs(def_arm_inf) <= epsilon_yd
        Rs_arm_inf = (Es/10)*def_arm_inf * barras_inf * area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su
        Rs_arm_inf = (fyd/10)*sign(def_arm_inf)*barras_inf*area_aco_principal;
    else Rs_arm_inf = 0;
    end

% armadura intermediária
    % caso não exista armadura intermediaria
    while barras_lateral == 0
        R_si = 0;
        x_si = 0;
    break
    end
    % caso exista armadura intermediaria
    while barras_lateral>0
        % distancia entre barras
        d_si = (h - 2*d_linha) / (barras_lateral+1);

```



```

% posicao
x_si = d_linha+d_si : d_si : h-(d_linha+d_si);
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_i = (linha_neutra-...
        x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_i = (linha_neutra-...
        x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_i = (linha_neutra-...
        x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_i = (linha_neutra-...
        x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
else def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*epsilon_c2./...
    (linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
end
% resistencia
R_si = zeros(barras_lateral,1);
for barra_int = 1 : barras_lateral
    if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_yd
        R_si(barra_int) = (Es/10)*def_arm_i(barra_int)*...
            area_aco_secundaria * 2;
    elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su
        R_si(barra_int) = (fyd/10)*...
            sign(def_arm_i(barra_int))*area_aco_secundaria*2;
    else R_si(barra_int) = 0;
    end
end
break
end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
VERIFICACAO_0 = (sum(R_ci.*x_ci.'))+(sum(R_ci)*(e-...
    h/2))+Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*x_si.'))+...
    ((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
end

%% taxa de verificacao 2 = 2e-1
while VERIFICACAO_0 > 0
    linha_neutra = linha_neutra - h* 2e-1;

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO PELO DTDI
    % centro das fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < h
        x_ci = fatia/2 : fatia : linha_neutra;
    else x_ci = fatia/2 : fatia : h;
    end

    % deformacao nas fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_fibra_comprimida = epsilon_su*...
            linha_neutra/(h-d_linha-linha_neutra);
        def_ci = 0; % deformacoes de alongamento, concreto fissurado
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_fibra_comprimida = epsilon_su*...
            linha_neutra/(h-d_linha-linha_neutra);
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_fibra_comprimida = epsilon_cu;
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    end
end

```

```

elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_fibra_comprimida = epsilon_cu;
    def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
else def_fibra_comprimida = -epsilon_c2*...
    linha_neutra/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
    def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
end
% tensao em cada fatia do concreto
f_ci = zeros(length(def_ci),1);
for f_ci_i = 1 : length(def_ci)
    if def_ci(f_ci_i) <= epsilon_c2
        f_ci(f_ci_i) = 0.85.*fcd.*(1-((1-...
            def_ci(f_ci_i)./epsilon_c2).^n));
    elseif def_ci(f_ci_i) <= epsilon_cu
        f_ci(f_ci_i) = 0.85*fcd;
    else f_ci(f_ci_i) = 0;
    end
end
% resistencia de cada fatia de concreto
R_ci = (f_ci/10) * b * fatia;

% CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
% armadura superior
% posicao
x_s_sup = d_linha;
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
        x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
        x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
else def_arm_sup = epsilon_c2*(x_s_sup-...
    linha_neutra)/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
end
% resistencia
if abs(def_arm_sup) <= epsilon_yd
    Rs_arm_sup = (Es/10)*def_arm_sup * barras_sup * area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su
    Rs_arm_sup = (fyd/10)*sign(def_arm_sup)*barras_sup*area_aco_principal;
else Rs_arm_sup = 0;
end

% armadura inferior
% posicao
x_s_inf = h - d_linha;
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_inf = -epsilon_su;
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_inf = -epsilon_su;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
else def_arm_inf = epsilon_c2*(linha_neutra-...
    x_s_inf)/(linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
end
% resistencia
if abs(def_arm_inf) <= epsilon_yd
    Rs_arm_inf = (Es/10)*def_arm_inf * barras_inf * area_aco_principal;

```

```

elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su
    Rs_arm_inf = (fyd/10)*sign(def_arm_inf)*barras_inf*area_aco_principal;
else Rs_arm_inf = 0;
end

% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
while barras_lateral == 0
    R_si = 0;
    x_si = 0;
break
end
% caso exista armadura intermediaria
while barras_lateral>0
% distancia entre barras
    d_si = (h - 2*d_linha) / (barras_lateral+1);
% posicao
    x_si = d_linha+d_si : d_si : h-(d_linha+d_si);
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_i = (linha_neutra-...
            x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_i = (linha_neutra-...
            x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_i = (linha_neutra-...
            x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_i = (linha_neutra-...
            x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    else def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*epsilon_c2./...
        (linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
    end
% resistencia
    R_si = zeros(barras_lateral,1);
    for barra_int = 1 : barras_lateral
        if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_yd
            R_si(barra_int) = (Es/10)*def_arm_i(barra_int)*...
                area_aco_secundaria * 2;
        elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su
            R_si(barra_int) = (fyd/10)*...
                sign(def_arm_i(barra_int))*area_aco_secundaria*2;
        else R_si(barra_int) = 0;
        end
    end
break
end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
VERIFICACAO_0 = (sum(R_ci.*x_ci.'))+(sum(R_ci)*(e-...
    h/2))+Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*x_si.'))+...
    ((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
end

%% taxa de verificacao 3
while VERIFICACAO_0 < 0
    linha_neutra = linha_neutra + h*(e^(aprox_linha_neutra*1/6));

% CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO PELO DTDI
% centro das fatias de calculo da resistencia do concreto

```

```

if linha_neutra < h
    x_ci = fatia/2 : fatia : linha_neutra;
else x_ci = fatia/2 : fatia : h;
end
% deformacao nas fatias de calculo da resistencia do concreto
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_fibra_comprimida = epsilon_su*...
        linha_neutra/(h-d_linha-linha_neutra);
    def_ci = 0; % deformacoes de alongamento, concreto fissurado
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_fibra_comprimida = epsilon_su*...
        linha_neutra/(h-d_linha-linha_neutra);
    def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_fibra_comprimida = epsilon_cu;
    def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_fibra_comprimida = epsilon_cu;
    def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
else def_fibra_comprimida = -epsilon_c2*...
        linha_neutra/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
    def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
end
% tensao em cada fatia do concreto
f_ci = zeros(length(def_ci),1);
for f_ci_i = 1 : length(def_ci)
    if def_ci(f_ci_i) <= epsilon_c2
        f_ci(f_ci_i) = 0.85.*fcd.*(1-((1-...
            def_ci(f_ci_i)./epsilon_c2).^n));
    elseif def_ci(f_ci_i) <= epsilon_cu
        f_ci(f_ci_i) = 0.85*fcd;
    else f_ci(f_ci_i) = 0;
    end
end
% resistencia de cada fatia de concreto
R_ci = (f_ci/10) * b * fatia;

% CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
% armadura superior
% posicao
x_s_sup = d_linha;
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
        x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
        x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
else def_arm_sup = epsilon_c2*(x_s_sup-...
        linha_neutra)/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
end
% resistencia
if abs(def_arm_sup) <= epsilon_yd
    Rs_arm_sup = (Es/10)*def_arm_sup * barras_sup * area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su
    Rs_arm_sup = (fyd/10)*sign(def_arm_sup)*barras_sup*area_aco_principal;
else Rs_arm_sup = 0;
end

% armadura inferior
% posicao

```

```

    x_s_inf = h - d_linha;
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_inf = -epsilon_su;
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_inf = -epsilon_su;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
    else def_arm_inf = epsilon_c2*(linha_neutra-...
        x_s_inf)/(linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
    end
% resistencia
    if abs(def_arm_inf) <= epsilon_yd
        Rs_arm_inf = (Es/10)*def_arm_inf * barras_inf * area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su
        Rs_arm_inf = (fyd/10)*sign(def_arm_inf)*barras_inf*area_aco_principal;
    else Rs_arm_inf = 0;
    end

% armadura intermediária
    % caso não exista armadura intermediaria
    while barras_lateral == 0
        R_si = 0;
        x_si = 0;
    break
    end
    % caso exista armadura intermediaria
    while barras_lateral>0
        % distancia entre barras
        d_si = (h - 2*d_linha) / (barras_lateral+1);
        % posicao
        x_si = d_linha+d_si : d_si : h-(d_linha+d_si);
        % deformacao
        if linha_neutra < 0 % dominio 1
            def_arm_i = (linha_neutra-...
                x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
        elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
            def_arm_i = (linha_neutra-...
                x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
        elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
            def_arm_i = (linha_neutra-...
                x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
        elseif linha_neutra < h % dominio 4
            def_arm_i = (linha_neutra-...
                x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
        else def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*epsilon_c2./...
            (linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
        end
        % resistencia
        R_si = zeros(barras_lateral,1);
        for barra_int = 1 : barras_lateral
            if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_yd
                R_si(barra_int) = (Es/10)*def_arm_i(barra_int)*...
                    area_aco_secundaria * 2;
            elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su
                R_si(barra_int) = (fyd/10)*...
                    sign(def_arm_i(barra_int))*area_aco_secundaria*2;
            else R_si(barra_int) = 0;
            end
        end
    break
    end

```

```

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
VERIFICACAO_0 = (sum(R_ci.*x_ci.'))+(sum(R_ci)*(e-...
    h/2))+Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*x_si.'))+...
    ((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
end

%% taxa de verificacao 4
while VERIFICACAO_0 > 0
    linha_neutra = linha_neutra - h*(e^(aprox_linha_neutra*2/6));

% CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO PELO DTDI
% centro das fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < h
        x_ci = fatia/2 : fatia : linha_neutra;
    else x_ci = fatia/2 : fatia : h;
    end
% deformacao nas fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_fibra_comprimida = epsilon_su*...
            linha_neutra/(h-d_linha-linha_neutra);
        def_ci = 0; % deformacoes de alongamento, concreto fissurado
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_fibra_comprimida = epsilon_su*...
            linha_neutra/(h-d_linha-linha_neutra);
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_fibra_comprimida = epsilon_cu;
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_fibra_comprimida = epsilon_cu;
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    else def_fibra_comprimida = -epsilon_c2*...
        linha_neutra/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    end
% tensao em cada fatia do concreto
    f_ci = zeros(length(def_ci),1);
    for f_ci_i = 1 : length(def_ci)
        if def_ci(f_ci_i) <= epsilon_c2
            f_ci(f_ci_i) = 0.85.*fcd.*(1-((1-...
                def_ci(f_ci_i)./epsilon_c2).^n));
        elseif def_ci(f_ci_i) <= epsilon_cu
            f_ci(f_ci_i) = 0.85*fcd;
        else f_ci(f_ci_i) = 0;
        end
    end
% resistencia de cada fatia de concreto
    R_ci = (f_ci/10) * b * fatia;

% CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
% armadura superior
% posicao
    x_s_sup = d_linha;
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
            x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
            x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3

```

```

        def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
else def_arm_sup = epsilon_c2*(x_s_sup-...
        linha_neutra)/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
end
% resistencia
if abs(def_arm_sup) <= epsilon_yd
    Rs_arm_sup = (Es/10)*def_arm_sup * barras_sup * area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su
    Rs_arm_sup = (fyd/10)*sign(def_arm_sup)*barras_sup*area_aco_principal;
else Rs_arm_sup = 0;
end

% armadura inferior
% posicao
x_s_inf = h - d_linha;
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_inf = -epsilon_su;
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_inf = -epsilon_su;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
else def_arm_inf = epsilon_c2*(linha_neutra-...
    x_s_inf)/(linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
end
% resistencia
if abs(def_arm_inf) <= epsilon_yd
    Rs_arm_inf = (Es/10)*def_arm_inf * barras_inf * area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su
    Rs_arm_inf = (fyd/10)*sign(def_arm_inf)*barras_inf*area_aco_principal;
else Rs_arm_inf = 0;
end

% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
while barras_lateral == 0
    R_si = 0;
    x_si = 0;
break
end
% caso exista armadura intermediaria
while barras_lateral>0
% distancia entre barras
d_si = (h - 2*d_linha) / (barras_lateral+1);
% posicao
x_si = d_linha+d_si : d_si : h-(d_linha+d_si);
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_i = (linha_neutra-...
        x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_i = (linha_neutra-...
        x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_i = (linha_neutra-...
        x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_i = (linha_neutra-...
        x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
else def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*epsilon_c2./...
    (linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
end

```

```

end
% resistencia
R_si = zeros(barras_lateral,1);
for barra_int = 1 : barras_lateral
    if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_yd
        R_si(barra_int) = (Es/10)*def_arm_i(barra_int)*...
            area_aco_secundaria * 2;
    elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su
        R_si(barra_int) = (fyd/10)*...
            sign(def_arm_i(barra_int))*area_aco_secundaria*2;
    else R_si(barra_int) = 0;
    end
end
break
end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
VERIFICACAO_0 = (sum(R_ci.*x_ci.'))+(sum(R_ci)*(e-...
    h/2))+Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*x_si.'))+...
    ((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
end

%% taxa de verificacao 6
while VERIFICACAO_0 > 0
    linha_neutra = linha_neutra - h*(e^(aprox_linha_neutra*4/6));

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO PELO DTDI
    % centro das fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < h
        x_ci = fatia/2 : fatia : linha_neutra;
    else x_ci = fatia/2 : fatia : h;
    end

    % deformacao nas fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_fibra_comprimida = epsilon_su*...
            linha_neutra/(h-d_linha_linha_neutra);
        def_ci = 0; % deformacoes de alongamento, concreto fissurado
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_fibra_comprimida = epsilon_su*...
            linha_neutra/(h-d_linha_linha_neutra);
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_fibra_comprimida = epsilon_cu;
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_fibra_comprimida = epsilon_cu;
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    else def_fibra_comprimida = -epsilon_c2*...
        linha_neutra/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    end

    % tensao em cada fatia do concreto
    f_ci = zeros(length(def_ci),1);
    for f_ci_i = 1 : length(def_ci)
        if def_ci(f_ci_i) <= epsilon_c2
            f_ci(f_ci_i) = 0.85.*fcd.*(1-((1-...
                def_ci(f_ci_i)./epsilon_c2).^n));
        elseif def_ci(f_ci_i) <= epsilon_cu
            f_ci(f_ci_i) = 0.85*fcd;
        else f_ci(f_ci_i) = 0;
        end
    end
end

```



```

end
% resistencia de cada fatia de concreto
R_ci = (f_ci/10) * b * fatia;

% CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
% armadura superior
% posicao
x_s_sup = d_linha;
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
        x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
        x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
else def_arm_sup = epsilon_c2*(x_s_sup-...
    linha_neutra)/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
end
% resistencia
if abs(def_arm_sup) <= epsilon_yd
    Rs_arm_sup = (Es/10)*def_arm_sup * barras_sup * area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su
    Rs_arm_sup = (fyd/10)*sign(def_arm_sup)*barras_sup*area_aco_principal;
else Rs_arm_sup = 0;
end

% armadura inferior
% posicao
x_s_inf = h - d_linha;
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_inf = -epsilon_su;
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_inf = -epsilon_su;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
else def_arm_inf = epsilon_c2*(linha_neutra-...
    x_s_inf)/(linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
end
% resistencia
if abs(def_arm_inf) <= epsilon_yd
    Rs_arm_inf = (Es/10)*def_arm_inf * barras_inf * area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su
    Rs_arm_inf = (fyd/10)*sign(def_arm_inf)*barras_inf*area_aco_principal;
else Rs_arm_inf = 0;
end

% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
while barras_lateral == 0
    R_si = 0;
    x_si = 0;
break
end
% caso exista armadura intermediaria
while barras_lateral>0
% distancia entre barras
d_si = (h - 2*d_linha) / (barras_lateral+1);
% posicao

```

```

        x_si = d_linha+d_si : d_si : h-(d_linha+d_si);
    % deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_i = (linha_neutra-...
            x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_i = (linha_neutra-...
            x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_i = (linha_neutra-...
            x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_i = (linha_neutra-...
            x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    else def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*epsilon_c2./...
        (linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
    end
    % resistencia
    R_si = zeros(barras_lateral,1);
    for barra_int = 1 : barras_lateral
        if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_yd
            R_si(barra_int) = (Es/10)*def_arm_i(barra_int)*...
                area_aco_secundaria * 2;
        elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su
            R_si(barra_int) = (fyd/10)*...
                sign(def_arm_i(barra_int))*area_aco_secundaria*2;
        else R_si(barra_int) = 0;
        end
    end
    break
end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
VERIFICACAO_0 = (sum(R_ci.*x_ci.'))+(sum(R_ci)*(e-...
    h/2))+Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*x_si.'))+...
    ((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
end

%% taxa de verificacao 7
while VERIFICACAO_0 < 0
    linha_neutra = linha_neutra + h*(e^(aprox_linha_neutra*5/6));

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO PELO DTDI
    % centro das fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < h
        x_ci = fatia/2 : fatia : linha_neutra;
    else x_ci = fatia/2 : fatia : h;
    end

    % deformacao nas fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_fibra_comprimida = epsilon_su*...
            linha_neutra/(h-d_linha-linha_neutra);
        def_ci = 0; % deformacoes de alongamento, concreto fissurado
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_fibra_comprimida = epsilon_su*...
            linha_neutra/(h-d_linha-linha_neutra);
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_fibra_comprimida = epsilon_cu;
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    elseif linha_neutra < h % dominio 4

```

```

        def_fibra_comprimida = epsilon_cu;
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    else def_fibra_comprimida = -epsilon_c2*...
        linha_neutra/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
        def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
    end
end
% tensao em cada fatia do concreto
f_ci = zeros(length(def_ci),1);
for f_ci_i = 1 : length(def_ci)
    if def_ci(f_ci_i) <= epsilon_c2
        f_ci(f_ci_i) = 0.85*fcd.*(1-((1-...
            def_ci(f_ci_i)./epsilon_c2).^n));
    elseif def_ci(f_ci_i) <= epsilon_cu
        f_ci(f_ci_i) = 0.85*fcd;
    else f_ci(f_ci_i) = 0;
    end
end
% resistencia de cada fatia de concreto
R_ci = (f_ci/10) * b * fatia;

% CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
% armadura superior
% posicao
x_s_sup = d_linha;
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
        x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
        x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
else def_arm_sup = epsilon_c2*(x_s_sup-...
        linha_neutra)/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
end
% resistencia
if abs(def_arm_sup) <= epsilon_yd
    Rs_arm_sup = (Es/10)*def_arm_sup * barras_sup * area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su
    Rs_arm_sup = (fyd/10)*sign(def_arm_sup)*barras_sup*area_aco_principal;
else Rs_arm_sup = 0;
end

% armadura inferior
% posicao
x_s_inf = h - d_linha;
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_inf = -epsilon_su;
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_inf = -epsilon_su;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
else def_arm_inf = epsilon_c2*(linha_neutra-...
        x_s_inf)/(linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
end
% resistencia
if abs(def_arm_inf) <= epsilon_yd
    Rs_arm_inf = (Es/10)*def_arm_inf * barras_inf * area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su

```

```

        Rs_arm_inf = (fyd/10)*sign(def_arm_inf)*barras_inf*area_aco_principal;
    else Rs_arm_inf = 0;
    end

% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
    while barras_lateral == 0
        R_si = 0;
        x_si = 0;
        break
    end
% caso exista armadura intermediaria
    while barras_lateral>0
        % distancia entre barras
        d_si = (h - 2*d_linha) / (barras_lateral+1);
        % posicao
        x_si = d_linha+d_si : d_si : h-(d_linha+d_si);
        % deformacao
        if linha_neutra < 0 % dominio 1
            def_arm_i = (linha_neutra-...
                x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
        elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
            def_arm_i = (linha_neutra-...
                x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
        elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
            def_arm_i = (linha_neutra-...
                x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
        elseif linha_neutra < h % dominio 4
            def_arm_i = (linha_neutra-...
                x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
        else def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*epsilon_c2./...
            (linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
        end
        % resistencia
        R_si = zeros(barras_lateral,1);
        for barra_int = 1 : barras_lateral
            if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_yd
                R_si(barra_int) = (Es/10)*def_arm_i(barra_int)*...
                    area_aco_secundaria * 2;
            elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su
                R_si(barra_int) = (fyd/10)*...
                    sign(def_arm_i(barra_int))*area_aco_secundaria*2;
            else R_si(barra_int) = 0;
            end
        end
        break
    end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
    VERIFICACAO_0 = (sum(R_ci.*x_ci.'))+(sum(R_ci)*(e-...
        h/2))+Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*x_si.'))+...
        ((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
end

%% taxa de verificacao 8
while VERIFICACAO_0 > 0
    linha_neutra = linha_neutra - h*(e^(aprox_linha_neutra*6/6));

% CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO PELO DTDI
% centro das fatias de calculo da resistencia do concreto
    if linha_neutra < h

```

```

        x_ci = fatia/2 : fatia : linha_neutra;
    else x_ci = fatia/2 : fatia : h;
    end
% deformacao nas fatias de calculo da resistencia do concreto
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_fibra_comprimida = epsilon_su*...
        linha_neutra/(h-d_linha-linha_neutra);
    def_ci = 0; % deformacoes de alongamento, concreto fissurado
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_fibra_comprimida = epsilon_su*...
        linha_neutra/(h-d_linha-linha_neutra);
    def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_fibra_comprimida = epsilon_cu;
    def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_fibra_comprimida = epsilon_cu;
    def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
else def_fibra_comprimida = -epsilon_c2*...
        linha_neutra/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
    def_ci = (linha_neutra-x_ci)*def_fibra_comprimida/linha_neutra;
end
% tensao em cada fatia do concreto
f_ci = zeros(length(def_ci),1);
for f_ci_i = 1 : length(def_ci)
    if def_ci(f_ci_i) <= epsilon_c2
        f_ci(f_ci_i) = 0.85*fcd.*(1-((1-...
            def_ci(f_ci_i)./epsilon_c2).^n));
    elseif def_ci(f_ci_i) <= epsilon_cu
        f_ci(f_ci_i) = 0.85*fcd;
    else f_ci(f_ci_i) = 0;
    end
end
% resistencia de cada fatia de concreto
R_ci = (f_ci/10) * b * fatia;

% CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
% armadura superior
% posicao
x_s_sup = d_linha;
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
        x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
        x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
else def_arm_sup = epsilon_c2*(x_s_sup-...
        linha_neutra)/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
end
% resistencia
if abs(def_arm_sup) <= epsilon_yd
    Rs_arm_sup = (Es/10)*def_arm_sup * barras_sup * area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su
    Rs_arm_sup = (fyd/10)*sign(def_arm_sup)*barras_sup*area_aco_principal;
else Rs_arm_sup = 0;
end

% armadura inferior
% posicao
x_s_inf = h - d_linha;

```

```

% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_inf = -epsilon_su;
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_inf = -epsilon_su;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
else def_arm_inf = epsilon_c2*(linha_neutra-...
    x_s_inf)/(linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
end

% resistencia
if abs(def_arm_inf) <= epsilon_yd
    Rs_arm_inf = (Es/10)*def_arm_inf * barras_inf * area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su
    Rs_arm_inf = (fyd/10)*sign(def_arm_inf)*barras_inf*area_aco_principal;
else Rs_arm_inf = 0;
end

% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
while barras_lateral == 0
    R_si = 0;
    x_si = 0;
break
end

% caso exista armadura intermediaria
while barras_lateral>0
% distancia entre barras
    d_si = (h - 2*d_linha) / (barras_lateral+1);
% posicao
    x_si = d_linha+d_si : d_si : h-(d_linha+d_si);
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_i = (linha_neutra-...
            x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_i = (linha_neutra-...
            x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_i = (linha_neutra-...
            x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_i = (linha_neutra-...
            x_si).*def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    else def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*epsilon_c2./...
        (linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
    end
% resistencia
    R_si = zeros(barras_lateral,1);
    for barra_int = 1 : barras_lateral
        if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_yd
            R_si(barra_int) = (Es/10)*def_arm_i(barra_int)*...
                area_aco_secundaria * 2;
        elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su
            R_si(barra_int) = (fyd/10)*...
                sign(def_arm_i(barra_int))*area_aco_secundaria*2;
        else R_si(barra_int) = 0;
        end
    end
break
end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA

```

```

% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
VERIFICACAO_0 = (sum(R_ci.*x_ci.'))+(sum(R_ci)*(e-...
h/2))+Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*x_si.'))+...
((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
end

%%
% CALCULO DE P E M PARA i-ÉSIMA DEFORMACAO E j-ÉSIMA POS LINHA NEUTRA
% Calculo de P pela equacao de equilibrio de forcas
P_1_dtdi = sum(R_ci) + Rs_arm_inf + Rs_arm_sup + sum(R_si);
% Calculo de P pela equacao de equilibrio de momentos
P_2_dtdi = -(sum(R_ci.*x_ci.')+(Rs_arm_inf*x_s_inf)+...
(Rs_arm_sup*x_s_sup)+sum(R_si.*x_si.'))/(e-h/2);
% Erro no valor de Pr devido as aproximacoes do modelo
erro_de_Ps_dtdi_dev_aprox = ((P_1_dtdi-P_2_dtdi)/P_1_dtdi)*100;

max_erro = abs(erro_de_Ps_dtdi_dev_aprox);
fprintf('O maior erro de Ps para o diagrama tensao-deformacao idealizado encontrado devido
aproximacoes %4.2f%%\n',max_erro);
%%

%% ***** CALCULO DE Ps VIA BLOCO DE TENSOES EQUIVALENTE (BTE) *****
linha_neutra = 0; % não mexer
VERIFICACAO_0 = -1; % não mexer
%%
% OBSERVAÇÃO IMPORTANTE: proximos "while" devem guardar o mesmo código
% dentro de suas linhas. É um processo de aproximacao da posicao da
% verificacao_0 para 0. A diferenca entre os processos esta nas 2
% primeiras linhas aonde é definida a taxa de variacao da linha_neutra
% e se varia pra mais ou pra menos. Os sinais deverao ir invertendo.

%% taxa de verificacao 1 = h
while VERIFICACAO_0 < 0
    linha_neutra = linha_neutra + h;

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO PELO BTE
    % tensao e resistencia do concreto
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        f_c = 0;
        R_c = 0;
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    elseif linha_neutra < h/lambda
        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    else f_c = alfa_c*fcd; % dominio 5
        R_c = (f_c/10)*h*b;
    end

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO

```

```

% armadura superior
% posicao
    x_s_sup = d_linha;
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
            x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
            x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
    else def_arm_sup = epsilon_c2*(x_s_sup-...
        linha_neutra)/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
    end
% resistencia
    if abs(def_arm_sup) <= epsilon_yd
        Rs_arm_sup = (Es/10)*def_arm_sup*...
            barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su
        Rs_arm_sup = (fyd/10)*sign(def_arm_sup)*...
            barras_sup*area_aco_principal;
    else Rs_arm_sup = 0;
    end

% armadura inferior
% posicao
    x_s_inf = h - d_linha;
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_inf = -epsilon_su;
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_inf = -epsilon_su;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
    else def_arm_inf = epsilon_c2*(linha_neutra-...
        x_s_inf)/(linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
    end
% resistencia
    if abs(def_arm_inf) <= epsilon_yd
        Rs_arm_inf = (Es/10)*def_arm_inf*...
            barras_inf*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su
        Rs_arm_inf = (fyd/10)*sign(def_arm_inf)*...
            barras_inf*area_aco_principal;
    else Rs_arm_inf = 0;
    end
% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
    while barras_lateral == 0
        R_si = 0;
        x_si = 0;
    break
end

```



```

% caso exista armadura intermediaria
while barras_lateral>0
% distancia entre barras
d_si = (h - 2*d_linha) / (barras_lateral+1);
% posicao
x_si = d_linha+d_si : d_si : h-(d_linha+d_si);
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < h % dominio 4
def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
def_fibra_comprimida./linha_neutra;
else def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
epsilon_c2./(linha_neutra-LN_rot); %dominio5
end
% resistencia
R_si = zeros(barras_lateral,1);
for barra_int = 1 : barras_lateral
if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_yd
R_si(barra_int) = (Es/10)*...
def_arm_i(barra_int)*...
area_aco_secundaria*2;
elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su
R_si(barra_int) = (fyd/10)*...
sign(def_arm_i(barra_int))*...
area_aco_secundaria*2;
else R_si(barra_int) = 0;
end
end
break
end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
% APAGAR LINHA disp('to fazendo 1')
if lambda*linha_neutra < h
VERIFICACAO_0 = (R_c*(lambda*linha_neutra/2))+(R_c*(e-h/2))+...
(Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*...
x_si.'))+((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
else VERIFICACAO_0 = (R_c*(h/2))+(R_c*(e-h/2))+(Rs_arm_sup*...
x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*x_si.'))+...
((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
end
end

%% taxa de verificacao 2 = 2e-1
while VERIFICACAO_0 > 0
linha_neutra = linha_neutra - h* 2e-1;

```

```

% CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO PELO BTE
% tensao e resistencia do concreto
  if linha_neutra < 0 % dominio 1
    f_c = 0;
    R_c = 0;
  elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    f_c = alfa_c*fcd;
    R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
  elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    f_c = alfa_c*fcd;
    R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
  elseif linha_neutra < h % dominio 4
    f_c = alfa_c*fcd;
    R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
  elseif linha_neutra < h/lambda
    f_c = alfa_c*fcd;
    R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
  else f_c = alfa_c*fcd; % dominio 5
    R_c = (f_c/10)*h*b;
  end

% CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
% armadura superior
% posicao
  x_s_sup = d_linha;
% deformacao
  if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
      x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
  elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
      x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
  elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
  elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
  else def_arm_sup = epsilon_c2*(x_s_sup-...
    linha_neutra)/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
  end
% resistencia
  if abs(def_arm_sup) <= epsilon_yd
    Rs_arm_sup = (Es/10)*def_arm_sup*...
      barras_sup*area_aco_principal;
  elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su
    Rs_arm_sup = (fyd/10)*sign(def_arm_sup)*...
      barras_sup*area_aco_principal;
  else Rs_arm_sup = 0;
  end

% armadura inferior
% posicao
  x_s_inf = h - d_linha;
% deformacao
  if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_inf = -epsilon_su;
  elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_inf = -epsilon_su;

```

```

elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
else def_arm_inf = epsilon_c2*(linha_neutra-...
    x_s_inf)/(linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
end
% resistencia
if abs(def_arm_inf) <= epsilon_yd
    Rs_arm_inf = (Es/10)*def_arm_inf*...
        barras_inf*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su
    Rs_arm_inf = (fyd/10)*sign(def_arm_inf)*...
        barras_inf*area_aco_principal;
else Rs_arm_inf = 0;
end
% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
while barras_lateral == 0
    R_si = 0;
    x_si = 0;
break
end

% caso exista armadura intermediaria
while barras_lateral>0
% distancia entre barras
    d_si = (h - 2*d_linha) / (barras_lateral+1);
% posicao
    x_si = d_linha+d_si : d_si : h-(d_linha+d_si);
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
            def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
            def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
            def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
            def_fibra_comprimida./linha_neutra;
    else def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        epsilon_c2./(linha_neutra-LN_rot); %dominio5
    end
% resistencia
R_si = zeros(barras_lateral,1);
for barra_int = 1 : barras_lateral
    if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_yd
        R_si(barra_int) = (Es/10)*...
            def_arm_i(barra_int)*...
            area_aco_secundaria*2;
    elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su
        R_si(barra_int) = (fyd/10)*...
            sign(def_arm_i(barra_int))*...
            area_aco_secundaria*2;
    else R_si(barra_int) = 0;
end
end

```

```

                                end
                                break
                                end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
% APAGAR LINHA disp('to fazendo 1')
if lambda*linha_neutra < h
VERIFICACAO_0 = (R_c*(lambda*linha_neutra/2))+(R_c*(e-h/2))+...
(Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*...
x_si.))+((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
else VERIFICACAO_0 = (R_c*(h/2))+(R_c*(e-h/2))+(Rs_arm_sup*...
x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*x_si.))+...
((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
end
end

end

%% taxa de verificacao 3
while VERIFICACAO_0 < 0
linha_neutra = linha_neutra + h*(e^(aprox_linha_neutra*1/6));

% CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO PELO BTE
% tensao e resistencia do concreto
if linha_neutra < 0 % dominio 1
f_c = 0;
Rc = 0;
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
f_c = alfa_c*fcd;
R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
f_c = alfa_c*fcd;
R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
elseif linha_neutra < h % dominio 4
f_c = alfa_c*fcd;
R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
elseif linha_neutra < h/lambda
f_c = alfa_c*fcd;
R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
else f_c = alfa_c*fcd; % dominio 5
R_c = (f_c/10)*h*b;
end

% CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
% armadura superior
% posicao
x_s_sup = d_linha;
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4

```

```

        def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
    else def_arm_sup = epsilon_c2*(x_s_sup-...
        linha_neutra)/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
    end
% resistencia
    if abs(def_arm_sup) <= epsilon_yd
        Rs_arm_sup = (Es/10)*def_arm_sup*...
            barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su
        Rs_arm_sup = (fyd/10)*sign(def_arm_sup)*...
            barras_sup*area_aco_principal;
    else Rs_arm_sup = 0;
    end

% armadura inferior
% posicao
    x_s_inf = h - d_linha;
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_inf = -epsilon_su;
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_inf = -epsilon_su;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
    else def_arm_inf = epsilon_c2*(linha_neutra-...
        x_s_inf)/(linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
    end
% resistencia
    if abs(def_arm_inf) <= epsilon_yd
        Rs_arm_inf = (Es/10)*def_arm_inf*...
            barras_inf*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su
        Rs_arm_inf = (fyd/10)*sign(def_arm_inf)*...
            barras_inf*area_aco_principal;
    else Rs_arm_inf = 0;
    end
% armadura intermediária
    % caso não exista armadura intermediaria
    while barras_lateral == 0
        R_si = 0;
        x_si = 0;
    break
    end

    % caso exista armadura intermediaria
    while barras_lateral>0
        % distancia entre barras
        d_si = (h - 2*d_linha) / (barras_lateral+1);
        % posicao
        x_si = d_linha+d_si : d_si : h-(d_linha+d_si);
        % deformacao
        if linha_neutra < 0 % dominio 1
            def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
                def_fibra_comprimida./linha_neutra;
        elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
            def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...

```

```

        def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        def_fibra_comprimida./linha_neutra;
else def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        epsilon_c2./(linha_neutra-LN_rot); %dominio5
end
% resistencia
R_si = zeros(barras_lateral,1);
for barra_int = 1 : barras_lateral
    if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_yd
        R_si(barra_int) = (Es/10)*...
            def_arm_i(barra_int)*...
            area_aco_secundaria*2;
    elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su
        R_si(barra_int) = (fyd/10)*...
            sign(def_arm_i(barra_int))*...
            area_aco_secundaria*2;
    else R_si(barra_int) = 0;
    end
end
break
end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
% APAGAR LINHA disp('to fazendo 1')
if lambda*linha_neutra < h
    VERIFICACAO_0 = (R_c*(lambda*linha_neutra/2))+(R_c*(e-h/2))+...
        (Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*...
            x_si.')).'+((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
else VERIFICACAO_0 = (R_c*(h/2))+(R_c*(e-h/2))+(Rs_arm_sup*...
        x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*x_si.')).'+...
        ((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
end
end

%% taxa de verificacao 4
while VERIFICACAO_0 > 0
    linha_neutra = linha_neutra - h*(e^(aprox_linha_neutra*2/6));

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO PELO BTE
    % tensao e resistencia do concreto
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        f_c = 0;
        R_c = 0;
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    elseif linha_neutra < h % dominio 4

```

```

        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    elseif linha_neutra < h/lambda
        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    else f_c = alfa_c*fcd; % dominio 5
        R_c = (f_c/10)*h*b;
    end

% CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
% armadura superior
% posicao
    x_s_sup = d_linha;
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
            x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
            x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
    else def_arm_sup = epsilon_c2*(x_s_sup-...
        linha_neutra)/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
    end
% resistencia
    if abs(def_arm_sup) <= epsilon_yd
        Rs_arm_sup = (Es/10)*def_arm_sup*...
            barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su
        Rs_arm_sup = (fyd/10)*sign(def_arm_sup)*...
            barras_sup*area_aco_principal;
    else Rs_arm_sup = 0;
    end

% armadura inferior
% posicao
    x_s_inf = h - d_linha;
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_inf = -epsilon_su;
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_inf = -epsilon_su;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
    else def_arm_inf = epsilon_c2*(linha_neutra-...
        x_s_inf)/(linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
    end
% resistencia
    if abs(def_arm_inf) <= epsilon_yd
        Rs_arm_inf = (Es/10)*def_arm_inf*...
            barras_inf*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su
        Rs_arm_inf = (fyd/10)*sign(def_arm_inf)*...

```

```

        barras_inf*area_aco_principal;
    else Rs_arm_inf = 0;
    end
% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
    while barras_lateral == 0
        R_si = 0;
        x_si = 0;
    break
    end

% caso exista armadura intermediaria
    while barras_lateral>0
% distancia entre barras
        d_si = (h - 2*d_linha) / (barras_lateral+1);
% posicao
        x_si = d_linha+d_si : d_si : h-(d_linha+d_si);
% deformacao
        if linha_neutra < 0 % dominio 1
            def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
                def_fibra_comprimida./linha_neutra;
        elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
            def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
                def_fibra_comprimida./linha_neutra;
        elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
            def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
                def_fibra_comprimida./linha_neutra;
        elseif linha_neutra < h % dominio 4
            def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
                def_fibra_comprimida./linha_neutra;
        else def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
            epsilon_c2./(linha_neutra-LN_rot); %dominio5
        end
% resistencia
        R_si = zeros(barras_lateral,1);
        for barra_int = 1 : barras_lateral
            if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_yd
                R_si(barra_int) = (Es/10)*...
                    def_arm_i(barra_int)*...
                    area_aco_secundaria*2;
            elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su
                R_si(barra_int) = (fyd/10)*...
                    sign(def_arm_i(barra_int))*...
                    area_aco_secundaria*2;
            else R_si(barra_int) = 0;
            end
        end
    break
    end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
% APAGAR LINHA disp('to fazendo 1')
if lambda*linha_neutra < h
    VERIFICACAO_0 = (R_c*(lambda*linha_neutra/2))+(R_c*(e-h/2))+...
        (Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*...
            x_si.')).'+((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));

```



```

else VERIFICACAO_0 = (R_c*(h/2))+(R_c*(e-h/2))+(Rs_arm_sup*...
x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*x_si.'))+...
((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
end
end

%% taxa de verificacao 5
while VERIFICACAO_0 < 0
linha_neutra = linha_neutra + h*(e^(aprox_linha_neutra*3/6));

% CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO PELO BTE
% tensao e resistencia do concreto
if linha_neutra < 0 % dominio 1
f_c = 0;
Rc = 0;
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
f_c = alfa_c*fcd;
R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
f_c = alfa_c*fcd;
R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
elseif linha_neutra < h % dominio 4
f_c = alfa_c*fcd;
R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
elseif linha_neutra < h/lambda
f_c = alfa_c*fcd;
R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
else f_c = alfa_c*fcd; % dominio 5
R_c = (f_c/10)*h*b;
end

% CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
% armadura superior
% posicao
x_s_sup = d_linha;
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4
def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
else def_arm_sup = epsilon_c2*(x_s_sup-...
linha_neutra)/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
end
% resistencia
if abs(def_arm_sup) <= epsilon_yd
Rs_arm_sup = (Es/10)*def_arm_sup*...
barras_sup*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su
Rs_arm_sup = (fyd/10)*sign(def_arm_sup)*...
barras_sup*area_aco_principal;

```

```

else Rs_arm_sup = 0;
end

% armadura inferior
% posicao
x_s_inf = h - d_linha;
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_inf = -epsilon_su;
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_inf = -epsilon_su;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_inf = epsilon_cu - (epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_inf = epsilon_cu - (epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
else def_arm_inf = epsilon_c2*(linha_neutra-...
    x_s_inf)/(linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
end
% resistencia
if abs(def_arm_inf) <= epsilon_yd
    Rs_arm_inf = (Es/10)*def_arm_inf*...
        barras_inf*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su
    Rs_arm_inf = (fyd/10)*sign(def_arm_inf)*...
        barras_inf*area_aco_principal;
else Rs_arm_inf = 0;
end
% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
while barras_lateral == 0
    R_si = 0;
    x_si = 0;
break
end

% caso exista armadura intermediaria
while barras_lateral>0
% distancia entre barras
d_si = (h - 2*d_linha) / (barras_lateral+1);
% posicao
x_si = d_linha+d_si : d_si : h-(d_linha+d_si);
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        def_fibra_comprimida./linha_neutra;
else def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        epsilon_c2./(linha_neutra-LN_rot); %dominio5
end
% resistencia

```

```

R_si = zeros(barras_lateral,1);
for barra_int = 1 : barras_lateral
    if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_yd
        R_si(barra_int) = (Es/10)*...
            def_arm_i(barra_int)*...
            area_aco_secundaria*2;
    elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su
        R_si(barra_int) = (fyd/10)*...
            sign(def_arm_i(barra_int))*...
            area_aco_secundaria*2;
    else R_si(barra_int) = 0;
    end
end
break
end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
% APAGAR LINHA disp('to fazendo 1')
if lambda*linha_neutra < h
    VERIFICACAO_0 = (R_c*(lambda*linha_neutra/2))+(R_c*(e-h/2))+...
        (Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*...
            x_si.'))+((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
else VERIFICACAO_0 = (R_c*(h/2))+(R_c*(e-h/2))+(Rs_arm_sup*...
    x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*x_si.'))+...
    ((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
end
end

%% taxa de verificacao 6
while VERIFICACAO_0 > 0
    linha_neutra = linha_neutra - h*(e^(aprox_linha_neutra*4/6));

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO PELO BTE
    % tensao e resistencia do concreto
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        f_c = 0;
        R_c = 0;
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    elseif linha_neutra < h/lambda
        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    else f_c = alfa_c*fcd; % dominio 5
        R_c = (f_c/10)*h*b;
    end

    % CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
    % armadura superior

```

```

% posicao
    x_s_sup = d_linha;
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
            x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
            x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
    else def_arm_sup = epsilon_c2*(x_s_sup-...
        linha_neutra)/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
    end
% resistencia
    if abs(def_arm_sup) <= epsilon_yd
        Rs_arm_sup = (Es/10)*def_arm_sup*...
            barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su
        Rs_arm_sup = (fyd/10)*sign(def_arm_sup)*...
            barras_sup*area_aco_principal;
    else Rs_arm_sup = 0;
    end

% armadura inferior
% posicao
    x_s_inf = h - d_linha;
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_inf = -epsilon_su;
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_inf = -epsilon_su;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
    else def_arm_inf = epsilon_c2*(linha_neutra-...
        x_s_inf)/(linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
    end
% resistencia
    if abs(def_arm_inf) <= epsilon_yd
        Rs_arm_inf = (Es/10)*def_arm_inf*...
            barras_inf*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su
        Rs_arm_inf = (fyd/10)*sign(def_arm_inf)*...
            barras_inf*area_aco_principal;
    else Rs_arm_inf = 0;
    end
% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
    while barras_lateral == 0
        R_si = 0;
        x_si = 0;
    break
end

```

```

% caso exista armadura intermediaria
while barras_lateral>0
% distancia entre barras
d_si = (h - 2*d_linha) / (barras_lateral+1);
% posicao
x_si = d_linha+d_si : d_si : h-(d_linha+d_si);
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < h % dominio 4
def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
def_fibra_comprimida./linha_neutra;
else def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
epsilon_c2./(linha_neutra-LN_rot); %dominio5
end
% resistencia
R_si = zeros(barras_lateral,1);
for barra_int = 1 : barras_lateral
if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_yd
R_si(barra_int) = (Es/10)*...
def_arm_i(barra_int)*...
area_aco_secundaria*2;
elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su
R_si(barra_int) = (fyd/10)*...
sign(def_arm_i(barra_int))*...
area_aco_secundaria*2;
else R_si(barra_int) = 0;
end
end
break
end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
% APAGAR LINHA disp('to fazendo 1')
if lambda*linha_neutra < h
VERIFICACAO_0 = (R_c*(lambda*linha_neutra/2))+(R_c*(e-h/2))+...
(Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*...
x_si.'))+((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
else VERIFICACAO_0 = (R_c*(h/2))+(R_c*(e-h/2))+(Rs_arm_sup*...
x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*x_si.'))+...
((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
end
end

%% taxa de verificacao 7
while VERIFICACAO_0 < 0
linha_neutra = linha_neutra + h*(e^(aprox_linha_neutra*5/6));

```

```

% CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO PELO BTE
% tensao e resistencia do concreto
  if linha_neutra < 0 % dominio 1
    f_c = 0;
    R_c = 0;
  elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    f_c = alfa_c*fcd;
    R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
  elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    f_c = alfa_c*fcd;
    R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
  elseif linha_neutra < h % dominio 4
    f_c = alfa_c*fcd;
    R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
  elseif linha_neutra < h/lambda
    f_c = alfa_c*fcd;
    R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
  else f_c = alfa_c*fcd; % dominio 5
    R_c = (f_c/10)*h*b;
  end

% CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
% armadura superior
% posicao
  x_s_sup = d_linha;
% deformacao
  if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
      x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
  elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
      x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
  elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
  elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
  else def_arm_sup = epsilon_c2*(x_s_sup-...
    linha_neutra)/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
  end
% resistencia
  if abs(def_arm_sup) <= epsilon_yd
    Rs_arm_sup = (Es/10)*def_arm_sup*...
      barras_sup*area_aco_principal;
  elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su
    Rs_arm_sup = (fyd/10)*sign(def_arm_sup)*...
      barras_sup*area_aco_principal;
  else Rs_arm_sup = 0;
  end

% armadura inferior
% posicao
  x_s_inf = h - d_linha;
% deformacao
  if linha_neutra < 0 % dominio 1
    def_arm_inf = -epsilon_su;
  elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
    def_arm_inf = -epsilon_su;
  elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3

```

```

        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
else def_arm_inf = epsilon_c2*(linha_neutra-...
        x_s_inf)/(linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
end
% resistencia
if abs(def_arm_inf) <= epsilon_yd
        Rs_arm_inf = (Es/10)*def_arm_inf*...
        barras_inf*area_aco_principal;
elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su
        Rs_arm_inf = (fyd/10)*sign(def_arm_inf)*...
        barras_inf*area_aco_principal;
else Rs_arm_inf = 0;
end
% armadura intermediária
% caso não exista armadura intermediaria
while barras_lateral == 0
        R_si = 0;
        x_si = 0;
break
end

% caso exista armadura intermediaria
while barras_lateral>0
% distancia entre barras
        d_si = (h - 2*d_linha) / (barras_lateral+1);
% posicao
        x_si = d_linha+d_si : d_si : h-(d_linha+d_si);
% deformacao
if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        def_fibra_comprimida./linha_neutra;
else def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        epsilon_c2./(linha_neutra-LN_rot); %dominio5
end
% resistencia
R_si = zeros(barras_lateral,1);
for barra_int = 1 : barras_lateral
if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_yd
        R_si(barra_int) = (Es/10)*...
        def_arm_i(barra_int)*...
        area_aco_secundaria*2;
elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su
        R_si(barra_int) = (fyd/10)*...
        sign(def_arm_i(barra_int))*...
        area_aco_secundaria*2;
else R_si(barra_int) = 0;
end
end
end

```

```

        break
    end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
    % APAGAR LINHA disp('to fazendo 1')
    if lambda*linha_neutra < h
        VERIFICACAO_0 = (R_c*(lambda*linha_neutra/2))+(R_c*(e-h/2))+...
            (Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*...
                x_si.'))+((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
    else VERIFICACAO_0 = (R_c*(h/2))+(R_c*(e-h/2))+(Rs_arm_sup*...
        x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*x_si.'))+...
            ((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
    end
end

end

%% taxa de verificacao 8
while VERIFICACAO_0 > 0
    linha_neutra = linha_neutra - h*(e^(aprox_linha_neutra*6/6));

% CALCULO DA RESISTENCIA DO CONCRETO PELO BTE
% tensao e resistencia do concreto
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        f_c = 0;
        R_c = 0;
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    elseif linha_neutra < h/lambda
        f_c = alfa_c*fcd;
        R_c = (f_c/10)*(lambda*linha_neutra)*b;
    else f_c = alfa_c*fcd; % dominio 5
        R_c = (f_c/10)*h*b;
    end

% CALCULO DA RESISTENCIA DO ACO
% armadura superior
% posicao
    x_s_sup = d_linha;
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
            x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_sup = epsilon_su*(linha_neutra-...
            x_s_sup)/(h-d_linha-linha_neutra);
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
    elseif linha_neutra < h % dominio 4

```



```

        def_arm_sup = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_sup/linha_neutra);
    else def_arm_sup = epsilon_c2*(x_s_sup-...
        linha_neutra)/(LN_rot-linha_neutra); % dominio 5
    end
% resistencia
    if abs(def_arm_sup) <= epsilon_yd
        Rs_arm_sup = (Es/10)*def_arm_sup*...
            barras_sup*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_sup) <= epsilon_su
        Rs_arm_sup = (fyd/10)*sign(def_arm_sup)*...
            barras_sup*area_aco_principal;
    else Rs_arm_sup = 0;
    end

% armadura inferior
% posicao
    x_s_inf = h - d_linha;
% deformacao
    if linha_neutra < 0 % dominio 1
        def_arm_inf = -epsilon_su;
    elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
        def_arm_inf = -epsilon_su;
    elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
    elseif linha_neutra < h % dominio 4
        def_arm_inf = epsilon_cu-(epsilon_cu*x_s_inf/linha_neutra);
    else def_arm_inf = epsilon_c2*(linha_neutra-...
        x_s_inf)/(linha_neutra-LN_rot); % dominio 5
    end
% resistencia
    if abs(def_arm_inf) <= epsilon_yd
        Rs_arm_inf = (Es/10)*def_arm_inf*...
            barras_inf*area_aco_principal;
    elseif abs(def_arm_inf) <= epsilon_su
        Rs_arm_inf = (fyd/10)*sign(def_arm_inf)*...
            barras_inf*area_aco_principal;
    else Rs_arm_inf = 0;
    end
% armadura intermediária
    % caso não exista armadura intermediaria
    while barras_lateral == 0
        R_si = 0;
        x_si = 0;
        break
    end

    % caso exista armadura intermediaria
    while barras_lateral>0
        % distancia entre barras
        d_si = (h - 2*d_linha) / (barras_lateral+1);
        % posicao
        x_si = d_linha+d_si : d_si : h-(d_linha+d_si);
        % deformacao
        if linha_neutra < 0 % dominio 1
            def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
                def_fibra_comprimida./linha_neutra;
        elseif linha_neutra < LN_lim_2_3 % dominio 2
            def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...

```

```

        def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < LN_lim_3_4 % dominio 3
    def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        def_fibra_comprimida./linha_neutra;
elseif linha_neutra < h % dominio 4
    def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        def_fibra_comprimida./linha_neutra;
else def_arm_i = (linha_neutra-x_si).*...
        epsilon_c2./(linha_neutra-LN_rot); %dominio5
end
% resistencia
R_si = zeros(barras_lateral,1);
for barra_int = 1 : barras_lateral
    if abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_yd
        R_si(barra_int) = (Es/10)*...
            def_arm_i(barra_int)*...
            area_aco_secundaria*2;
    elseif abs(def_arm_i(barra_int)) <= epsilon_su
        R_si(barra_int) = (fyd/10)*...
            sign(def_arm_i(barra_int))*...
            area_aco_secundaria*2;
    else R_si(barra_int) = 0;
    end
end
break
end

% VERIFICACAO SE A POSICAO DA LINHA NEUTRA ARBITRADA ESTA CORRETA
% ESTA EQUACAO DEVE SER IGUAL A ZERO PARA QUE A POSICAO DA LINHA
% NEUTRA TENHA SIDO ARBITRADA CORRETAMENTE
% APAGAR LINHA disp('to fazendo 1')
if lambda*linha_neutra < h
    VERIFICACAO_0 = (R_c*(lambda*linha_neutra/2))+(R_c*(e-h/2))+...
        (Rs_arm_sup*x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*...
            x_si.')).'+((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
else VERIFICACAO_0 = (R_c*(h/2))+(R_c*(e-h/2))+(Rs_arm_sup*...
        x_s_sup+Rs_arm_inf*x_s_inf+sum(R_si.*x_si.')).'+...
        ((Rs_arm_sup+Rs_arm_inf+sum(R_si))*(e-h/2));
end
end

%%
% CALCULO DE P E M PARA i-ÉSIMA DEFORMACAO E j-ÉSIMA POS LINHA NEUTRA
% Calculo de P pela equacao de equilibrio de forcas
P_1_bte = R_c + Rs_arm_inf + Rs_arm_sup + sum(R_si);
% Calculo de P pela equacao de equilibrio de momentos
if lambda*linha_neutra < h
    P_2_bte = -((R_c*(lambda*linha_neutra/2))+(Rs_arm_inf*x_s_inf)+...
        (Rs_arm_sup*x_s_sup)+sum(R_si.*x_si.'))./(e-h/2);
else P_2_bte = -((R_c*(h/2))+(Rs_arm_inf*x_s_inf)+(Rs_arm_sup*x_s_sup)+...
        sum(R_si.*x_si.'))./(e - h/2);
end

% Erro no valor de Pr devido as aproximacoes do modelo
erro_de_Ps_bte_dev_aprox = ((P_1_bte-P_2_bte)/P_1_bte)*100;

max_erro = abs(erro_de_Ps_bte_dev_aprox);
fprintf('O maior erro de Ps para o bloco de tensões equivalentes encontrado devido
aproximacoes é %4.2f%%\n',max_erro);
save(pilar)

```

B.5 PARTE D

```

rng ('default');
%% NUMERO DE CICLOS - SIMULACOES DE MONTE CARLO
n_ciclos = 100000;

%% RAZAO ENTRE CARGAS DE 0,25
razao = 0.25;
% ESTATISTICAS DA CARGA PERMANENTE
% distribuicao normal
m_CP_dtdi = Ps_dtdi/((1.4/1.05) + 1.4/razao);
m_CP_bte = Ps_bte/((1.4/1.05) + 1.4/razao);
cv_CP = 0.10;
rng(10);
CP_dtdi_025 = normrnd(m_CP_dtdi, cv_CP*m_CP_dtdi, 1, n_ciclos).';
CP_bte_025 = normrnd(m_CP_bte, cv_CP*m_CP_bte, 1, n_ciclos).';

% ESTATISTICAS DA SOBRECARGA
% distribuicao de valores extremos tipo I (Gumbel)
m_SC_dtdi = m_CP_dtdi/razao;
m_SC_bte = m_CP_bte/razao;
cv_SC = 0.25;
dp_SC_dtdi = cv_SC * m_SC_dtdi;
dp_SC_bte = cv_SC * m_SC_bte;
% Parametros de Gumbel
Eul_Mas = 0.577215664901532860606; % Constante de Euler-Mascheroni
alfa_SC_Gumbel_dtdi = (1/dp_SC_dtdi) * (pi / sqrt(6)); %parametro alfa
u_SC_Gumbel_dtdi = m_SC_dtdi - Eul_Mas/dp_SC_dtdi; % parametro u
alfa_SC_Gumbel_bte = (1/dp_SC_bte) * (pi / sqrt(6));
u_SC_Gumbel_bte = m_SC_bte - Eul_Mas/dp_SC_bte;
rng(11);
SC_dtdi_025 = (u_SC_Gumbel_dtdi-(1/alfa_SC_Gumbel_dtdi)*...
log(-log(rand(1,n_ciclos)))).';
SC_bte_025 = (u_SC_Gumbel_bte-(1/alfa_SC_Gumbel_bte)*log(-log(rand(1,n_ciclos)))).';

%% RAZAO ENTRE CARGAS DE 0,5
razao = 0.5;
% ESTATISTICAS DA CARGA PERMANENTE
% distribuicao normal
m_CP_dtdi = Ps_dtdi/((1.4/1.05) + 1.4/razao);
m_CP_bte = Ps_bte/((1.4/1.05) + 1.4/razao);
cv_CP = 0.10;
rng(10);
CP_dtdi_05 = normrnd(m_CP_dtdi, cv_CP*m_CP_dtdi, 1, n_ciclos).';
CP_bte_05 = normrnd(m_CP_bte, cv_CP*m_CP_bte, 1, n_ciclos).';

% ESTATISTICAS DA SOBRECARGA
% distribuicao de valores extremos tipo I (Gumbel)
m_SC_dtdi = m_CP_dtdi/razao;
m_SC_bte = m_CP_bte/razao;
cv_SC = 0.25;
dp_SC_dtdi = cv_SC * m_SC_dtdi;
dp_SC_bte = cv_SC * m_SC_bte;
% Parametros de Gumbel
Eul_Mas = 0.577215664901532860606; % Constante de Euler-Mascheroni
alfa_SC_Gumbel_dtdi = (1/dp_SC_dtdi) * (pi / sqrt(6)); %parametro alfa
u_SC_Gumbel_dtdi = m_SC_dtdi - Eul_Mas/dp_SC_dtdi; % parametro u
alfa_SC_Gumbel_bte = (1/dp_SC_bte) * (pi / sqrt(6));
u_SC_Gumbel_bte = m_SC_bte - Eul_Mas/dp_SC_bte;
rng(11);
SC_dtdi_05 = (u_SC_Gumbel_dtdi - (1/alfa_SC_Gumbel_dtdi)*...
log(-log(rand(1,n_ciclos)))).';
SC_bte_05 = (u_SC_Gumbel_bte-(1/alfa_SC_Gumbel_bte)*log(-log(rand(1,n_ciclos)))).';

```

```

%% RAZAO ENTRE CARGAS DE 1,0
razao = 1.0; %razao entre Peso_Proprio e Sobrecarga
% ESTATISTICAS DA CARGA PERMANENTE
% distribuicao normal
m_CP_dtdi = Ps_dtdi/((1.4/1.05) + 1.4/razao);
m_CP_bte = Ps_bte/((1.4/1.05) + 1.4/razao);
cv_CP = 0.10;
rng(10);
CP_dtdi_1 = normrnd(m_CP_dtdi, cv_CP*m_CP_dtdi, 1, n_ciclos).';
CP_bte_1 = normrnd(m_CP_bte, cv_CP*m_CP_bte, 1, n_ciclos).';

% ESTATISTICAS DA SOBRECARGA
% distribuicao de valores extremos tipo I (Gumbel)
m_SC_dtdi = m_CP_dtdi/razao;
m_SC_bte = m_CP_bte/razao;
cv_SC = 0.25;
dp_SC_dtdi = cv_SC * m_SC_dtdi;
dp_SC_bte = cv_SC * m_SC_bte;
% Parametros de Gumbel
Eul_Mas = 0.577215664901532860606; % Constante de Euler-Mascheroni
alfa_SC_Gumbel_dtdi = (1/dp_SC_dtdi) * (pi / sqrt(6)); %parametro alfa
u_SC_Gumbel_dtdi = m_SC_dtdi - Eul_Mas/dp_SC_dtdi; % parametro u
alfa_SC_Gumbel_bte = (1/dp_SC_bte) * (pi / sqrt(6));
u_SC_Gumbel_bte = m_SC_bte - Eul_Mas/dp_SC_bte;
rng(11);
SC_dtdi_1 = (u_SC_Gumbel_dtdi-(1/alfa_SC_Gumbel_dtdi)*log(-log(rand(1,n_ciclos)))).';
SC_bte_1 = (u_SC_Gumbel_bte-(1/alfa_SC_Gumbel_bte)*log(-log(rand(1,n_ciclos)))).';

%% RAZAO ENTRE CARGAS DE 2,0
razao = 2.0;
% ESTATISTICAS DA CARGA PERMANENTE
% distribuicao normal
m_CP_dtdi = Ps_dtdi/((1.4/1.05) + 1.4/razao);
m_CP_bte = Ps_bte/((1.4/1.05) + 1.4/razao);
cv_CP = 0.10;
rng(10);
CP_dtdi_2 = normrnd(m_CP_dtdi, cv_CP*m_CP_dtdi, 1, n_ciclos).';
CP_bte_2 = normrnd(m_CP_bte, cv_CP*m_CP_bte, 1, n_ciclos).';

% ESTATISTICAS DA SOBRECARGA
% distribuicao de valores extremos tipo I (Gumbel)
m_SC_dtdi = m_CP_dtdi/razao;
m_SC_bte = m_CP_bte/razao;
cv_SC = 0.25;
dp_SC_dtdi = cv_SC * m_SC_dtdi;
dp_SC_bte = cv_SC * m_SC_bte;
% Parametros de Gumbel
Eul_Mas = 0.577215664901532860606; % Constante de Euler-Mascheroni
alfa_SC_Gumbel_dtdi = (1/dp_SC_dtdi) * (pi / sqrt(6)); %parametro alfa
u_SC_Gumbel_dtdi = m_SC_dtdi - Eul_Mas/dp_SC_dtdi; % parametro u
alfa_SC_Gumbel_bte = (1/dp_SC_bte) * (pi / sqrt(6));
u_SC_Gumbel_bte = m_SC_bte - Eul_Mas/dp_SC_bte;
rng(11);
SC_dtdi_2 = (u_SC_Gumbel_dtdi-(1/alfa_SC_Gumbel_dtdi)*log(-log(rand(1,n_ciclos)))).';
SC_bte_2 = (u_SC_Gumbel_bte-(1/alfa_SC_Gumbel_bte)*log(-log(rand(1,n_ciclos)))).';

%% RAZAO ENTRE CARGAS DE 4,0
razao = 4;
% ESTATISTICAS DA CARGA PERMANENTE
% distribuicao normal
m_CP_dtdi = Ps_dtdi/((1.4/1.05) + 1.4/razao);
m_CP_bte = Ps_bte/((1.4/1.05) + 1.4/razao);
cv_CP = 0.10;
rng(10);

```

```

CP_dtdi_4 = normrnd(m_CP_dtdi, cv_CP*m_CP_dtdi, 1, n_ciclos).';
CP_bte_4 = normrnd(m_CP_bte, cv_CP*m_CP_bte, 1, n_ciclos).';

% ESTATISTICAS DA SOBRECARGA
% distribuicao de valores extremos tipo I (Gumbel)
m_SC_dtdi = m_CP_dtdi/razao;
m_SC_bte = m_CP_bte/razao;
cv_SC = 0.25;
dp_SC_dtdi = cv_SC * m_SC_dtdi;
dp_SC_bte = cv_SC * m_SC_bte;
% Parametros de Gumbel
Eul_Mas = 0.577215664901532860606; % Constante de Euler-Mascheroni
alfa_SC_Gumbel_dtdi = (1/dp_SC_dtdi) * (pi / sqrt(6)); %parametro alfa
u_SC_Gumbel_dtdi = m_SC_dtdi - Eul_Mas/dp_SC_dtdi; % parametro u
alfa_SC_Gumbel_bte = (1/dp_SC_bte) * (pi / sqrt(6));
u_SC_Gumbel_bte = m_SC_bte - Eul_Mas/dp_SC_bte;
rng(11);
SC_dtdi_4 = (u_SC_Gumbel_dtdi-(1/alfa_SC_Gumbel_dtdi)*log(-log(rand(1,n_ciclos))))).';
SC_bte_4 = (u_SC_Gumbel_bte-(1/alfa_SC_Gumbel_bte)*log(-log(rand(1,n_ciclos))))).';

```

B.6 PARTE E

```

workspace_resistencia = input('Nome do arquivo da resistencia: ', 's');
workspace_solicitacao = input('Nome do arquivo da solicitacao: ', 's');
excel = 'PROBABILIDADE_FALHA.xlsx';
%%
load(workspace_resistencia, 'vetor_Pr_com_erro_modelo')
load(workspace_resistencia, 'n_ciclos')
Pr = vetor_Pr_com_erro_modelo;

load(workspace_solicitacao, 'P_1_dtdi')
load(workspace_solicitacao, 'P_1_bte')
load(workspace_solicitacao, 'e_sobre_h')
Ps_dtdi = P_1_dtdi;
Ps_bte = P_1_bte;
run('D_estatisticas_solicitacoes_REV_2.m')

%% RAZAO ENTRE CARGAS DE 0,25
% MARGEM DE SEGURANCA
margem_seguranca_dtdi_025 = sqrt((Pr.^2)+((Pr.*e_sobre_h).^2))-...
    sqrt((CP_dtdi_025+SC_dtdi_025).^2+((CP_dtdi_025+...
    SC_dtdi_025).*e_sobre_h).^2);
margem_seguranca_bte_025 = sqrt((Pr.^2)+((Pr.*e_sobre_h).^2))-...
    sqrt((CP_bte_025+SC_bte_025).^2+((CP_bte_025+...
    SC_bte_025).*e_sobre_h).^2);
% PROBABILIDADE DE FALHA
Pf_dtdi_025 = sum(margem_seguranca_dtdi_025<0)./n_ciclos;
Pf_bte_025 = sum(margem_seguranca_bte_025<0)./n_ciclos;
% INDICE DE CONFIABILIDADE
beta_dtdi_025 = -norminv(Pf_dtdi_025);
beta_bte_025 = -norminv(Pf_bte_025);

%% RAZAO ENTRE CARGAS DE 0,5
% MARGEM DE SEGURANCA
margem_seguranca_dtdi_05 = sqrt((Pr.^2)+((Pr.*e_sobre_h).^2))-...
    sqrt((CP_dtdi_05+SC_dtdi_05).^2+((CP_dtdi_05+SC_dtdi_05).*e_sobre_h).^2);
margem_seguranca_bte_05 = sqrt((Pr.^2)+((Pr.*e_sobre_h).^2))-...
    sqrt((CP_bte_05+SC_bte_05).^2+((CP_bte_05+SC_bte_05).*e_sobre_h).^2);
% PROBABILIDADE DE FALHA
Pf_dtdi_05 = sum(margem_seguranca_dtdi_05<0)./n_ciclos;
Pf_bte_05 = sum(margem_seguranca_bte_05<0)./n_ciclos;
% INDICE DE CONFIABILIDADE
beta_dtdi_05 = -norminv(Pf_dtdi_05);
beta_bte_05 = -norminv(Pf_bte_05);

%% RAZAO ENTRE CARGAS DE 1,0
% MARGEM DE SEGURANCA
margem_seguranca_dtdi_1 = sqrt((Pr.^2)+((Pr.*e_sobre_h).^2))-...
    sqrt((CP_dtdi_1+SC_dtdi_1).^2+((CP_dtdi_1+SC_dtdi_1).*e_sobre_h).^2);
margem_seguranca_bte_1 = sqrt((Pr.^2)+((Pr.*e_sobre_h).^2))-...
    sqrt((CP_bte_1+SC_bte_1).^2+((CP_bte_1+SC_bte_1).*e_sobre_h).^2);
% PROBABILIDADE DE FALHA
Pf_dtdi_1 = sum(margem_seguranca_dtdi_1<0)./n_ciclos;
Pf_bte_1 = sum(margem_seguranca_bte_1<0)./n_ciclos;
% INDICE DE CONFIABILIDADE
beta_dtdi_1 = -norminv(Pf_dtdi_1);

```

```

beta_bte_1 = -norminv(Pf_bte_1);

%% RAZAO ENTRE CARGAS DE 2,0
% MARGEM DE SEGURANCA
margem_seguranca_dtdi_2 = sqrt((Pr.^2)+((Pr.*e_sobre_h).^2))-...
    sqrt((CP_dtdi_2+SC_dtdi_2).^2+((CP_dtdi_2+SC_dtdi_2).*e_sobre_h).^2);
margem_seguranca_bte_2 = sqrt((Pr.^2)+((Pr.*e_sobre_h).^2))-...
    sqrt((CP_bte_2+SC_bte_2).^2+((CP_bte_2+SC_bte_2).*e_sobre_h).^2);
% PROBABILIDADE DE FALHA
Pf_dtdi_2 = sum(margem_seguranca_dtdi_2<0)./n_ciclos;
Pf_bte_2 = sum(margem_seguranca_bte_2<0)./n_ciclos;
% INDICE DE CONFIABILIDADE
beta_dtdi_2 = -norminv(Pf_dtdi_2);
beta_bte_2 = -norminv(Pf_bte_2);

%% RAZAO ENTRE CARGAS DE 4,0
% MARGEM DE SEGURANCA
margem_seguranca_dtdi_4 = sqrt((Pr.^2)+((Pr.*e_sobre_h).^2))-...
    sqrt((CP_dtdi_4+SC_dtdi_4).^2+((CP_dtdi_4+SC_dtdi_4).*e_sobre_h).^2);
margem_seguranca_bte_4 = sqrt((Pr.^2)+((Pr.*e_sobre_h).^2))-...
    sqrt((CP_bte_4+SC_bte_4).^2+((CP_bte_4+SC_bte_4).*e_sobre_h).^2);
% PROBABILIDADE DE FALHA
Pf_dtdi_4 = sum(margem_seguranca_dtdi_4<0)./n_ciclos;
Pf_bte_4 = sum(margem_seguranca_bte_4<0)./n_ciclos;
% INDICE DE CONFIABILIDADE
beta_dtdi_4 = -norminv(Pf_dtdi_4);
beta_bte_4 = -norminv(Pf_bte_4);

%% SALVANDO DADOS NO EXCEL
xlswrite(excel,Pf_dtdi_025,1,'A2');
xlswrite(excel,Pf_bte_025,1,'A3');

xlswrite(excel,Pf_dtdi_05,1,'B2');
xlswrite(excel,Pf_bte_05,1,'B3');

xlswrite(excel,Pf_dtdi_1,1,'C2');
xlswrite(excel,Pf_bte_1,1,'C3');

xlswrite(excel,Pf_dtdi_2,1,'D2');
xlswrite(excel,Pf_bte_2,1,'D3');

xlswrite(excel,Pf_dtdi_4,1,'E2');
xlswrite(excel,Pf_bte_4,1,'E3');
disp('gerado o arquivo excel com as prob. de falha');

```