

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

Billy Lukusa Badimuena

**Avaliação da Confiabilidade de Estruturas Existentes:
Influência da Resistência à Compressão do Concreto**

2017

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

**“AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS EXISTENTES:
INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO”**

Billy Lukusa Badimuena

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:

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

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

Prof. Dr. Sebastião Salvador Real Pereira
DEES - Escola de Engenharia - UFMG

Belo Horizonte, 13 de julho de 2017

B136a

Badimuena, Billy Lukusa.

Avaliação da confiabilidade de estruturas existentes [manuscrito] :
influência da resistência à compressão do concreto / Billy Lukusa
Badimuena. - 2017.

xxvi, 220 f., enc.: il.

Orientadora: Sofia Maria Carrato Diniz.

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

Bibliografia: f. 215-220.

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

CDU: 624(043)

*Aos meus filhos, VINÍCIUS KABENGELE
MOREIRA LUKUSA e VICTOR KALALA
MOREIRA LUKUSA, os maiores responsáveis
pela minha motivação para o sucesso.*

“Tshi djibudjibu tumpu tumpu, mianda ya kala ki nya lelu”

Proverbio **Luba**: *“a matéria está em constante transformação; a vida em constante evolução. ”*

AGRADECIMENTOS

A meu Deus pela vida e as oportunidades que tem me proporcionado.

À Professora Doutora Sofia Maria Carrato Diniz, pela orientação cordial e todas as ferramentas disponibilizadas para que eu conseguisse desenvolver a minha pesquisa sem carência de ordem material.

À minha amada, Viviane Moreira Francisco, principalmente pelos lindos filhos, presentes de Deus e pela compreensão e disponibilidade incondicionais que tem demonstrado em todas as oportunidades que precisei.

Aos lindos filhos, pela compreensão nos momentos em que tive que me ausentar e privá-los da presença paterna em decorrência das exigências no desenvolvimento desta dissertação.

À sua Excelência o Senhor Ministro Congolês do Ensino Superior e Universitário, Steve Mbikayi Mabuluki, pelo exemplo que representa na minha vida.

À UFMG pela formação pertinente e de qualidade adquirida tanto na graduação em Engenharia Civil como no mestrado em Engenharia de Estruturas.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estrutura pelos ensinamentos e convivência.

Aos amigos: Engenheiro Cedric Konde Kobo, Yaovi Mathias Todjro, Herbert Sagbo pelos incentivos para que eu continuasse estudando ao nível de mestrado.

Aos amigos do PROPEES, Rafael Aredes Couto e Raphael Nonato Cabana Vieira, por tudo que compartilhamos no tempo que estivemos juntos ao longo do curso de mestrado.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Ensino Superior (CAPES), pelo apoio financeiro.

Ao Brasil por ter me acolhido e por tudo que consegui conquistar no seu território.

RESUMO

Em sociedades desenvolvidas, uma parte importante de estruturas existentes já ultrapassou a vida útil de projeto. Por lógica, estas estruturas devem ser avaliadas para determinar suas condições atuais de segurança. Nos últimos anos, na América do Norte, recursos gastos no reparo e na readequação de estruturas existentes foram maiores do que aqueles investidos na construção das novas. A avaliação de estruturas existentes com vistas à sua adequação ao uso proposto, reabilitação ou mesmo demolição é um processo desafiador e de maior relevância na atualidade. As normas técnicas para novas estruturas lidam com incertezas associadas ao projeto e à construção. Por outro lado, muito do que era inicialmente incerto, deixa de sê-lo depois de a obra concluída. Uma diferença conceitual e filosófica entre o projeto de novas estruturas e a avaliação das existentes é indispensável para delimitar as duas atividades. Destarte, há documentos normativos sendo desenvolvidos com exclusividade para a avaliação de estruturas existentes. Entre as contribuições relevantes destes documentos, encontram-se prescrições relativas aos métodos e procedimentos de avaliação assim como técnicas de projetos de intervenções. Um dos desafios para a elaboração do *fib* MC 2020 (CEB-FIP) é a incorporação de disposições relativas à avaliação de estruturas existentes. Entretanto, no Brasil, a problemática de avaliação, reabilitação e reparos de estruturas existentes ainda não é vista sob a perspectiva da exclusividade. Normas de projeto de novas estruturas são usualmente utilizadas para a avaliação de estruturas existentes. Dado o caráter aleatório na determinação das grandezas essenciais (dimensões das peças, resistência “*in loco*”, prumo etc.) das estruturas existentes, suas recomendações normativas devem ser elaboradas no mínimo consistentes com os métodos semi-probabilísticos (LRFD). Uma questão importante é a definição do índice de confiabilidade alvo a ser utilizado na calibração. Esta dissertação apresenta uma discussão sobre a avaliação da segurança de estruturas existentes sob a ótica da prática do exercício de avaliação; a calibração de normas técnicas, em especial, a definição do objetivo a ser atingido. Por fim, índices de confiabilidade associados a estruturas existentes foram avaliados por meio de pilares curtos sob compressão centrada. Foi possível determinar a influência da resistência à compressão *in loco* nos níveis de confiabilidade obtidos destacando-se o impacto de sua variabilidade na confiabilidade.

Palavras-Chave: *Estruturas existentes, Concreto Armado, Resistência à Compressão, Confiabilidade, Normas Técnicas.*

ABSTRACT

In developed societies, a significant proportion of existing structures have already exceeded the project lifetime. Logically, these structures should be evaluated to determine their current security conditions. In recent years, in North America, resources spent on repairing and retrofitting existing structures were greater than those invested in building the new ones. Nowadays, the evaluation of existing structures with a view to their adaptation to the proposed use, rehabilitation or even demolition is a challenging and more relevant process. Design codes for new structures deal with uncertainties associated with design and construction. On the other hand, much of what was initially uncertain, ceases to be so after the work is completed. A conceptual and philosophical difference between the design of new structures and the assessment of existing ones is indispensable to delimit both activities. Thus, there are normative documents being developed exclusively for the assessment of existing structures. Relevant contributions from these documents include requirements for evaluation methods and procedures as well as intervention project techniques. One of the challenges for the elaboration of *fib* MC 2020 (CEB-FIP) is to incorporate provisions regarding the evaluation of existing structures. However, in Brazil, the problem of evaluation, rehabilitation and repairs of existing structures is still not seen from the perspective of exclusivity. Design rules for new structures are usually employed for assessing the existing structures. Given the randomness in determining the key quantities (dimensions of elements, *in situ* resistance, plumb, etc.) of existing structures, their normative recommendations should be elaborated at least consistent with the semi-probabilistic methods (LRFD). An important issue is the definition of the target reliability index to be used in the calibration. This dissertation presents a discussion about the assessment of the safety of existing structures from the point of view of the practice of the evaluation exercise, the calibration of design codes, especially the definition of the objective to be achieved. Finally, reliability indexes associated with existing structures were evaluated by means of short columns under centered compression. It has been possible to determine the influence of *in situ* compressive strength on the reliability levels obtained, highlighting the impact of its variability on the reliability.

Keywords: *Existing Structures, Reinforced Concrete, Compressive Strength, Reliability, Design Codes.*

RESUMÉ

Dans les sociétés développées, un grand nombre de structures existantes a déjà dépassé la durée de vie prévue dans le projet initial. Logiquement, ces structures doivent être évaluées afin de déterminer leurs actuelles conditions de sécurité. Ces dernières années, en Amérique du Nord, les ressources consacrées à la réparation et réhabilitation des structures existantes étaient plus élevées que celles investies dans la construction des nouvelles structures. De nos jours, l'évaluation des structures existantes en vue de statuer sur leur aptitude à l'utilisation prévue, à la réhabilitation ou même à la démolition est un processus pertinent et de plus en plus défiant pour les ingénieurs. Les normes techniques destinées aux projets des nouvelles structures sont soumises aux incertitudes liées à la conception et la construction de celles-ci. D'autre part, une grande partie de ce qui était initialement incertain, cesse de l'être une fois le travail fini. Une différence conceptuelle et philosophique entre la conception de nouvelles structures et l'évaluation des structures existantes est essentielle pour délimiter les deux activités. De ce fait, il y a des documents normatifs en cours d'élaboration exclusivement pour l'évaluation des structures existantes. Les exigences relatives aux méthodes et procédures d'évaluation ainsi que des techniques de projets d'intervention s'illustrent parmi les contributions importantes de ces documents. L'un des défis majeurs pour l'élaboration du *fib* MC 2020 (CEB-FIP) é l'incorporation des dispositions relatives à l'évaluation des structures existantes. Cependant, au Brésil, l'évaluation, la réhabilitation et la réparation des structures existantes ne sont pas encore vues sous l'angle de l'exclusivité. Les normes de projet des nouvelles structures sont généralement utilisées pour l'évaluation des structures existantes. Compte tenu du caractère aléatoire dans la détermination des grandeurs essentielles (dimensions des différents éléments, la résistance en place, etc.) de ces structures, leurs recommandations normatives doivent être élaborées au moins conformes aux méthodes semi-probabilistes (LRFD). Une question importante dans ce processus est la définition de l'indice de fiabilité de cible à utiliser dans l'étalonnage. Cette thèse présente une discussion sur l'évaluation de l'innocuité des structures existantes dans l'optique de la pratique de l'exercice d'évaluation ; l'étalonnage des normes techniques, en particulier la définition de l'objectif à atteindre. Enfin, les indices de fiabilité associés aux structures existantes ont été évalués au moyen de poteaux courts sous compression centrée. Il a été possible de déterminer l'effet de la résistance à la compression en place aux niveaux de fiabilité obtenus, mettant en évidence l'impact de sa variabilité sur la fiabilité.

Mots-clés : *Structures Existantes, Béton Armé, Résistance à la Compression, Fiabilité, Normes Techniques.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Histograma da resistência à compressão e a distribuição normal imposta. -----	12
Figura 2.2 – Etapas em um estudo probabilístico – Haldar & Mahadevan (2000) -----	13
Figura 2.3 – Representação da integral de convolução -----	22
Figura 2.4 – Influência da posição relativa entre $f_R(r)$ e $f_S(s)$ na probabilidade de falha p_f ---	23
Figura 2.5 – Influência das dispersões de $f_R(r)$ e $f_S(s)$ na probabilidade de falha p_f -----	23
Figura 2.6 – Ilustração da probabilidade de falha -----	24
Figura 2.7 – Representação tridimensional da função densidade de probabilidade conjunta e do domínio de falha (MELCHERS, 1999). -----	25
Figura 2.8 – Domínio de falha e domínio de segurança no espaço bidimensional (DIAMANTIDIS et al., 2012)-----	26
Figura 2.9 – O índice de confiabilidade definido como menor distância no espaço das variáveis reduzidas -----	28
Figura 2.10 – Mapeamento entre as variáveis U e X (HALDAR e MAHADEVAN, 2000). -	33
Figura 3.1 – O caráter recursivo de um método de diagnóstico – (HARTOG, 1989)-----	54
Figura 3.2– Hierarquia das fases da avaliação de estruturas existentes – ISO 13822 (2010) -	56
Figura 3.3 – Procedimento geral de avaliação de estruturas existentes – ISSO 13822 (2010)	57
Figura 3.4– Metodologia de Investigações – ACI 364.1R (ACI, 2007)-----	60
Figura 3.5 – Alguns tipos de fissuras típicas: (a) Corrosão de armadura; (b) Contração plástica; (c) Ataques de sulfatos; (d) Reação álcali-agregado – (BUNGEY et al., 2006) -----	63
Figura 4.1 – Relação esquemática entre a resistência à compressão de testemunhos e valores de um ensaio de campo – (ACI 228.1R, 2003). -----	71

Figura 4.2 – Interação dos fatores que influenciam a resistência do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 2006).-----	73
Figura 4.3 – Dependência entre a resistência e a relação água/cimento – (NEVILLE, 2011).	75
Figura 4.4 – Influência da relação água/cimento e do período de cura úmida sobre a resistência do concreto – (MEHTA e MONTEIRO, 2006).-----	76
Figura 4.5 – Influência da relação água/cimento e do consumo do cimento em função do ar incorporado (MEHTA e MONTEIRO, 2006).-----	77
Figura 4.6 – Influência do tamanho do agregado em função da relação água/cimento (MEHTA e MONTEIRO, 2006).-----	79
Figura 4.7 – Influência das condições de cura na resistência à compressão (MEHTA e MONTEIRO, 2006).-----	80
Figura 4.8 – Detalhes do ensaio de compressão e monitoramento da ruptura do corpo de prova cilíndrico -----	81
Figura 4.9 – Variação da resistência à compressão com as dimensões do corpo de prova. (MEHTA e MONTEIRO, 2006).-----	82
Figura 4.10 – Influencia do diâmetro do corpo de prova quando a relação (h/d) é igual a 2 (MEHTA e MONTEIRO, 2006).-----	83
Figura 4.11 – Influência do carregamento de longa duração e de curto duração na resistência do concreto (RÜSCH, 1960) -----	84
Figura 4.12 – Representação da distribuição da resistência a compressão do concreto, curva de Gauss.-----	87
Figura 4.13 – (a) Confiabilidade para a resistência baseada no f_{ck} -----	98
Figura 4.14 – Mecanismo de funcionamento do esclerômetro de Schmidt – ACI 228.1R (2003) -----	103
Figura 4.15 – Ilustração de uma calibração típica de um esclerômetro de reflexão (MALHOTRA e CARINO, 2004)-----	104

Figura 4.16 – Correlação entre as curvas obtidas por diferentes pesquisadores com o esclerômetro de Schmidt (MALHOTRA et al., 2004). -----	105
Figura 4.17 – (a) Vista da haste de disparo antes e depois da montagem para o disparo. (b) Medição da profundidade de penetração -----	107
Figura 4.18 – (1): Vista do penetrômetro de Windsor: (A) A pistola de disparo. (B) Haste para concreto de peso normal. (C) Modelo de sonda simples (D) Medidor de profundidade calibrado -----	108
Figura 4.19 – Tamanho aproximado da zona de falha durante o ensaio de penetração do pino (ACI 228.1R, 2003). -----	108
Figura 4.20 – Efeito do tipo do agregado na relação entre a resistência do concreto e a profundidade de penetração da sonda. -----	109
Figura 4.21 – Ilustração esquemática do aparato da medida da velocidade do pulso ultrassônico (ACI 228.1R, 2003)-----	111
Figura 4.22 – Relação típica esquemática entre a velocidade do pulso e a resistência à compressão do concreto de uma dada mistura (ACI 228.1R, 2003). -----	111
Figura 5.1 – Diagrama tensão-deformação adotado na NBR 6118 -----	115
Figura 5.2 – Ilustração esquemática da distribuição de tensões na seção transversal -----	116
Figura 5.3 – Diagrama tensão-deformação de projeto para as armaduras -----	117
Figura 5.4 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal – NBR 6118 (2014) -----	118
Figura 5.5 – Diagrama de interação força normal-momento fletor e distribuição de deformações dos principais trechos – MacGregor (1997). -----	121
Figura 5.6 – Resistência da coluna com carregamento axial – Baseado em MacGregor (1997). -----	122
Figura 5.7 – Caracterização estatística do erro do modelo de pilares (DINIZ e FRANGOPOL, 1997). -----	135

Figura 6.1 – Tamanho da amostra baseada no ASTM E 122; com risco de 5% (COV=V) – (ACI 437, 2003)-----	140
Figura 6.2 – Determinação do carregamento de cálculo seguindo a NBR 6118 (ABNT, 2014) -----	142
Figura 6.3 – Determinação da solicitação de cálculo de acordo com ACI 562 (2013) -----	143
Figura 6.4 – Geração das curvas PDF da Carga Permanente e da Sobrecarga -----	144
Figura 6.5 – Geração da curva PDF para Resistência à Compressão (f_c) -----	145
Figura 6.6 – Geração das curvas PDF para Resistência ao escoamento do aço (f_y) seguindo ABNT 6118 e ACI 562-----	145
Figura 6.7 – Ilustração da interação entre a curva da solicitação e as curvas de resistência do pilar relativas aos diferentes V -----	146
Figura 6.8 – Dimensão das seções transversais e taxas de armaduras-----	153
Figura 7.1 – Níveis de confiabilidade: Pilar P3, Combinação $V_1 Q_1$ (a) – Probabilidade de falha (b) – Índice de confiabilidade -----	159
Figura 7.2 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura: Pilar P3, Taxa 1, Combinação $V_1 Q_1$ (a), (c), (e) – Probabilidade de falha (b), (d), (f) – Índice de confiabilidade -----	163
Figura 7.3 – Níveis de confiabilidade: Pilar P8, Combinação $V_1 Q_1$ (a) – Probabilidade de falha (b) – Índices de confiabilidade -----	166
Figura 7.4 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura: Pilar P8, Combinação $V_1 Q_1$ (a), (c), (e) – Probabilidade de falha (b), (d), (f) – Índice de confiabilidade-----	168
Figura 7.5 – Variação dos níveis de confiabilidade com a classe do concreto: Seção S1, Combinação $V_1 Q_1$ (a) – Probabilidade de falha para r igual a 2 (b) – Índice de confiabilidade para r igual a 2-----	169
Figura 7.6 – Variação dos níveis de confiabilidade em função da seção transversal: $r=2$, Combinação $V_1 Q_1$ -----	170

Figura 7.7 – Níveis de confiabilidade: Pilar P3, Combinação $V_1 Q_2$ (a) – Probabilidade de falha (b) – Índices de confiabilidade -----	173
Figura 7.8 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura: Pilar P3, Combinação $V_1 Q_2$ (a), (c), (e) – Probabilidade de falha (b), (d), (f) – Índice de confiabilidade-----	174
Figura 7.9 – Níveis de confiabilidade: Pilar P3, Combinação $V_1 Q_2$ (a) – Probabilidade de falha (b) – Índice de confiabilidade -----	176
Figura 7.10 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura: Pilar P8, Combinação $V_1 Q_2$ (a), (c), (e) – Probabilidade de falha (b), (d), (f) – Índice de confiabilidade-----	177
Figura 7.11 – Variação dos níveis de confiabilidade com a classe do concreto: Seção S1, Combinação $V_1 Q_2$ (a), (c), – Probabilidade de falha (b), (d) – Índice de confiabilidade ----	178
Figura 7.12 – Variação dos níveis de confiabilidade em função da seção transversal: Combinação $V_1 Q_2$ -----	179
Figura 7.13 – Índices de confiabilidade resultantes de todos os cenários; Influência do quantil nos níveis de confiabilidade: Pilar P6, Taxa 2. -----	182
Figura 7.14 – Índices de confiabilidade para todos os cenários; influência da solicitação de cálculo (V_{mestre}) nos níveis de confiabilidade: Pilar P5, Taxa 3 -----	185
Figura 7.15 – Níveis de confiabilidade: Pilar P3, Combinação $V_1 K_1$ (a) – Probabilidade de falha (b) – Índices de confiabilidade -----	188
Figura 7.16 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura: Pilar P3, Combinação $V_1 K_1$ (a), (c), (e) – Probabilidade de falha (b), (d), (f) – Índice de confiabilidade-----	191
Figura 7.17 – Níveis de confiabilidade: Pilar P8, combinação $V_1 K_1$ (a) – Probabilidade de falha (b) – Índices de confiabilidade -----	193
Figura 7.18 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura: Pilar P8, Combinação $V_1 K_1$ (a), (c), (e) – Probabilidade de falha (b), (d), (f) – Índice de confiabilidade-----	195
Figura 7.19 – Variação dos níveis de confiabilidade com a classe do concreto: Seção S1, Combinação $V_1 K_1$ (a) – Probabilidade de falha (b) – Índice de confiabilidade-----	196

Figura 7.20 – Variação dos níveis de confiabilidade em função da seção transversal: Taxa 1, Combinação V_1K_1 -----	197
Figura 7.21 – Níveis de confiabilidade: Pilar P3, Combinação $V_1 K_2$ (a) – Probabilidade de falha (b) – Índices de confiabilidade -----	199
Figura 7.22 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura: Pilar P3, Combinação V_1K_2 (a), (c), (e) – Probabilidade de falha (b), (d), (f) – Índice de confiabilidade. -----	200
Figura 7.23 – Níveis de confiabilidade: Pilar P8, Combinação $V_1 K_2$ (a) – Probabilidade de falha (b) – Índice de confiabilidade -----	202
Figura 7.24 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura: Pilar P8, Combinação $V_1 K_2$ (a), (c), (e) – Probabilidade de falha (b), (d), (f) – Índice de confiabilidade-----	203
Figura 7.25 – Índices de confiabilidade; Influência do número de testemunhos: Pilar P4, Taxa 4.-----	205
Figura 7.26 – Índices de confiabilidade para todos os cenários; Influência da Solicitação de cálculo (V_{mestre}) nos níveis de confiabilidade: Pilar P2, Taxa 2. -----	208

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Exemplo de vida útil de projeto para o dimensionamento de novas estruturas (ISO 2394, 1998).....	39
Tabela 2.2 – Índices de Confiabilidade alvos recomendados para novas estruturas e o referido período de especificação – fib MC 2010 (CEB-FIP, 2011).	40
Tabela 2.3 – Valores de índices de confiabilidade alvo para um período de referência de 50 anos (EN 1990, 2004)	41
Tabela 2.4 – Valores de índices de confiabilidade alvo para um período de referência de 1 ano (EN 1990, 2004)	41
Tabela 2.5 – Índices de confiabilidade alvos sugeridos para estruturas existentes (fib MC 2010, 2011).....	41
Tabela 2.6 – Índices de confiabilidade para diversos componentes estruturais. (Galambos et al., 1982).....	42
Tabela 4.1 – Variação da resistência à compressão do concreto com a idade	85
Tabela 4.2 – Probabilidades associadas ao valor de z – (ACI 214R, 2011).....	88
Tabela 4.3 – O fator de modificação do coeficiente de variação (ACI 562, 2013).....	100
Tabela 5.1 – Parâmetros estáticos do carregamento – Galambos et al. (1982).....	124
Tabela 5.2 – Valores adotados para r e especificação das médias de G e Q	127
Tabela 5.3 – Coeficientes de variação considerados na geração de curvas PDF para f_c (definição do cenário da variabilidade de f_c)	129
Tabela 5.4 – Estatísticas típicas de resistência para os membros do concreto – Ellingwood et al. (1980)	130
Tabela 5.5 – Parâmetros estatísticos para a tensão de escoamento do aço (Grade 420 MPa)	131
Tabela 5.6 – Valores utilizados para geração da PDF da resistência ao escoamento do aço.	131

Tabela 5.7 – Fatores de modificação do coeficiente de variação, k_s – ACI 562 (2013).	133
Tabela 6.1 – Coeficientes de variação devido a variação da resistência na estrutura (BARTLETT E MACGREGOR, 1995)	139
Tabela 6.2 – Estatísticas das variáveis básicas	148
Tabela 6.3 – Configuração dos pilares analisados.....	152
Tabela 7.1 – Probabilidades de falha do Pilar P3, Taxa 1, $V_1 Q_1$	157
Tabela 7.2 – Índices de confiabilidade do Pilar P3, Taxa 1, $V_1 Q_1$	157
Tabela 7.3 – Probabilidades de falha: Pilar P8, Taxa 1, $V_1 Q_1$	164
Tabela 7.4– Índices de confiabilidade: Pilar P8, Taxa 1, $V_1 Q_1$	164
Tabela 7.5 – Probabilidades de falha: Pilar P3, Taxa 1, Combinação $V_1 Q_2$	172
Tabela 7.6 – Índices de confiabilidade: Pilar P3, Taxa 1, Combinação $V_1 Q_2$	172
Tabela 7.7 – Probabilidade de falha: Pilar P8, Taxa 1, Combinação $V_1 Q_2$	175
Tabela 7.8 – Índice de confiabilidade: Pilar P8, Taxa 1, Combinação $V_1 Q_2$	175
Tabela 7.9– Índices de confiabilidade: Pilar P6, Taxa 2, Combinação $V_1 Q_1$	180
Tabela 7.10 – Índices de confiabilidade: Pilar P6, Taxa 2, Combinação $V_1 Q_2$	180
Tabela 7.11 – Índices de confiabilidade: Pilar P5, Taxa 3, $V_1 Q_1$	184
Tabela 7.12 – Índice de confiabilidade: Pilar P5, Taxa 3, $V_2 Q_1$	184
Tabela 7.13 – Probabilidades de falha: Pilar P3, Taxa 1, Combinação $V_1 K_1$	187
Tabela 7.14 – Índices de confiabilidade: Pilar P3, Taxa 1, Combinação $V_1 K_1$	187
Tabela 7.15 – Probabilidades de falha: Pilar P8, Taxa 1, Combinação $V_1 K_1$	192
Tabela 7.16 – Índices de confiabilidade: Pilar P8, Taxa 1, Combinação $V_1 K_1$	192
Tabela 7.17 – Probabilidades de falha: Pilar P3, Taxa 1, $V_1 K_2$	198

Tabela 7.18 – Índices de confiabilidade: Pilar P3, Taxa 1, $V_1 K_2$	198
Tabela 7.19 – Probabilidades de falha: Pilar P8, Taxa 1, Combinação $V_1 K_2$	201
Tabela 7.20 – Índices de confiabilidade: Pilar P8, Taxa 1, Combinação $V_1 K_2$	201
Tabela 7.21 – Índices de confiabilidade: Pilar P4, Taxa 4, Combinação $V_1 K_1$	204
Tabela 7.22 – Índices de confiabilidade: Pilar P4, Taxa 4, Combinação $V_1 K_2$	204
Tabela 7.23 – Índices de confiabilidade: Pilar P2, Taxa 2, Combinação $V_1 K_1$	207
Tabela 7.24 – Índices de confiabilidade: Pilar P2, Taxa 2, Combinação $V_2 K_1$	207

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 – Razões, escopos e ações diferenciadas de análise da resistência à compressão do concreto de estruturas existentes – Helene (2012) -----	46
Quadro 4.1 – Métodos de avaliação e Propriedades correlacionadas – (HELENE, 1984) ----	70

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Latinas

C_{VU} – Custo total vida útil

C_f – Custo associado à falha

C_i – Custo Inicial

C_{insp} – Custo da inspeção

C_r – Custo do reparo

E_M – Erro do modelo

E_c – Módulo de elasticidade longitudinal do concreto

E_s – Modulo de elasticidade longitudinal do aço

F_R – Função Densidade de Probabilidade acumulada da variável aleatória R

K_{mod} – Coeficiente de Modificação

P_0 – Carregamento total no pilar

P_c – Esforço normal no concreto

P_f^T – Probabilidade de falha verdadeira

P_s – Esforço normal no aço

R_d – Resistência de cálculo

R_n – Resistência nominal

S_d – Solicitação de cálculo

V_s – Coeficiente de Variação da Solicitação

X_{nom} – Valor nominal da variável X

f_R – Função Densidade de Probabilidade da variável aleatória R

f_{XY} – Função Densidade de Probabilidade das variáveis aleatórias X e Y

$f_{c,estimada}$ – Resistência à compressão estimada

f_c – Resistência à Compressão do Concreto

$f_{ck,est}$ – Resistência característica à compressão estimada

$f_{ck,ext,seg}$ – Resistência característica à compressão determinada a partir de testemunhos extraídos

f_{ck} – Resistência característica à compressão do concreto

f_{ckeq} – Resistência característica à compressão equivalente

f_{cm} – Resistência à compressão média do concreto

f_{yd} – Resistência ao escoamento de cálculo do aço

f_{yk} – Resistência ao escoamento característica do aço

f_{ym} – Resistência ao escoamento média do aço

k_c – Fator de modificação do coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto

p_f – Probabilidade de falha

p_f^{adm} – Probabilidade de falha admissível

p_{falvo} – Probabilidade de falha alvo

F_c – Vetor resistência à compressão do concreto

F_y – Vetor resistência ao escoamento do aço

A_g – Vetor área da seção transversal

A_s – Vetor área das armaduras de aço

h – Altura do testemunho

Z – Vetor das variáveis aleatórias reduzidas

B – Largura da seção transversal

F – Vetor função de desempenho

G – Carga permanente

H – Altura da seção transversal

M – Momento Fletor

N – Esforço normal

Q – Sobrecarga

R – Resistência

S – Solicitação

V – Coeficiente de variação

d – Diâmetro do testemunho

n – Número de testemunhos

r – Relação entre a carga permanente e a sobrecarga

Letras Gregas

α_c – Parâmetro que especifica a largura do diagrama retangular do bloco de tensão

β_{adm} – Índice de confiabilidade admissível

β_{alvo} – Índice de confiabilidade alvo

γ_c – Coeficiente de ponderação da Resistência à Compressão do Concreto

xx

γ_g – Coeficiente de ponderação da carga permanente

γ_q – Coeficiente de ponderação da sobrecarga

γ_s – Coeficiente de ponderação da resistência ao escoamento do aço

ε_c – Deformação do concreto

ε_{yd} – Deformação de cálculo do escoamento do aço

μ_X – Média da variável aleatória X

σ_{adm} – Tensão admissível

σ_{lim} – Tensão limite

λ_v – Fator de viés

λ – Parâmetro associado à profundidade do bloco de tensão

σ – Tensão

ϕ – Coeficiente de minoração da resistência de elemento estrutural

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – American Concrete Institute

AFOSM – Advanced First Order Second-Moment Method

ASCE – American Society of Civil Engineers

ASTM – American Society for Testing and Materials

BS – British Standards

CAD – Concreto de Alto Desempenho

CDF – Cumulative Distribution Function

CEB – Comité Européen du Béton

CP – Corpo de prova

CRN – Concreto de Resistência Normal

EN – European Standard

fib – Fédération Internationale de Béton

FIP – Fédération Internationale de la Précontrainte

FORM – First Order Reliability Methods

FOSM – First Order Second-Moment Method

FS – Fator de segurança

ISO – International Organization for Standardization

JCSS – Joint Committee on Structural Safety

LRFD – Load and Resistance Factor Design

MC – Model Code

NBR – Norma Brasileira

PDF – Probability Density Function

PMF – Probability Mass Function

RCD – Resíduos de Construção e Demolição

SEI – Structural Engineering Institute

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS -----	III
RESUMO -----	IV
ABSTRACT -----	V
RESUMÉ -----	VI
LISTA DE FIGURAS -----	VII
LISTA DE TABELAS -----	XIII
LISTA DE QUADROS -----	XVI
LISTA DE SÍMBOLOS -----	XVII
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS -----	XXI
SUMÁRIO -----	XXIII
1 INTRODUÇÃO -----	1
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO ASSUNTO-----	1
1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA-----	4
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO-----	5
2 CONFIABILIDADE ESTRUTURAL -----	7
2.1 NOÇÕES DE INCERTEZAS-----	9
2.1.1 <i>As incertezas de origem não cognitiva ou incertezas quantitativas</i> -----	9
2.1.2 <i>As incertezas de origem cognitiva ou incertezas qualitativas</i> -----	11
2.1.3 <i>Breve consideração sobre a modelagem de incertezas</i> -----	11
2.2 NÍVEIS DOS METODOS DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL-----	14
2.2.1 <i>Nível 0 – método das tensões admissíveis</i> -----	14
2.2.2 <i>Nível 1 – Método dos estados limites</i> -----	16
2.2.3 <i>Nível 2 – Métodos do índice de confiabilidade</i> -----	17
2.2.4 <i>Nível 3 – Métodos da probabilidade de falha</i> -----	17
2.2.5 <i>Nível 4 – Método da Minimização dos custos Envolvidos ao Longo da Vida Útil</i> -----	18
2.3 AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL-----	19
2.3.1 <i>Estado Limite</i> -----	19
2.3.2 <i>Problema básico da confiabilidade Estrutural</i> -----	20
2.3.3 <i>Índice de Confiabilidade (β)</i> -----	27
2.4 SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO-----	29
2.4.1 <i>Geração de números aleatórios discretos</i> -----	31

2.4.2	<i>Experimento Numérico</i>	33
2.4.3	<i>Extraindo informações probabilísticas através da simulação</i>	33
2.4.4	<i>Precisão e eficiência do método</i>	34
2.5	CALIBRAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS	36
2.5.1	<i>Definição do escopo da norma</i>	38
2.5.2	<i>Objetivos da norma</i>	38
2.5.3	<i>Frequência da demanda na calibração de normas</i>	43
3	NOÇÕES DA AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS EXISTENTES	44
3.1	VISÃO GERAL	44
3.1.1	<i>Relatos sobre a avaliação estrutural</i>	47
3.1.2	<i>Avaliação de estruturas existentes versus dimensionamento de estruturas novas</i>	49
3.2	PROCEDIMENTOS DE AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS EXISTENTES	53
3.2.1	<i>Introdução</i>	53
3.2.2	<i>Controvérsia e noções gerais</i>	53
3.3	GUIA DE AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS EXISTENTES SEGUNDO ACI 364.1R: 2007	58
3.3.1	<i>Investigações Preliminares e Detalhadas</i>	58
3.3.2	<i>Avaliação e Análises Estruturais</i>	65
3.3.3	<i>Relatório Final</i>	67
4	MÉTODOS E ENSAIOS USUAIS NA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO EM ESTRUTURAS EXISTENTES	69
4.1	INTRODUÇÃO	69
4.2	A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO	72
4.2.1	<i>Parâmetros que afetam a resistência à compressão</i>	73
4.2.2	<i>Determinação da Resistência à Compressão (f_c): O ensaio Convencional</i>	80
4.3	TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS DE CONCRETO	89
4.3.1	<i>Visão geral sobre a normalização relacionada</i>	89
4.3.2	<i>Procedimentos gerais para a extração e ensaio de testemunhos</i>	90
4.3.3	<i>Interpretação dos resultados</i>	94
4.3.4	<i>Resistência característica equivalente (f_{ckeq})</i>	98
4.4	ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS OU ENSAIOS DE CAMPO	101
4.4.1	<i>Introdução</i>	101
4.4.2	<i>Ensaio de Dureza Superficial</i>	101
4.4.3	<i>Métodos de resistência à penetração</i>	106
4.4.4	<i>Métodos da frequência de ressonância</i>	109
4.4.5	<i>Métodos da velocidade do pulso ultrasônico</i>	110
5	INFORMAÇÕES BÁSICAS PARA ANÁLISE DA CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS EXISTENTES	113

5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	113
5.2	COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS	114
5.2.1	<i>Estado limite último segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014)</i>	118
5.2.2	<i>O diagrama de interação N-M</i>	119
5.3	ESTATÍSTICAS DAS VARIÁVEIS BÁSICAS	123
5.3.1	<i>Variabilidade das Ações</i>	123
5.3.2	<i>Variabilidade da Resistência</i>	128
5.3.3	<i>Erro do modelo</i>	134
6	AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DE PILARES EXISTENTES: INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO	136
6.1	METODOLOGIA	136
6.1.1	<i>Preâmbulo: variabilidade da resistência in situ versus número de testemunhos</i>	138
6.1.2	<i>Procedimento analítico da avaliação</i>	140
6.2	IMPLEMENTAÇÃO DA SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO	147
6.2.1	<i>Definição do problema por meio de uma Função de Desempenho</i>	147
6.2.2	<i>Distribuições de probabilidade de todas as variáveis envolvidas</i>	148
6.2.3	<i>Configuração estrutural e detalhes das seções transversais</i>	150
7	ANÁLISE DOS RESULTADOS	154
7.1	COMBINAÇÃO DE ANÁLISE V_1Q_1 (NBR 6118)	156
7.1.1	<i>Pilar P3</i>	156
7.1.2	<i>Pilar P8</i>	164
7.1.3	<i>Influência da classe do concreto</i>	169
7.1.4	<i>Influência da seção transversal</i>	170
7.2	COMBINAÇÃO DE ANÁLISE V_1Q_2 (NBR 6118)	171
7.2.1	<i>Pilar P3</i>	172
7.2.2	<i>Pilar P8</i>	175
7.2.3	<i>Influência da classe do concreto</i>	178
7.2.4	<i>Influência da seção transversal</i>	179
7.3	COMPARAÇÃO ENTRE COMBINAÇÕES V_1Q_1 E V_1Q_2	179
7.3.1	<i>Avaliação da Influência do quantil</i>	179
7.4	COMPARAÇÃO ENTRE COMBINAÇÕES V_1Q_1 E V_2Q_1	183
7.4.1	<i>Influência do coeficiente de variação mestre na especificação da solicitação</i>	183
7.5	COMBINAÇÃO DE ANÁLISE V_1K_1 (ACI 562)	186
7.5.1	<i>Pilar P3</i>	186
7.5.2	<i>Pilar P8</i>	192
7.5.3	<i>Influência da classe do concreto</i>	196
7.5.4	<i>Influência da seção transversal</i>	197

7.6	COMBINAÇÃO DE ANÁLISE V_1K_2 (ACI 562)	197
7.6.1	<i>Pilar P3</i>	197
7.6.2	<i>Pilar P8</i>	201
7.7	COMPARAÇÃO ENTRE COMBINAÇÕES V_1K_1 E V_1K_2	204
7.7.1	<i>Influência do número de testemunhos na confiabilidade estimada</i>	204
7.8	COMPARAÇÃO ENTRE AS COMBINAÇÕES V_1K_1 E V_2K_1	206
7.8.1	<i>Influência do coeficiente de variação mestre</i>	206
8	SUMÁRIO, CONCLUSÕES E SUGESTÕES	209
8.1	SUMÁRIO	209
8.2	CONCLUSÕES	211
8.3	SUGESTÕES	213
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	215

1

INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO ASSUNTO

Dados a limitação da disponibilidade dos recursos naturais e o impacto que a prática da engenharia impõe ao meio ambiente, a tendência atual nos diversos projetos de engenharia — sob a impulsão da atividade dos diversos órgãos ambientais — é a consideração dos preceitos da sustentabilidade como variáveis de maior relevância na concepção dos referidos projetos. A sustentabilidade pode ser definida como toda política destinada a minimizar o impacto da atividade humana no decorrer natural da vida. Ela visa garantir as mesmas condições e chances de existência para as gerações futuras diante da possibilidade da escassez dos recursos naturais. Por isso, é altamente requerido que os preceitos da sustentabilidade sejam levados em conta para criar harmonia e manter o equilíbrio entre as três dimensões principais da atividade humana: a dimensão social, a dimensão econômica e a dimensão ambiental.

De acordo com Jailon *et al.* (2009) e Yuan *et al.* (2011) citados por Nagalli (2014), nas últimas décadas, os resíduos de construção e demolição (RCD) vêm recebendo atenção crescente por parte de pesquisadores e construtoras porque os mesmos estão se tornando um dos principais agentes de poluição ambiental. O impacto causado pelos RCDs influencia diretamente o equilíbrio entre as três dimensões da atividade humana precitadas. O gerenciamento condizente destes resíduos é o meio adequado para a redução deste impacto. Em geral, um gerenciamento eficiente passa primordialmente através das políticas de não gestão, da minimização, da reciclagem e do descarte adequado.

No que diz respeito à avaliação de estruturas existentes, na tentativa de redução do impacto da atividade que esta avaliação representa, as políticas de não gestão e minimização são suscetíveis de serem eleitas como as mais eficientes. Uma avaliação adequada evitará que reformas desnecessárias sejam propostas, a rigor, evitará que uma estrutura ainda em condições de ofertar segurança aos usuários seja demolida descartando com isso a possibilidade de geração de

resíduos sólidos. Para que soluções adequadas sejam levantadas no final da avaliação de uma estrutura existente, é importante que todas as variáveis aleatórias que envolvem o processo sejam consideradas. Isso é possível quando critérios e procedimentos objetivos para a caracterização destas variáveis são disponibilizados de maneira a nortear o trabalho dos profissionais diretamente envolvidos com a avaliação.

Uma forma eficaz de garantir uma boa prática do processo de avaliação pode ser a calibração de normas e especificações técnicas exclusivas para a avaliação de estruturas existentes baseando-se nos princípios da Confiabilidade Estrutural. Se isso já é uma realidade no mundo afora, o Brasil ainda carece de tais documentos no âmbito do principal órgão de normatização do país, Associação Brasileira de Normas Técnicas, em sigla ABNT.

No entanto, um dos grandes problemas enfrentados pelos engenheiros de estruturas na atualidade é a tomada de decisão quanto ao desempenho de estruturas existentes com vistas à sua adequação ao uso proposto, reabilitação ou mesmo demolição. Relatos mostram que decisões inapropriadas, quanto ao desempenho de estruturas existentes, têm sido tomadas a partir do uso de suportes técnicos desenvolvidos para outros fins, por exemplo, aqueles desenvolvidos para o projeto de estruturas novas. Bartlett (2001) relatou as controvérsias envolvendo a aplicabilidade das recomendações normativas destinadas ao dimensionamento de novas estruturas no processo da avaliação de estruturas existentes.

Todavia, existem diversos trabalhos de pesquisadores renomados e normas técnicas estrangeiras e internacionais que abordam a questão da avaliação probabilística da segurança de estruturas existentes. Como exemplo, a norma do “*American Concrete Institute*” ACI 318 (ACI, 2014) no seu capítulo 27, aborda a questão da avaliação da resistência em estruturas existentes quando há dúvidas sobre a qualidade dos materiais de construção empregados, quando há evidências de um erro de construção e se a estrutura deve passar por um outro uso não previsto ou quando a estrutura ou parte dela parece não satisfazer as recomendações da referente norma. Apenas para os casos precitados, a mesma fornece diretrizes para a investigação da segurança através da avaliação analítica da resistência ou da avaliação da resistência através de ensaios.

Além do ACI 318 (ACI, 2014) que é em princípio uma norma calibrada para o projeto de estruturas novas, o “*American Concrete Institute*” disponibiliza o ACI 562 (ACI, 2013) destinado exclusivamente à avaliação de estruturas existentes. No seu escopo, o ACI 562 (ACI,

2013) define os limites aos quais um reparo e uma reabilitação podem ocorrer em concordâncias com a norma de projeto original sem abrir mão das disposições nele contidas. Com isso, o mesmo fornece recomendações que vão além das diretivas de investigação da resistência *in loco* presentes no capítulo 27 do ACI 318 (ACI, 2014). Desta maneira, o ACI 562 constitui um instrumento completo para guiar o trabalho do avaliador desde as investigações iniciais até as análises finais e o projeto de intervenções de reparos.

Por analogia, a NBR 6118 (ABNT, 2014) que é equivalente ao americano ACI 318, no que diz respeito a estruturas existentes, apenas prescreve no seu item 12.4.1 o coeficiente de ponderação (γ_c) para a resistência determinada por meio de testemunhos extraídos. Esta é a única referência explícita desta à avaliação de estruturas existentes dado que, em geral, os testemunhos são requeridos na avaliação de estruturas acabadas. As recomendações para extração, ensaio e análise de testemunhos são fornecidas pela NBR 7680-1 (ABNT, 2015) quanto a determinação da resistência à compressão. No entanto, não se faz referência aos procedimentos de avaliação e outras condicionantes relevantes no tocante às estruturas existentes.

Estima-se que a falta de detalhes, na normalização brasileira, a respeito de procedimentos de avaliação e tratamento estatístico explícito das diferentes variáveis envolvendo a caracterização de estruturas existentes, pode constituir dificuldades para profissionais envolvidos com a avaliação de estruturas existentes.

Pelo exposto, torna-se natural afirmar que a sociedade brasileira carece de recomendações normativas e especificações técnicas exclusivamente destinadas à avaliação de estruturas existentes. Tais recomendações são calibradas com base nas ferramentas da confiabilidade estrutural. Por este fato, este trabalho visa trazer à atualidade a problemática da avaliação da segurança de estruturas existentes no âmbito nacional. Concomitantemente, faz-se uma apresentação do que há de mais atual nesta prática através de extensa varredura de documentos normativos e resultados de pesquisas disponíveis no mundo afora. Intenta-se chamar a sensibilidade dos profissionais quanto aos conceitos relacionados à resistência característica à compressão do concreto. Por isso, foi feita a simulação da confiabilidade de estruturas existentes considerando a influência da resistência à compressão do concreto em virtude de sua variabilidade nestas estruturas.

Uma das etapas primordiais na calibração de uma norma técnica é a definição do objetivo a atingir. Segundo Melchers (2001), embora distintos métodos existam e possam ser utilizados na calibração de normas e especificações técnicas, a consistência com o desenvolvimento de normas técnicas atuais sugere que regras para a avaliação de estruturas existentes devam se basear em uma mesma filosofia. Isto significa que tais métodos devem no mínimo ser consistentes com o formato dos fatores parciais (LRFD do inglês – *Load and Resistance Factor Design*) ou então com o método probabilístico. Para estes métodos, o objetivo a atingir na calibração de uma norma geralmente se dá em termos do índice de confiabilidade alvo (β_{alvo}). Uma importante questão é a definição do índice de confiabilidade alvo a ser utilizado no processo de calibração de estruturas existentes que contemple a realidade e prática profissionais da engenharia brasileira.

Portanto, os resultados obtidos através da simulação evocada acima serão dados em termos de índices de confiabilidade baseados nas prescrições da NBR 6118 (ABNT,2014) e naquelas do ACI 562 (ACI, 2013). Estes índices de confiabilidade serão comparados aos valores de β_{alvo} recomendados pelo *fib* MC 2010 (CEB-FIP, 2011) para a calibração de normas técnicas para estruturas existentes.

1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Pelo que precede os principais objetivos desta pesquisa são:

- contribuir na tomada de decisão sobre o desempenho de estruturas existentes de concreto armado para as quais existam dúvida sobre o desempenho estrutural;
- discutir as etapas básicas na definição do índice de confiabilidade alvo (β_{alvo}) para estruturas existentes a partir da avaliação dos índices de confiabilidade resultantes de distintos cenários associados à resistência à compressão do concreto e incertezas associadas à determinação desta resistência na estrutura.

Juntamente com os objetivos principais, os seguintes objetivos secundários também deverão ser atingidos:

- explicitar a diferença entre o projeto de dimensionamento de estruturas novas e o projeto da avaliação do desempenho de estruturas existentes;

- discutir a avaliação da resistência à compressão do concreto a partir de testemunhos extraídos e a partir de ensaios não destrutivos;
- utilizar métodos probabilísticos na análise da confiabilidade de estruturas existentes, para tal, os métodos da confiabilidade serão apresentados com destaque para o cálculo da probabilidade de falha (e o correspondente índice de confiabilidade), as ferramentas utilizadas para este cálculo (em especial a simulação de Monte Carlo) e a calibração de normas técnicas;
- avaliar a influência da resistência à compressão do concreto *in loco* nos índices de confiabilidade associados a pilares de estruturas existentes;

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está estruturada em oito capítulos, descritos a seguir.

O primeiro capítulo faz uma introdução do assunto abordado contextualizando-o de maneira a demonstrar a sua relevância como pesquisa acadêmica. Neste capítulo são apresentados os objetivos da pesquisa junto com as ferramentas utilizadas para alcançá-los. Os objetivos são apresentados de forma hierárquica em objetivos principais e objetivos secundários.

O segundo capítulo traz uma revisão bibliográfica sobre a Confiabilidade Estrutural apresentando teorias e conceitos relevantes para o entendimento dos procedimentos utilizados ao longo da pesquisa. Primeiramente são abordados conceitos de incertezas que culminam na modelagem analítica dos fenômenos aleatórios. Em seguida são apresentados os níveis dos métodos de confiabilidade partindo do nível zero ou método das tensões admissíveis até o nível quatro que considera a minimização dos custos envolvidos ao longo da vida útil da estrutura. São igualmente apresentados elementos que possibilitam a avaliação da Confiabilidade Estrutural, em especial, a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade junto com a ferramenta utilizada nesta dissertação para implementá-los: a Simulação de Monte Carlo. Este capítulo se encerra com as noções de calibração de normas técnicas.

O terceiro capítulo apresenta as noções de avaliação da segurança de estruturas existentes. O capítulo se inicia com a apresentação dos conceitos gerais sobre a avaliação estrutural estabelecendo um paralelismo entre as noções de avaliação de estruturas existentes e o projeto

de novas estruturas. Em seguida são apresentados os procedimentos de avaliação da segurança de estruturas existentes conforme sugeridos por diversos autores. O capítulo se encerra com um guia do estilo passo a passo baseado no relatório do ACI 364.1R (ACI, 2007) que contempla as principais etapas para uma avaliação da segurança mais eficiente, partindo desde as investigações preliminares até o relatório final ou laudo pericial.

O capítulo quatro foi reservado para caracterizar detalhadamente a resistência à compressão dada a sua importância para a segurança de estruturas de concreto. O objetivo principal almejado neste capítulo é entender os diferentes fatores que influenciam a mobilização da resistência na estrutura e aqueles que influenciam a sua determinação através dos ensaios destrutivos e não destrutivos. O capítulo se encerra com a caracterização dos ensaios, destrutivos e não destrutivos pois, fazem parte das ferramentas sugeridas no capítulo anterior para avaliação da segurança de estruturas existentes de concreto.

O capítulo cinco apresenta as informações relevantes utilizadas nesta dissertação para a avaliação da confiabilidade de estruturas existentes. Estas informações se articulam em torno das diferentes equações utilizadas para modelar o comportamento dos materiais (aço e concreto) conforme sugeridas para as diferentes normas e em torno das propriedades probabilísticas (variabilidade, tipo de distribuição, parâmetros estatísticos) das variáveis aleatórias pertinentes encontradas nestas equações.

O capítulo seis apresenta a metodologia adotada para implementar a avaliação da confiabilidade de estruturas através da simulação de Monte Carlo. Nota-se que na metodologia idealizada, enfatiza-se a influência, na confiabilidade de estruturas existentes, da variabilidade da resistência à compressão *in loco* assim como da dificuldade de sua adequada estimativa através dos ensaios. Já, no capítulo sete são apresentados os resultados obtidos da implementação da simulação de Monte Carlo para avaliar a confiabilidade de estruturas existentes com base na metodologia adotada. Os resultados são apresentados destacando-se, a influência da resistência à compressão do concreto, a influência da taxa geométrica de armaduras longitudinais de aço e finalmente a influência da relação entre a carga permanente e a sobrecarga. Por fim, através dos gráficos dos diferentes resultados, uma comparação é feita entre os índices de confiabilidade obtidos e aqueles sugeridos pelo *fib* MC 2010 (CEB-FIP, 2011) como índices de confiabilidade alvo para calibração de normas técnicas exclusivas de estruturas existentes. O capítulo oito e último capítulo desta dissertação apresenta as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

2

CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

A maioria dos fenômenos observáveis na natureza é caracterizada por um certo grau de incerteza. Em princípio, a medição repetida de um fenômeno físico pode gerar um gama diversificado de resultados. Dentre estes resultados, alguns são mais frequentes que outros. A ocorrência de diversos resultados sem uma determinada previsão ou trajetória é descrita como incerteza ou aleatoriedade. O ensaio à compressão de corpos de prova de um mesmo lote de concreto não produzirá os mesmos valores para todos os corpos de prova, cada um destes apresentará um certo valor de resistência à compressão. Por isso, a resistência à compressão do concreto é uma variável aleatória. Geralmente, todos os parâmetros de interesse para projetos e análises em engenharia têm um certo grau de incerteza de ocorrência e deveriam ser considerados como variáveis aleatórias (HALDAR e MAHADEVAN, 2000).

Os prováveis valores de resistência de um elemento estrutural dependem de vários parâmetros entre outros as dimensões e características físicas do mesmo. Os valores assumidos para estas grandezas não podem ser garantidos com absoluta precisão, por isso devem ser consideradas como variáveis aleatórias. Do mesmo modo, os efeitos do carregamento dependem da combinação de diversos tipos de solicitações (carga permanente, sobrecarga, carga do vento, etc.) que têm comportamento e frequência de ocorrência distintos. Isso caracteriza os efeitos resultantes dos carregamentos e suas combinações em variáveis aleatórias também. Portanto, os projetos de engenharia são elaborados com bases em grandezas aleatórias e são completamente sujeitos a oscilação de ocorrência das mesmas.

O conceito usualmente utilizado no dimensionamento e planejamento de obras de engenharia estabelece uma comparação entre o suprimento e a demanda. Para a engenharia de estruturas, geotécnica ou mecânica o suprimento pode ser considerado como a resistência ou capacidade portante de um componente estrutural em suportar o carregamento máximo ao qual estará sujeito ao longo de sua vida útil. A demanda é geralmente modelada como os efeitos deste

carregamento ou da combinação de carregamentos que produzem tensões no elemento estrutural ou sistema considerado.

O principal objetivo de um dimensionamento é garantir um desempenho aceitável do produto final, ou seja, garantir que a resistência ou capacidade portante será superior à demanda durante toda a vida útil do sistema. Vistas as incertezas inerentes ao procedimento de dimensionamento e planejamento de obras de engenharia, o desempenho satisfatório não pode ser alcançado com absoluta garantia. Todavia, a garantia pode ser dada em termos da probabilidade de ocorrência de um conjunto de critérios de desempenho previamente estabelecido. Na engenharia, refere-se à garantia probabilística de ocorrência de critérios de desempenho satisfatório como Confiabilidade (HALDAR e MAHADEVAN, 2000). Logo, diante das incertezas associadas à determinação do suprimento (resistência) e da demanda (carregamento), a confiabilidade estrutural só pode ser dada em termos probabilísticos.

No entanto, por muitos anos foi assumido no projeto de estruturas que todas as cargas e resistências eram determinísticas. A resistência de um elemento era determinada de tal forma que ela excedesse a carga com uma certa margem. A relação entre a resistência e a carga era indicada como fator de segurança. Este número foi considerado por muito tempo como uma medida da confiabilidade da estrutura (SORENSEN, 2004).

Neste formato de segurança de projetos, a confiabilidade de sistemas de engenharia era avaliada através da consideração de margens de segurança geralmente definidas por meio de estimativas conservadoras. Isto é, considerando que a pior situação correspondente ao suprimento mínimo permanecerá adequada por uma certa margem acima da pior demanda que equivale ao máximo carregamento possível. No entanto, as condições de máxima demanda e mínimo suprimento, geralmente eram definidas com base em julgamentos subjetivos, por isso, a adequação ou inadequação das margens de segurança adotadas só poderiam ser realizadas ou calibradas em termos da experiência adquirida com sistemas similares no passado (ANG e TANG, 1975). A maneira de avaliar a confiabilidade assim descrita corresponde ao nível zero dos métodos de confiabilidade conforme será apresentado na seção 2.2. Muitos ramos de engenharia ainda atuam neste nível de confiabilidade.

Com o advento de metodologias probabilísticas para a avaliação da confiabilidade estrutural, diversos métodos foram desenvolvidos de forma a levar em consideração as incertezas nos projetos de engenharia. Destes métodos, o método dos estados limites ou LRFD (do inglês —

Load and Resistance Factor Design), um método semi-probabilístico, é o mais difundido e representa satisfatoriamente as incertezas inerentes aos processos de projeto e execução de estruturas. Outros métodos, de níveis mais altos (métodos probabilísticos) também são usados para melhor modelar as incertezas e incluí-las nos projetos de dimensionamento de forma mais realística.

2.1 NOÇÕES DE INCERTEZAS

A análise da confiabilidade requer a quantificação de informações a respeito das incertezas associadas ao sistema que se quer avaliar ou dimensionar. A coleta destas informações desemboca na determinação da frequência de ocorrência das propriedades pertinentes assim como na especificação de seus parâmetros estatísticos. A frequência de ocorrência ou distribuição de probabilidade e seus respectivos parâmetros estatísticos possibilitam a modelagem das diferentes grandezas de projeto em variáveis aleatórias possibilitando com isso a avaliação da confiabilidade.

Para que as informações coletadas sejam utilizadas de maneira eficiente na modelagem das incertezas, é útil que se faça uma categorização dos diferentes tipos de incertezas que podem surgir de um sistema de engenharia. O conhecimento destas incertezas permitirá uma melhor coleta de informações e o correto aproveitamento das mesmas nas análises de confiabilidade. De acordo com Haldar e Mahadevan (2000), no sentido mais abrangente, as incertezas podem ser distinguidas em função de suas origens em incertezas cognitivas e incertezas não cognitivas. As incertezas cognitivas são de natureza qualitativa enquanto as incertezas não cognitivas são de natureza quantitativa.

2.1.1 As incertezas de origem não cognitiva ou incertezas quantitativas

As incertezas de origem não cognitiva podem ser classificadas em três grupos. O primeiro grupo se baseia na aleatoriedade inerente a todas as observações físicas. Uma medição repetitiva de uma mesma quantidade física não resulta nos mesmos valores devido a flutuações nas condições ambientais, nos procedimentos de observação, nos instrumentos utilizados, na percepção do observador entre outras considerações. As incertezas deste grupo são chamadas de incertezas inerentes ou incertezas intrínsecas. Não podem ser eliminadas pois, fazem parte

da natureza do problema como por exemplo aquelas associadas à estimativa de cargas, à determinação das propriedades mecânicas dos materiais constituintes dos elementos estruturais. Por outro lado, estas incertezas podem ser reduzidas através da realização de um grande número de observações para melhor entender a variabilidade da quantidade observada. Isso leva a uma melhor confiança para o valor resultante da observação. Porém, restrições de recursos econômicos e de tempo podem inviabilizar a coleta de mais dados conforme às necessidades em presença. Esta dificuldade cria o segundo grupo de incertezas não cognitivas que se baseia na representatividade dos dados observados.

O segundo grupo de incertezas não cognitivas é principalmente associado à limitação dos dados para uma melhor representação estatística da grandeza observada. Trata-se de incertezas estatísticas que são causadas pela falta de informações precisas e suficientes para tirar conclusões adequadas sobre a variabilidade da quantidade de interesse. A informação a respeito da variabilidade mudará de acordo com o número de amostras coletadas. Por isso, medidas quantitativas da confiança estatística baseadas nos números dos dados observados são geralmente consideradas na avaliação da confiabilidade (HALDAR e MAHADEVAN, 2000).

O terceiro grupo de incertezas não cognitivas ou incertezas quantitativas está associado ao modelamento das informações observadas. Os modelos de análise de sistemas são representações aproximadas de seu comportamento. Modelos computacionais tentam capturar as características essenciais do comportamento do sistema através de relações matemáticas idealizadas e procedimentos numéricos ao exemplo do método dos elementos finitos. Porém, estes procedimentos adotam muitas hipóteses simplificadoras que os afastam levemente do comportamento real do sistema representado. Os modelos deveriam geralmente ser encarados como simplificações que levam em conta os fatores mais decisivos e deixam de lado aqueles menos importantes (DIAMANTIDIS *et al.*, 2012).

Por isso, existem metodologias probabilísticas destinadas a incluir as incertezas do modelo nas análises de confiabilidade. Estas metodologias consistem na definição estatística do erro do modelo a partir da diferença observada entre o comportamento real do sistema e os resultados obtidos através de modelos computacionais anteriores. As incertezas resultantes das simplificações devem ser levadas em conta quer seja nas análises da sensibilidade quer seja introduzindo coeficientes do erro do modelo nas análises de confiabilidade (DIAMANTIDIS *et al.*, 2012). Da mesma forma, Haldar e Mahadevan (2000) consideram que o erro do modelo deve ser incluído na avaliação da confiabilidade como variável aleatória adicional.

2.1.2 As incertezas de origem cognitiva ou incertezas qualitativas

As incertezas de origem cognitiva são associadas a problemas resultantes da abstração intelectual da realidade. São igualmente identificadas como incertezas epistêmicas e geralmente surgem a partir do conhecimento limitado ou falta de conhecimento sobre o problema avaliado. As incertezas qualitativas podem surgir de:

- (a) definições de certos parâmetros e conceitos, como por exemplo, o conceito de desempenho estrutural (o que é falha, sobrevivência?), da qualidade, da deterioração, da qualidade e experiência da mão de obra, do impacto ambiental, das condições de estruturas existentes;
- (b) outros fatores humanos; e
- (c) definições de relações entre os diversos parâmetros do problema, especialmente problemas envolvendo sistemas complexos.

Este tipo de incertezas é usualmente tratado através da teoria de conjuntos de Fuzzy (AYYUB, 1994) apud (HALDAR e MAHADEVAN, 2000).

2.1.3 Breve consideração sobre a modelagem de incertezas

Depois de caracterizadas, as incertezas são convertidas em informações úteis para serem usadas nas análises probabilísticas. Esta conversão consiste em modelar o comportamento da quantidade avaliada de acordo com a sua frequência, a sua variabilidade e a relação de sua ocorrência com outras grandezas envolvidas no sistema. Isso é feito através da categorização da tendência dos resultados sujeitos às incertezas em distribuição de probabilidade. Neste processo, grandezas pertinentes são modeladas como variáveis aleatórias e o modelo matemático associado é obtido através da observação de dados. Para tal, o histograma da quantidade de interesse é plotado e a correspondente distribuição de probabilidade ajustada, seja por inspeção ou por testes de aderência (DINIZ, 2008). A Figura 2.1 ilustra o procedimento do ajuste da distribuição de probabilidade.

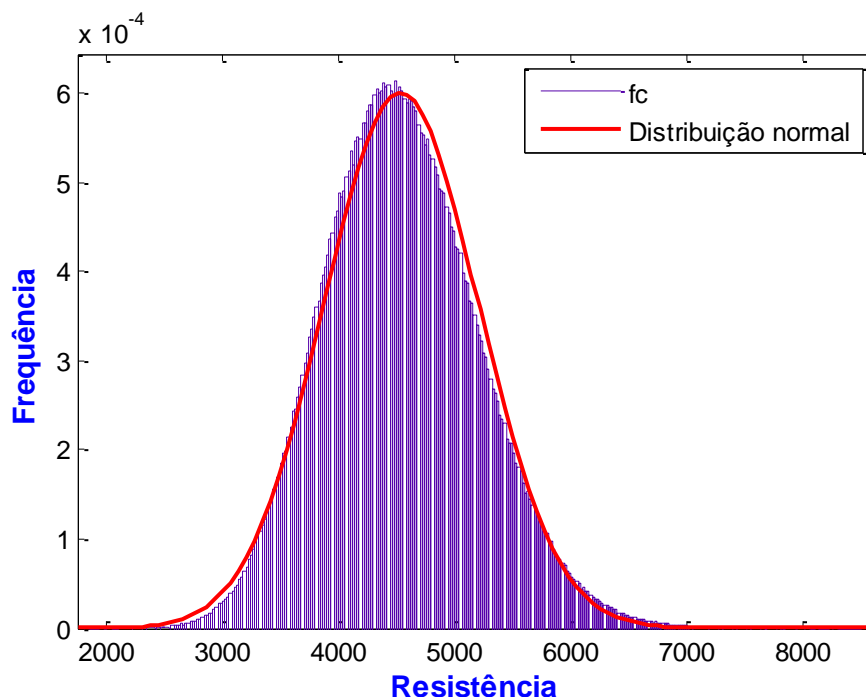


Figura 2.1 – Histograma da resistência à compressão e a distribuição normal imposta

Para uma completa representação da aleatoriedade, o diagrama de frequência pode ser aproximado por uma função densidade de probabilidade conhecida ao exemplo da função densidade de probabilidade normal. A função densidade de probabilidade pode ser representada por meio de seus parâmetros estatísticos (média e desvio padrão) que são indispensáveis para diversos métodos de análise da confiabilidade e devem por sua vez ser determinados de maneira estatística.

Neste processo de caracterização das variáveis aleatórias, as informações estatísticas necessárias podem ser extraídas de amostras seguindo as etapas iniciais mostradas na Figura 2.2 conforme sugerido por (HALDAR e MAHADEVAN, 2000). O fluxograma da referida figura mostra no final, um provável aproveitamento da modelagem de incertezas traduzido em uma adequada tomada de decisão para o projeto de engenharia considerado. Para chegar a uma conclusão representativa é preciso passar pela avaliação da confiabilidade através de um critério de desempenho específico, pela avaliação da consequência de falha e do risco correspondente à decisão a ser tomada com base na confiabilidade obtida.

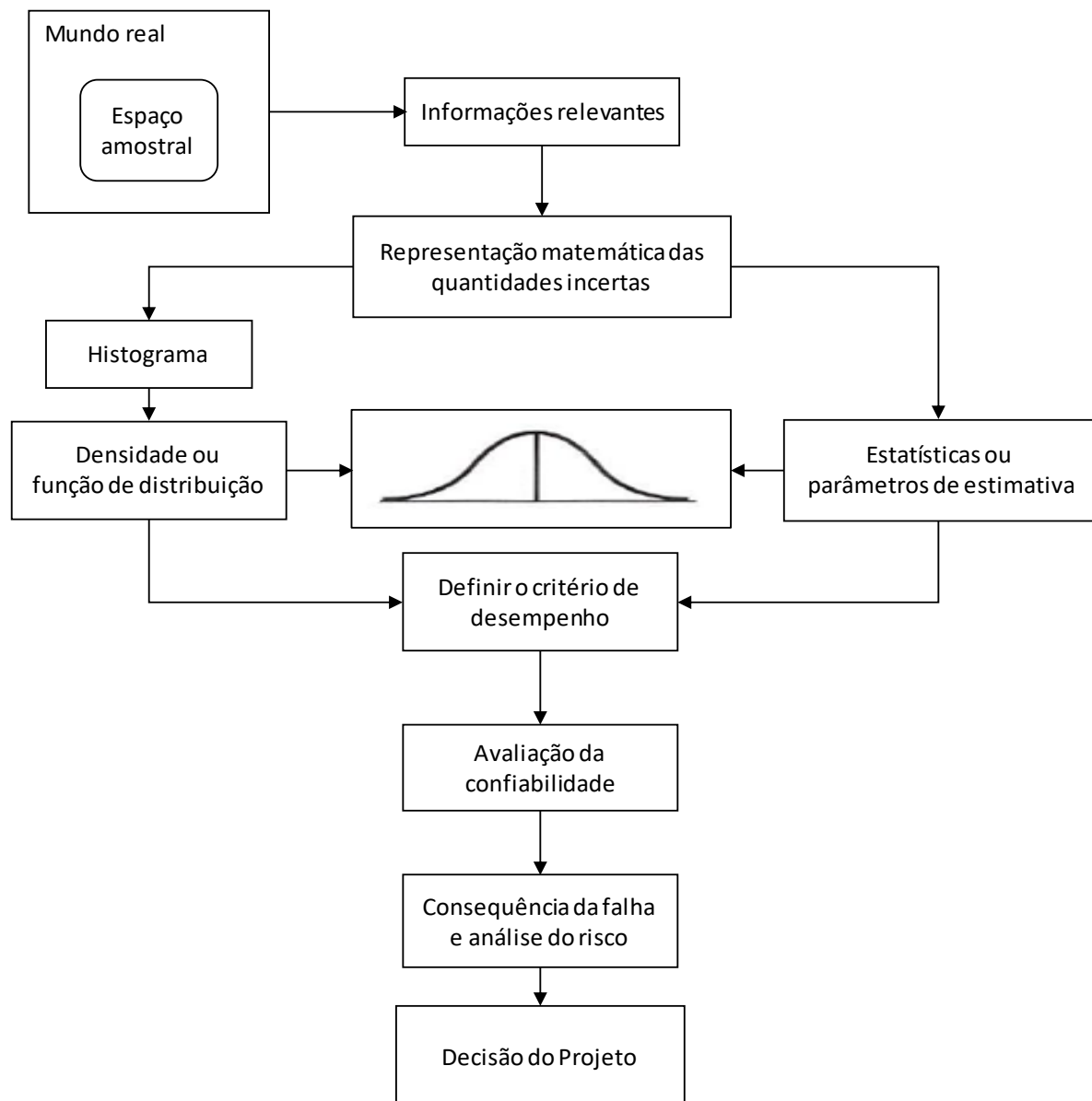


Figura 2.2 – Etapas em um estudo probabilístico – Haldar & Mahadevan (2000)

Pelo exposto, a noção da distribuição de probabilidade fornece informações na forma que são requeridas para uma análise estatística. Muitas vezes, os parâmetros estatísticos obtidos através destas distribuições como por exemplo, a média e a variância ou o coeficiente de variação são suficientes para introduzir a aleatoriedade das variáveis nas análises de confiabilidade. Isso é recorrente porque nem sempre é possível representar o comportamento de uma variável através de uma distribuição de probabilidade conhecida. Na falta de tal informação, o primeiro e

segundo momento, ou seja, a média e a variância são geralmente os únicos fatores que permitem a consideração da aleatoriedade das variáveis consideradas no projeto.

Quanto à avaliação da confiabilidade, existem diversos métodos que se diferenciam pelas informações que cada um requer a respeito das variáveis aleatórias associadas ao desempenho avaliado. Para uns, apenas a média e o desvio padrão bastam, para outros junto aos dois momentos, a distribuição de probabilidade de cada uma das variáveis deve ser conhecida. Os métodos da análise de confiabilidade mais conhecidos são: FORM (*First Order Reliability Methods*), FOSM (*First Order Second-Moment Method*), AFOSM (*Advanced First Order Second-Moment Method*) e simulações numéricas. Estes métodos são empregados em diversos níveis para avaliar a confiabilidade. Estes níveis estão descritos na seção seguinte.

2.2 NÍVEIS DOS METODOS DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

Dada a grande variedade de idealizações nos modelos de avaliação da confiabilidade de estruturas incorporados nas normas técnicas, torna-se adequado dispor de uma classificação. De acordo com Madsen *et al.* (1986), os métodos de confiabilidade podem ser classificados em função da quantidade de informações disponíveis e usadas no modelamento do problema estrutural considerado. Esta classificação pode ser feita em níveis ordenados numericamente de 1 a 4. Porém, há autores que consideram o nível zero totalizando 5 níveis dos métodos de confiabilidade conforme exposto abaixo.

2.2.1 Nível 0 – método das tensões admissíveis

Faz-se uma comparação entre a tensão decorrente do carregamento máximo esperado calculada no regime elástico-linear (σ) com a tensão admissível (σ_{adm}). A tensão admissível é determinada dividindo a tensão limite por um fator de segurança obtido empiricamente com base na experiência vivida no passado com estruturas similares. Teoricamente, a tensão limite (σ_{lim}) é aquela que define o limite do comportamento elástico-linear. O critério de projeto baseado neste método pode ser definido de acordo com a Eq. (2.1).

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{F_s} \quad (2.1)$$

De acordo com Ellingwood *et al.* (1980), este método apresenta vantagens e desvantagens. No passado, era o método tradicionalmente utilizado e mais conhecido pelos profissionais de engenharia, por isso, a sua vantagem era principalmente dada pela simplicidade com a qual o método se aplica. Os autores citados afirmavam que estruturas dimensionadas segundo este método apresentavam um comportamento satisfatório em serviço. Mantendo as tensões baixas, ao nível de carregamentos de serviço, deflexões, vibrações e fissurações nas vigas e elementos similares eram raramente críticas. Por isso, as verificações em serviços eram de menor interesse para estruturas dimensionadas até os anos de 1950. No entanto, o advento de concreto e estruturas de aço de alta resistência, concreto protendido e outras estruturas leves veio a tornar as verificações das estruturas em serviço necessárias na maior parte dos casos em que se aplicava este método.

As desvantagens se traduzem pelo fato que as tensões admissíveis não garantem o mesmo nível de segurança para todos os componentes estruturais. Os elementos estruturais que tem uma maior razão entre o peso próprio e a sobrecarga tendem a ter uma menor probabilidade de falha que aqueles mais leves onde a sobrecarga é preponderante. O emprego dos mesmos fatores de segurança não leva em conta esta tendência, por isso, não oferece a mesma segurança. Este método não seria seguro quando os efeitos de um carregamento se opõem aos efeitos de outros carregamentos envolvidos do dimensionamento. Isso é especialmente verdadeiro quando os efeitos do carregamento permanente se opõem aqueles do carregamento altamente variável do vento.

De acordo com Galambos (1992) apud Diniz (2006), o método do nível zero não trata de forma adequada o problema da segurança estrutural tanto do ponto de vista científico, quanto probabilístico ou econômico pelas seguintes razões:

- 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 (corrosão do aço) e efeitos de taxa de carregamento introduzem não-linearidades no espaço e no tempo;
- efeito do carregamento e deformação nem sempre são lineares;
- comportamento carga-deformação pós-escoamento pode ser: dúctil, com grande ou pequena reserva de resistência, ou frágil;

- em algumas circunstâncias é necessário utilizar a capacidade de absorção de energia da região não-linear para resistir a terremotos ou a explosões;
- a chance de exceder o estado limite de início da não-linearidade depende da variabilidade das cargas, dos materiais e do modelo computacional 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;
- 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.

2.2.2 Nível 1 – Método dos estados limites

O método dos estados limites é um método semi-probabilístico onde as incertezas inerentes às variáveis de projeto são levadas em conta através dos coeficientes de ponderação. O projeto estrutural começa com a verificação da resistência última seguida da verificação do estado limite de utilização. Aqui, emprega-se um valor característico para cada valor incerto. A este valor característico são aplicados os coeficientes de ponderação de forma a minorar a resistência (ϕ) e majorar os efeitos do carregamento (γ) conforme inscrito na Eq. (2.2).

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (2.2)$$

onde $\phi < 1,0$ é o fator de minoração da resistência ou $\phi = 1/\gamma_m$, $\gamma_m > 1,0$ é o fator do material.

Existem duas formas principais de exprimir a ponderação da resistência dadas pelas Eqs. (2.3) e (2.4).

$$R_d = \phi R_n (f_y, f_c \dots) \quad (2.3)$$

$$R_d = R_n (\phi_s f_y, \phi_c f_c \dots) \quad (2.4)$$

onde R_d é a resistência de cálculo obtida após a minoração da resistência nominal R_n . Na Eq. (2.3) minora-se a resistência obtida da interação dos diversos materiais constituintes do elemento estrutural. A norma americana ACI 318 (ACI, 2014) adota este formato dos estados limites últimos. Já na Eq. (2.4) a resistência de cálculo é obtida usando-se fatores (ϕ_s , ϕ_c) de redução para cada um dos materiais constituintes do elemento estrutural, por exemplo aço e concreto. A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) e o Eurocode 2 adotam este formato dos estados limites últimos.

2.2.3 Nível 2 – Métodos do índice de confiabilidade

As variáveis incertas são consideradas segundo um modelo probabilístico definido geralmente pela média e o desvio-padrão e eventualmente suplementado com a medida da correlação entre as variáveis envolvidas, geralmente a covariância. Aqui não há detalhes sobre as distribuições de probabilidade das variáveis de interesse. A média e o desvio padrão permitem a definição do índice de confiabilidade. Critérios de dimensionamento são estabelecidos pensando em atingir um valor objetivo do índice de confiabilidade. Desta forma, o índice de confiabilidade resultante do dimensionamento deve ter um valor próximo do admissível conforme as Eqs. (2.5) e (2.6).

$$\beta \geq \beta_{adm} \quad (2.5)$$

$$\beta_{adm} \cong \beta_{alvo} \quad (2.6)$$

2.2.4 Nível 3 – Métodos da probabilidade de falha

Neste método as distribuições de probabilidade das variáveis envolvidas são especificadas e a probabilidade de falha da estrutura é usada como medida de sua confiabilidade. No caso de variáveis correlacionadas, para aplicação deste método, é indispensável que seja fornecida a distribuição de probabilidade conjunta de todas as variáveis envolvidas. Os critérios de dimensionamento são estabelecidos de maneira a atingir a condição dada pelas Eqs. (2.7) e (2.8) em que p_f^{adm} representa o valor admissível da probabilidade de falha, p_{alvo} é o valor definido

durante a calibração e que garante um nível de segurança julgado adequado para o elemento estrutural dimensionado.

$$p_f \leq p_f^{adm} \quad (2.7)$$

$$p_f^{adm} \cong p_{alvo} \quad (2.8)$$

2.2.5 Nível 4 – Método da Minimização dos custos Envolvidos ao Longo da Vida Útil

Realiza-se a combinação da confiabilidade de estruturas com a otimização para projetar estruturas econômicas sem abrir mão dos níveis de confiabilidade requeridos. Aqui são aplicados os princípios da engenharia econômica sob incertezas considerando os custos e benefícios da construção, da manutenção, dos reparos, da consequência da falha e do interesse no capital. Este método é apropriado para estruturas de maior importância econômica ao exemplo de torres de transmissão, plantas nucleares etc. O custo total da vida útil, C_{VU} , da estrutura que embasa este método é dado pela Eq. (2.9).

$$C_{VU} = C_i + C_{insp} + C_r + C_f \quad (2.9)$$

onde C_i é o custo inicial, C_{insp} é o custo da inspeção, C_r é o custo do reparo e C_f é o custo associado à falha, sendo que C_f (DINIZ, 2008) é dado por:

$$C_f = \sum_i^n P_{fi} \times C_{fi} \quad (2.10)$$

onde P_{fi} é a probabilidade de falha associada ao i -ésimo modo de falha e C_{fi} é o custo associado ao i -ésimo modo de falha (Custo em decorrência de danos, perda de vidas humanas, atrasos para o usuário, etc.)

2.3 AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

Conforme visto acima, o conceito básico que norteia os projetos de engenharia estabelece uma comparação entre o suprimento e a demanda. Esta comparação é feita através de uma equação que modela o comportamento do sistema dimensionado. Esta equação é conhecida como função de desempenho quando envolve muitas variáveis e geralmente assume um valor que separa o domínio tridimensional do problema em duas regiões, uma segura e outra de falha. Quando se trata de apenas duas variáveis, a margem de segurança é o termo usualmente utilizado para identificar esta equação. A análise da confiabilidade se articula em torno da determinação de faixa de valores que esta função deve assumir de maneira a garantir o desempenho satisfatório do sistema.

2.3.1 Estado Limite

O estado limite de uma estrutura ou uma parte dela é geralmente alcançado quando a resistência se iguala à solicitação à qual a estrutura está sujeita. Do ponto de vista teórico, o estado limite é a fronteira que separa o domínio da função de desempenho em duas regiões distintas. A região de falha caracterizada por valores que levam a um desempenho insatisfatório e região de sobrevivência que representa a faixa de valores que garante a segurança da estrutura.

Do ponto de vista do projeto estrutural, o termo estado limite tem uma conotação diferente daquela associada à avaliação da confiabilidade definida acima. Para o projeto de estruturas, Nowak e Collins (2000) consideram que existem três tipos de estados limites geralmente considerados:

1. os estados limites últimos geralmente associados a perda da capacidade resistente do elemento estrutural. Sua ocorrência está relacionada à integridade estrutural e pode ocasionar danos materiais consideráveis e prejudicar a segurança dos usuários. Como exemplo, podemos citar a perda total da estabilidade da estrutura, fissuração excessiva de elemento de concreto sob compressão, formação de rótula plástica para elementos de aço sob esforços de compressão entre outras considerações.
2. os estados limites de serviço associados principalmente ao conforto dos usuários, à deterioração gradual e a custos de manutenção. Podem ser avaliados em termos do

excesso de deflexão, excesso de vibração, exagerada deformação permanente, fissuras etc.

3. os estados limites de fadiga associados à perda da resistência sob carregamento repetitivo. Um componente estrutural pode falhar sob um carregamento repetido menor do que sua resistência característica.

As bases de projeto de estruturas são geralmente dadas em termos dos dois primeiros tipos de estados limites, os últimos e os de serviço.

2.3.2 Problema básico da confiabilidade Estrutural

O problema básico da confiabilidade estrutural considera apenas um modo de falha e duas variáveis aleatórias (R e S), R representando a resistência e S a solicitação. Uma comparação é feita entre as duas variáveis envolvidas através da margem de segurança conforme ilustrado pela Eq. (2.11). A margem de segurança é a forma fundamental de exprimir a função de desempenho também chamada de função de estado.

$$G(R, S) = R - S \quad (2.11)$$

Desta forma o estado limite ocorre quando a margem de segurança assumir o valor discreto $g = 0$. Quando $g > 0$, a estrutura está segura e o desempenho satisfatório é cumprido. Quando $g < 0$, a estrutura não está segura e ocorre a condição de falha, situação que corresponde a um desempenho deficiente.

Como R e S são variáveis aleatórias e a condição de $G(R, S)$ corresponder a um valor nulo não pode ser garantida absolutamente, ou seja, com a probabilidade de ocorrência igual a um. Logo, existe uma certa probabilidade para $G(R, S)$ assumir valores negativos, caracterizando a condição de falha da estrutura. O objetivo primordial da teoria da confiabilidade é o de avaliar a probabilidade de falha p_f e de encontrar as condições necessárias para limitar a sua magnitude a valores aceitáveis (NOWAK e COLLINS, 2000). A probabilidade de falha pode ser determinada pela Eq. (2.12).

$$p_f = P(S > R) = P(G < 0) \quad (2.12)$$

As duas variáveis aleatórias R e S são geralmente variáveis contínuas e por isso, são descritas por distribuições de probabilidade apropriadas $F_R(r)$ e $F_S(s)$ assim como suas correspondentes densidades de probabilidade $f_R(r)$ e $f_S(s)$. Estas distribuições de probabilidade por sua vez se caracterizam por seus parâmetros estatísticos μ_R, μ_S, σ_R e σ_S respectivamente momentos de primeira e segunda ordem das mesmas. Assim sendo, a probabilidade de falha pode ser formulada através da Eq. (2.13).

$$p_f = P(R < S) = \sum_s P(R < S | S = s)P(S = s) \quad (2.13)$$

Se a resistência e a solitação, R e S , são variáveis estatisticamente independentes, temos que:

$$P(R < S | S = s) = P(R < s) \quad (2.14)$$

Desta maneira, visto que no caso geral as variáveis R e S são variáveis contínuas e sempre assumem valores positivos, a probabilidade de falha pode ser determinada pela Eq. (2.15).

$$p_f = \int_0^{\infty} F_R(s) f_S(s) ds \quad (2.15)$$

A integral acima, onde $F_R(s)$ representa a probabilidade de $R < s$ e $f_S(s)ds$ a probabilidade de S assumir um valor entre s e $s + ds$, é conhecida como integral de convolução com relação a s e pode ser ilustrada graficamente através da Figura 2.3. Nesta figura, a área hachurada corresponde à $P(R < s)$ e a área de sobreposição entre as duas curvas representa qualitativamente a probabilidade de falha.

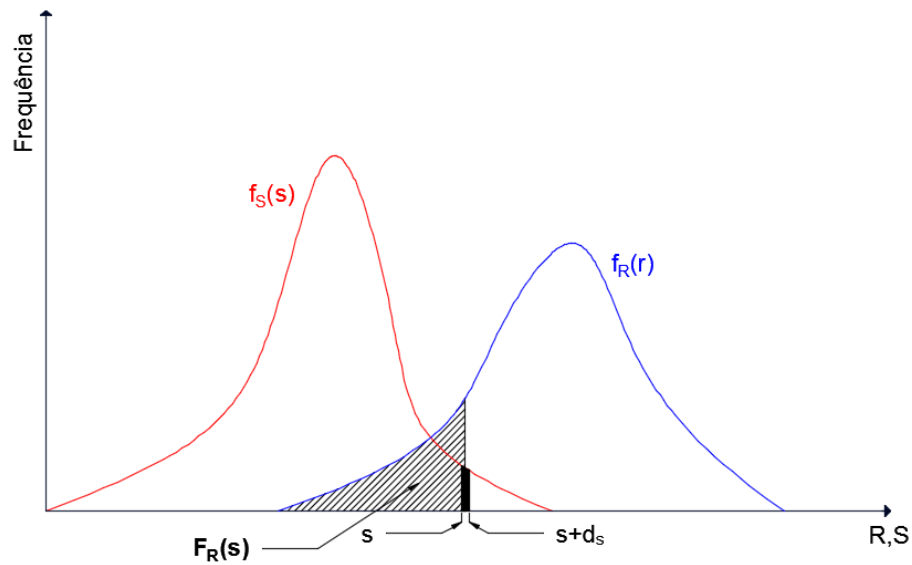


Figura 2.3 – Representação da integral de convolução

Como qualitativamente, a probabilidade de falha depende da área de sobreposição referida acima, pode-se afirmar que o afastamento entre as duas curvas geralmente representado pela razão entre as médias (μ_R/μ_S) e a dispersão de cada uma das curvas em torno de sua respectiva média definem qualitativamente a probabilidade de falha p_f . A dispersão é usualmente representada pelos coeficientes de variação V_R e V_S respectivamente das variáveis R e S .

A influência da posição relativa entre as curvas das funções densidade de probabilidade de R e S pode ser observada na Figura 2.4 onde se nota uma maior área de sobreposição para valores de μ_R e μ_S mais próximos.

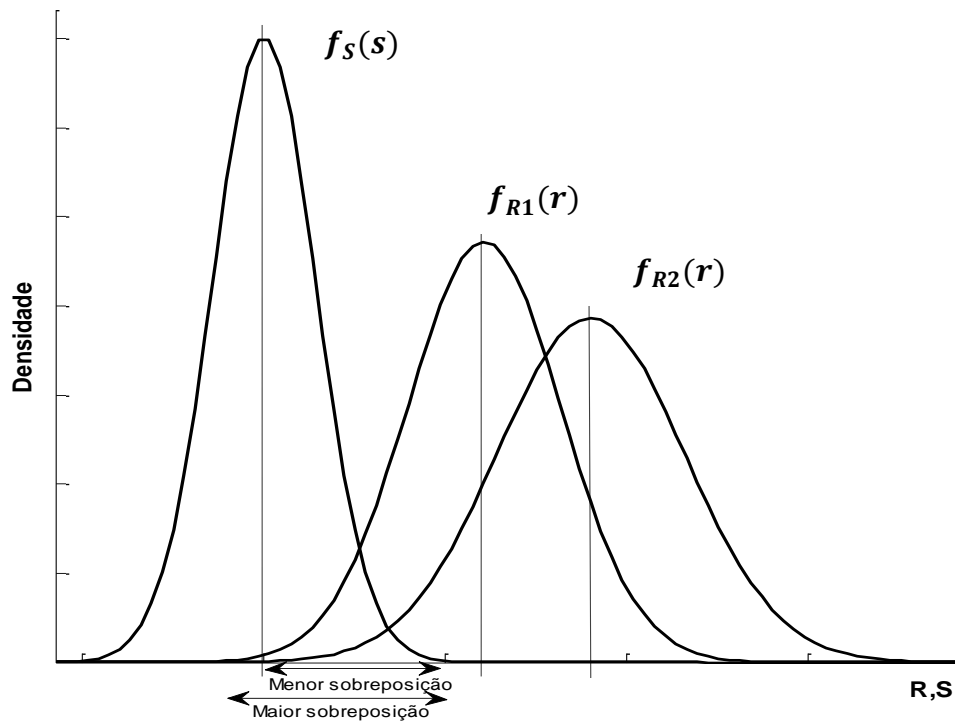


Figura 2.4 – Influência da posição relativa entre $f_R(r)$ e $f_S(s)$ na probabilidade de falha p_f

Já a Figura 2.5 ilustra a influência da dispersão das duas variáveis podendo ser observado que as curvas de maior dispersão acarretam maior área de sobreposição, portanto, qualitativamente, maior probabilidade de falha. Por isso, toda medição de segurança ou confiabilidade tende a ser dada em função da posição relativa entre $f_R(r)$ e $f_S(s)$ assim como do grau das dispersões apresentada por estas duas funções.

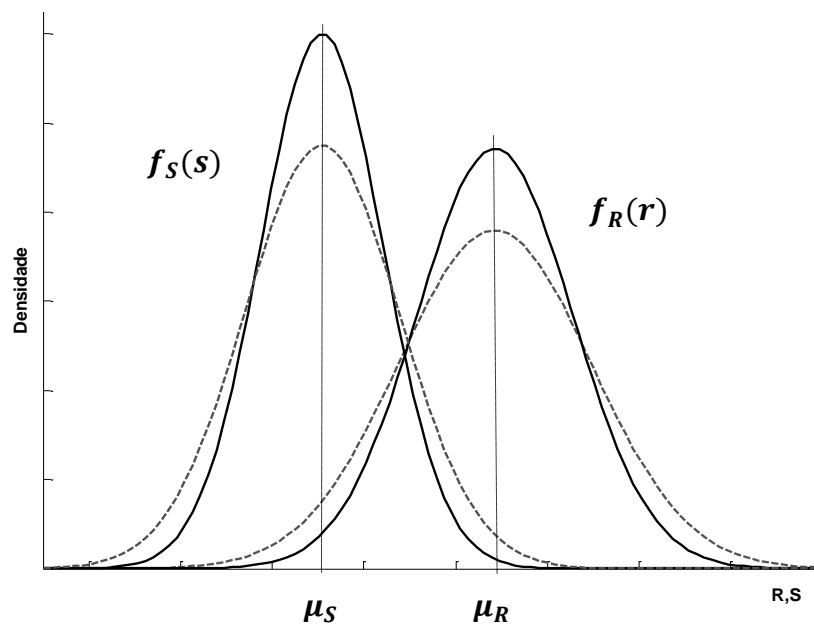


Figura 2.5 – Influência das dispersões de $f_R(r)$ e $f_S(s)$ na probabilidade de falha p_f

Como R e S são variáveis aleatórias, G também é uma variável aleatória caracterizada pela sua função densidade de probabilidade (PDF – do inglês *Probability Distribution Function*) $f_G(g)$. Dada a PDF de G , a probabilidade de falha em função da margem de segurança pode ser determinada pela Eq. (2.16).

$$p_f = \int_{-\infty}^0 f_G(g) dg \quad (2.16)$$

Graficamente, a falha corresponde à área sob a curva $f_G(g)$ situada abaixo de zero ($G < 0$) conforme ilustra a Figura 2.6.

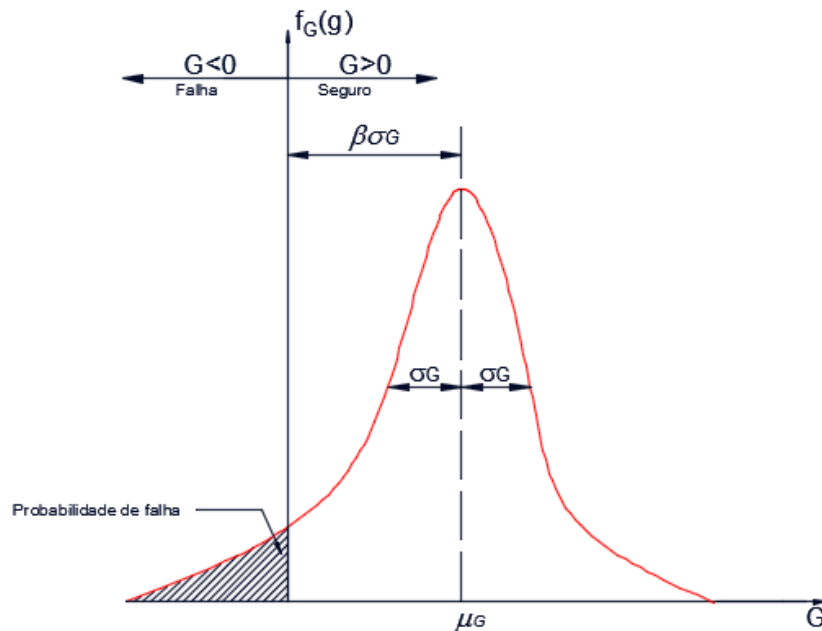


Figura 2.6 – Ilustração da probabilidade de falha

Se R e S não forem variáveis estatisticamente independentes, a probabilidade de falha se articula em torno da função densidade de probabilidade conjunta das duas variáveis R e S , $f_{RS}(r, s)$ conforme a Eq. (2.17).

$$p_f = \int_0^{\infty} \int_0^s f_{RS}(r, s) dr ds \quad (2.17)$$

A Figura 2.7 ilustra a função densidade de probabilidade conjunta que é representada por uma superfície, e o estado limite que separa o domínio de segurança daquele de falha. A probabilidade de falha dada pela Eq. (2.17) é calculada pela integração da função densidade de probabilidade conjunta sobre o domínio de falha. Já a Figura 2.8 mostra o domínio de falha em duas dimensões para uma melhor visualização.

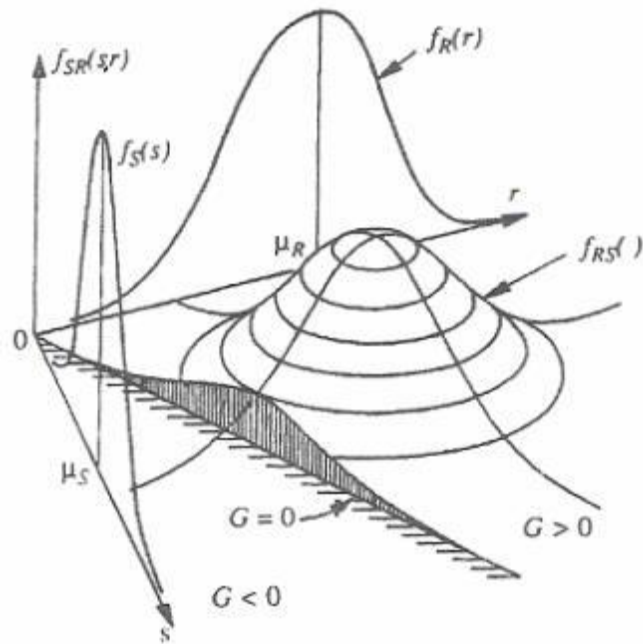


Figura 2.7 – Representação tridimensional da função densidade de probabilidade conjunta e do domínio de falha (MELCHERS, 1999)

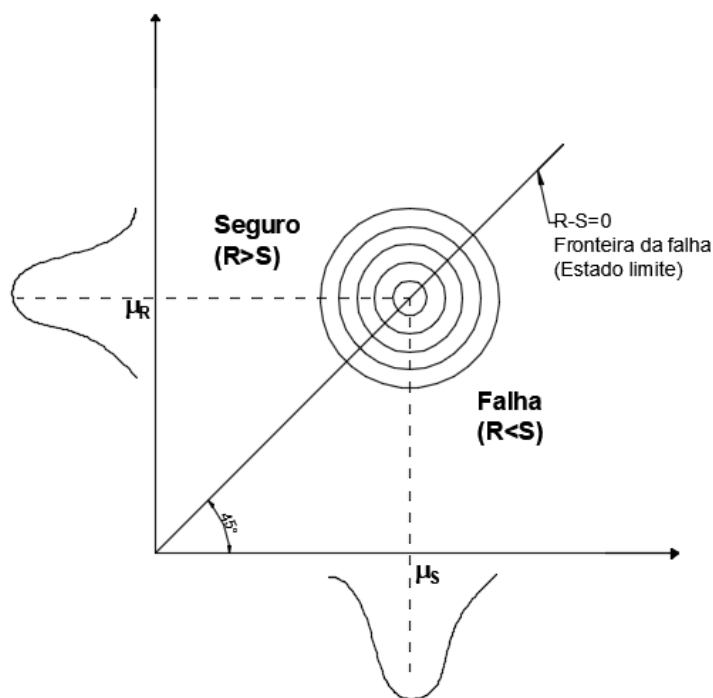


Figura 2.8 – Domínio de falha e domínio de segurança no espaço bidimensional (DIAMANTIDIS *et al.*, 2012)

Geralmente, a função de desempenho é constituída de muitas variáveis que entram na composição dos efeitos do carregamento e dos efeitos da resistência (propriedades físicas dos materiais, tipos de carregamento, propriedades geométricas etc.). Muitas vezes, estas variáveis não têm suas distribuições de probabilidade conhecidas e mesmo que tenham, a resolução da integral dada pelas Eqs. (2.15) e (2.17) nem sempre é possível. Quando possível, a resolução da referida integral só é viável através de métodos numéricos que geralmente exigem recursos computacionais robustos. Por isso, uma alternativa para avaliar a confiabilidade estrutural é através do índice de confiabilidade (β) que permite o cálculo direto da probabilidade de falha com poucas informações a respeito da distribuição de probabilidade das variáveis envolvidas.

Vários métodos são usados para determinar o índice de confiabilidade entre eles o FORM, o FOSM e simulações numéricas como por exemplo a simulação de Monte Carlo. De todos estes métodos, neste trabalho são apresentados apenas conceitos relativos à simulação de Monte Carlo por ser o método utilizado para avaliar a confiabilidade de estruturas existentes nesta dissertação.

2.3.3 Índice de Confiabilidade (β)

O índice de confiabilidade é um parâmetro que permite estimar diretamente a probabilidade de falha apenas com informações a respeito dos primeiros momentos da função de desempenho (G). Estas informações são geralmente de fácil obtenção.

A luz do problema básico da confiabilidade estrutural definido através da margem de segurança (G) pela Eq. (2.11), assumindo que R e S são variáveis estatisticamente independentes e de distribuição normal (o que sempre pode ser obtido através da normalização das variáveis), G também terá uma distribuição normal e seus parâmetros estáticos são dados pelas Eqs. (2.18) e (2.19).

$$\mu_G = \mu_R - \mu_S \quad (2.18)$$

$$\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (2.19)$$

Nesta condição — variáveis normais estatisticamente independentes — a probabilidade de falha pode ser determinada com exatidão através da Eq. (2.20) em que β representa o índice de confiabilidade e Φ representa a função distribuição de probabilidade acumulada da variável Normal padrão. Por sua vez, o índice de confiabilidade β é dado pela Eq. (2.21) em que μ_G e σ_G representam respectivamente a média e o desvio padrão da margem de segurança (ou função de desempenho).

$$p_f = \Phi(-\beta) \quad (2.20)$$

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (2.21)$$

A luz das Eqs. (2.18) e (2.19), o índice de confiabilidade pode ser especificado pela Eq. (2.22).

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.22)$$

Geometricamente (Figura 2.9) o índice de confiabilidade representa a menor distância entre a curva $G(\mathbf{Z}) = 0$ e a origem dos eixos no espaço das variáveis aleatórias reduzidas representadas pelo vetor \mathbf{Z} . As variáveis reduzidas são obtidas através da normalização das variáveis originais (R e S) conforme as Eqs. (2.23) e (2.24) em que R e S representam as variáveis originais. A normalização das variáveis originais é um procedimento adotado para problemas em que as variáveis originais não têm as suas funções distribuição de probabilidade conhecidas fazendo com que a confiabilidade seja dada apenas a partir de seus primeiros momentos (a média e o desvio padrão). Portanto quando estes momentos são conhecidos, o índice de confiabilidade pode ser determinado geometricamente como a menor distância entre a curva da função de desempenho e a origem dos eixos no espaço das variáveis aleatórias reduzidas. As variáveis reduzidas são determinadas a partir dos primeiros e segundos momentos das variáveis originais (Eqs. (2.23) e (2.24)).

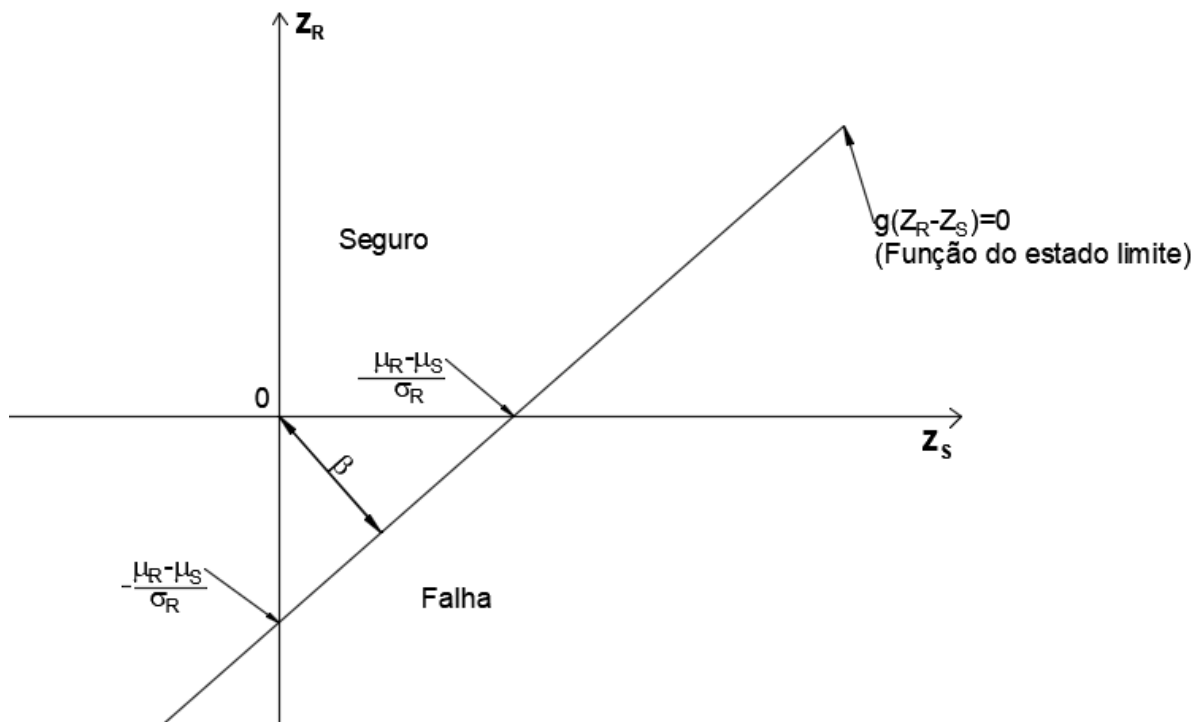


Figura 2.9 – O índice de confiabilidade definido como menor distância no espaço das variáveis reduzidas

$$Z_R = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad (2.23)$$

$$Z_S = \frac{S - \mu_S}{\sigma_S} \quad (2.24)$$

Através da Figura 2.6 mostrada anteriormente pode-se observar que o índice de confiabilidade mede igualmente a distância entre a média da função de desempenho das variáveis originais $G(R, S)$ e o ponto zero em unidade de desvios padrão.

2.4 SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

De acordo com Ang e Tang (1975), a simulação é o processo de reprodução do mundo real com base em um conjunto de hipóteses e modelos e pode ser realizada de forma teórica ou experimental. Na prática, a simulação teórica é feita de forma numérica e se tornou uma ferramenta muito prática devido ao avanço computacional. Tal como métodos experimentais, a simulação numérica pode ser usada para obtenção de dados simulados com o intuito de completar ou substituir dados existentes sobre um problema definido.

Na verdade, a simulação teórica é um método de experimento numérico ou experimento computacional que pode ser usada na engenharia para prever e estudar o desempenho ou a resposta de um dado sistema. A partir de um conjunto de prescrições a respeito dos parâmetros do sistema, em especial as variáveis de dimensionamento, o processo de simulação possibilita a medição do desempenho ou da resposta do mesmo. Através de simulações repetidas, a sensibilidade do desempenho do sistema a variações em seus parâmetros é avaliada de maneira a determinar as melhores alternativas de projeto e decifrar o dimensionamento ótimo.

Tecnicamente, a simulação de Monte Carlo consiste na repetição do processo de simulação usando-se em cada uma um conjunto particular de valores para as variáveis aleatórias; valores estes gerados de acordo com as suas respectivas distribuições de probabilidade. Por isso, a Simulação de Monte Carlo é indicada para problemas envolvendo variáveis aleatórias com distribuições de probabilidade conhecidas ou assumidas.

A repetição do processo permite a obtenção de uma amostra de soluções cada uma correspondendo a um conjunto diferente de valores das variáveis aleatórias. Considera-se que uma amostra da simulação de Monte Carlo corresponde a uma amostra obtida através de observações experimentais (ANG e TANG, 1975). Por isso, os resultados obtidos através da simulação de Monte Carlo podem ser tratados estatisticamente e apresentados em termos de histogramas de maneira que métodos estatísticos de estimativas sejam aplicados. Desta forma, a simulação de Monte Carlo é igualmente uma técnica de amostragem e com isso está sujeita a erros de amostragem ao exemplo dos outros métodos da teoria de amostragem.

A tarefa fundamental da simulação de Monte Carlo é a geração de número aleatórios a partir de distribuições de probabilidade prescritas. Uma vez os números aleatórios gerados, o processo da simulação se torna determinístico por meio da avaliação sequencial do desempenho para cada conjunto de valores gerados.

De acordo com Diniz (2008), o uso da simulação de Monte Carlo para avaliar o desempenho estrutural pode ser requerido para alcançar as finalidades abaixo:

- calcular as estatísticas (média, desvio padrão e tipo de distribuição) da resposta da estrutura. Neste caso, primeiro é obtida a amostra da resposta e uma distribuição de probabilidade é ajustada aos dados dessa amostra;
- calcular a probabilidade de falha. Neste caso, a função de desempenho é estabelecida e a amostra dos possíveis resultados é simulada. A cada simulação é associado um dado valor do desempenho avaliado. O total de valores correspondentes ao desempenho insatisfatório dividido pelo número total de simulações realizadas constitui a probabilidade de falha procurada.

Portanto, dois itens são primordiais para a implementação da simulação de Monte Carlo na avaliação de estruturas:

- (1) uma relação determinística para descrever a resposta da estrutura, geralmente a função de desempenho;
- (2) as distribuições de probabilidade de todas as variáveis envolvidas na resposta da estrutura.

Para Haldar e Mahadevan (2000), a simulação de Monte Carlo pode ser implementada com eficiência através das seguintes etapas:

- (a) definir o problema em função de todas as variáveis aleatórias;

- (b) quantificar as características probabilísticas de todas as variáveis em termos de suas funções densidade de probabilidade (PDF) para variáveis contínuas ou em termos de suas funções massa de probabilidade (PMF — do inglês *Probability Mass Function*) para variáveis discretas assim como seus parâmetros estatísticos correspondentes;
- (c) gerar valores numéricos para estas variáveis, haverá N valores para cada variável se forem usadas N simulações;
- (d) avaliar o problema de forma determinística para cada conjunto de realizações (valores) das variáveis aleatórias, ou seja, realizar o experimento numérico;
- (e) extrair informações probabilísticas das N realizações; e
- (f) determinar a precisão e a eficiência da simulação.

2.4.1 Geração de números aleatórios discretos

A ferramenta chave para a implementação da simulação de Monte Carlo é a geração apropriada de números aleatórios das variáveis aleatórias de acordo com as suas respectivas distribuições de probabilidade. A tarefa de geração de números aleatórios é muito laboriosa, por isso, a simulação de Monte Carlo é mais efetiva com apoio de recursos computacionais graças aos quais se pode gerar automaticamente os números aleatórios seguindo as distribuições de probabilidade prescritas.

Com o propósito didático, será apresentado aqui o procedimento geral de geração de números aleatórios. Lembra-se que, esta tarefa é facilmente realizada por Programas comerciais, como por exemplo, o MATLAB. Geralmente estes programas oferecem funções específicas para a geração de números aleatórios segundo diversos tipos de distribuição de probabilidade. Tais funções facilitam em muito a implementação de procedimentos computacionais relativos à simulação de Monte Carlo como o procedimento implementado neste trabalho através do MATLAB conforme explicitado na seção 6.2.

Geralmente, todos os computadores modernos têm a capacidade de gerar números uniformemente distribuídos entre 0 e 1. Com base em um valor arbitrário “*seed value*”, os geradores produzem números uniformemente distribuídos entre 0 e 1. Ao mudar o valor do “*seed value*”, diferentes números aleatórios distintos daqueles correspondentes ao primeiro “*seed value*” são gerados. Programas robustos utilizam o mesmo mecanismo para gerarem

números aleatórios de variados tipos de distribuições de probabilidade, entre eles, o já citado MATLAB.

Teoricamente, a geração de números aleatórios passa essencialmente por duas etapas consecutivas. A primeira consiste na geração de números aleatórios uniformemente distribuídos entre 0 e 1, o que pode ser obtido através de computadores conforme destacado acima ou através de tabelas. A segunda consiste na obtenção de números aleatórios seguindo distribuições específicas através de transformações apropriadas. Estas etapas podem ser realizadas por meio do processo mostrado na Figura 2.10 conhecido como técnica da transformação inversa ou o método do inverso do CDF (do inglês — *Cumulative Distribution Function*). Neste método, iguala-se o CDF da variável aleatória a um dos valores u_i gerados através da distribuição uniforme, ou seja, $F_X(x) = u_i$, e em seguida resolve-se a equação para x_i de acordo com a Eq. (2.25).

Considerando-se uma variável X com a sua função densidade de probabilidade (CDF) $F_X(x)$. A uma dada realização $F_X(x) = u$, o valor da variável aleatória X correspondente à realização u é dado por:

$$x_i = F_X^{-1}(u_i) \quad (2.25)$$

Considerando os diferentes valores u_i da variável aleatória U uniformemente distribuída e seus correspondentes valores x_i obtidos através da Eq. (2.25), obtém-se o PDF desejado da variável X através do qual se mapeia a correspondente função densidade de probabilidade (PDF).

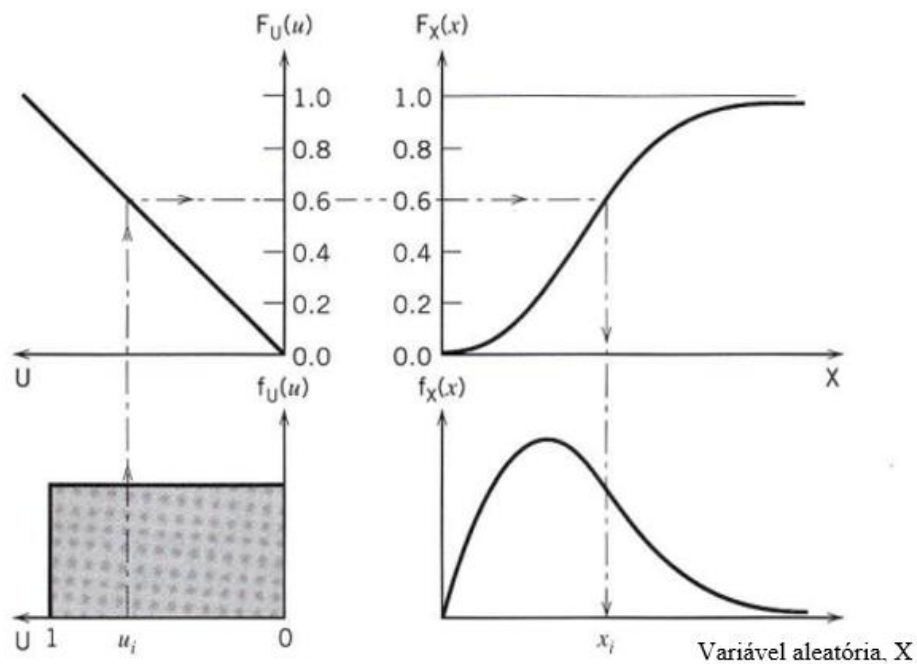


Figura 2.10 – Mapeamento entre as variáveis U e X (HALDAR e MAHADEVAN, 2000)

2.4.2 Experimento Numérico

Os N números gerados para cada uma das variáveis aleatórias do problema constituem N conjuntos de números aleatórios, cada conjunto representa a realização do problema. Portanto, resolvendo-se o problema N vezes de forma determinística se obtém N pontos amostrais que são informações características da aleatoriedade da resposta do sistema. Os N pontos amostrais gerados para o resultado ou a resposta podem ser usados em seguida para calcular todos os parâmetros estatísticos necessários da amostra, o histograma, o diagrama de frequência, a PDF e sua correspondente CDF, assim como a probabilidade de falha considerando diversos critérios de desempenho. A precisão da avaliação aumenta junto com o aumento do número de simulações N .

2.4.3 Extraíndo informações probabilísticas através da simulação

Na avaliação da confiabilidade de estruturas, uma das informações essenciais e geralmente obtida estatisticamente é a probabilidade de falha. Considerando que o estado limite dado pela Eq. (2.11) corresponde a um dado modo de falha para a estrutura, a simulação de Monte Carlo possibilita a obtenção das *PDFs* das variáveis R e S quando estas são assumidas estatisticamente

independentes e ao mesmo tempo funções de outras variáveis importantes que entram na descrição do comportamento estrutural avaliado. As informações obtidas a respeito de R e S são inscritas no modelo matemático $G(R, S)$, que por sua vez, fornece amostras que permitem o mapeamento dos parâmetros estatísticos da resposta da estrutura. Porém, a extração de informações probabilísticas a respeito de R e S e em seguida da resposta G é uma tarefa onerosa computacionalmente. Já a informação relativa à probabilidade de falha não exige muito trabalho e pode ser obtida da maneira que segue.

Sabe-se que os valores de $G(R, S)$ correspondentes à situação $G(R, S) < 0$, caracterizam a falha. Considerando N_f como o número de ciclos da simulação em que $G(R, S)$ é menor do que zero e N como o número total dos ciclos da simulação, a probabilidade de falha pode ser estimada através da Eq. (2.26). O ciclo de uma simulação é o ato durante o qual um valor específico é gerado e atribuído a cada uma das variáveis aleatórias que modelam o desempenho da estrutura.

$$p_f = \frac{N_f}{N} \quad (2.26)$$

2.4.4 Precisão e eficiência do método

A validade da estimativa da probabilidade de falha através da Eq. (2.26) é uma questão de grande interesse. Embora a precisão da estimativa aumente com o número de ciclos da simulação, para problemas apresentando pequenas probabilidades de falha, o erro assumido calculando a probabilidade de falha da forma descrita acima pode ser consideravelmente grotesco.

A precisão da Eq. (2.26) pode ser avaliada de diversas maneiras. De acordo com Ayyub e Haldar (1985), uma delas consiste na avaliação da variância ou do coeficiente de variação da probabilidade de falha estimada. A variância ou o coeficiente de variação podem ser estimados assumindo cada ciclo da simulação como um teste de Bernoulli e o número de falhas em N testes pode ser considerado seguindo a distribuição binomial. Assim, o coeficiente de variação de p_f pode ser determinado através da Eq. (2.27).

$$V(p_f) = \delta_{p_f} = \frac{\sqrt{\frac{(1-p_f)p_f}{N}}}{p_f} \quad (2.27)$$

Quanto menor o valor do coeficiente de variação (δ_{p_f}), melhor é considerada a estimativa da probabilidade de falha realizada através da Eq. (2.26). Pode-se observar através da Eq. (2.27) que p_f tende para zero quando N tende para o infinito.

Segundo Shooman (1968) apud Haldar e Mahadevan (2000), outra forma de estudar o erro associado ao número de simulações é aproximando a distribuição binomial com a distribuição normal e estimando o intervalo de confiança de 95% para a probabilidade de falha. Com base nisso pode ser demonstrado que:

$$P \left[-2\sqrt{\frac{(1-p_f^T)p_f^T}{N}} < \frac{N_f}{N} - p_f^T < 2\sqrt{\frac{(1-p_f^T)p_f^T}{N}} \right] = 0,95 \quad (2.28)$$

onde p_f^T é a verdadeira probabilidade de falha. Neste caso a porcentagem do erro pode ser definida como:

$$\varepsilon\% = \frac{\frac{N_f}{N} - p_f^T}{p_f^T} \times 100\% \quad (2.29)$$

A combinação das Eqs. (2.28) e (2.29) resulta na Eq. (2.30) que é a mais utilizada para avaliar o erro associado à estimativa da probabilidade de falha através da simulação de Monte Carlo.

$$\varepsilon\% = \sqrt{\frac{(1-p_f^T)}{N \times p_f^T}} \times 200\% \quad (2.30)$$

A Eq. (2.30) indica que haverá em torno de 20% de erro caso a probabilidade de falha p_f^T de 0,01 tenha sido estimada com 10.000 ciclos. Por isso, Haldar e Mahadevan (2000), estimam que há 95% de chances que a probabilidade de falha se situe na faixa de $0,01 \pm 0,002$ para uma estimativa feita com base em 10.000 simulações.

As Eqs. (2.28) e (2.30) indicam que para atingir um certo nível de precisão, o número de ciclos da simulação depende da probabilidade de falha desconhecida. Como em muitos problemas de engenharia a probabilidade de falha pode ser menor do que 10^{-5} , em média, somente 1 realização nas 100.000 simuladas mostrará a falha. Por isso, pelo menos 100.000 ciclos de simulação são requeridos para estimar o comportamento estrutural através da simulação de Monte Carlo. Porém, para uma estimativa mais confiável, 1000.000 de simulações são geralmente suficientes para uma boa precisão da probabilidade de falha estimada (HALDAR e MAHADEVAN, 2000).

Se o problema tem n variáveis aleatórias, então, n milhões de números aleatórios são necessários para estimar com sucesso a probabilidade de falha. Para problemas complexos, este número de simulações requer um grande investimento em recursos computacionais representando, por isso, a maior desvantagem da simulação de Monte Carlo. Para problemas mais complexos, outras técnicas de simulação ao exemplo das técnicas de redução da variância — não abordadas nesta dissertação — são menos onerosas computacionalmente e oferecem a mesma eficiência na estimativa da probabilidade de falha.

2.5 CALIBRAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS

As normas técnicas desempenham um papel central no processo de construção de infraestruturas porque especificam os requisitos que o engenheiro deve satisfazer para alcançar o nível mínimo de segurança aceito pela sociedade (COLLINS e NOWAK, 2000). O critério comum à maioria das normas técnicas atuais de projeto de estruturas consiste na prescrição de diretivas para a determinação das cargas de projeto e da capacidade dos elementos estruturais em suportar estas cargas. No projeto semi-probabilístico, a segurança é estimada aplicando-se fatores parciais de segurança à resistência e aos efeitos do carregamento. Estes fatores são definidos ao longo do processo chamado calibração da norma.

Segundo Ditlevsen e Madsen (1996), a calibração de uma norma é uma atividade especial exercida por uma autoridade — o comitê normativo — para atribuir valores às variáveis objeto

da calibração (valores nominais das variáveis, fatores parciais de segurança, fatores de redução, etc.) segundo a formulação de projeto especificada na mesma via um método de nível superior. Para o formato dos coeficientes parciais (LRFD) as variáveis envolvidas são os valores característicos das grandezas de interesse (carregamento e resistência) e os coeficientes de ponderação (majoração dos carregamentos e minoração das resistências).

Uma norma pode ser calibrada em distintos níveis de métodos superiores. O princípio de um método de confiabilidade é justificado em termos de um método de nível mais elevado de tal maneira que um método de nível 1 pode ser justificado no nível 2 no qual o método do nível 1 deve fornecer um índice de confiabilidade que é próximo de um valor objetivo, β_{alvo} . Da mesma maneira, um método de nível 1 também pode ser justificado no nível 3 (método da probabilidade de falha), no qual o método de nível 1 deve fornecer uma probabilidade de falha próxima a um valor objetivo, p_{falvo} . Os parâmetros de um dado método são então determinados por calibração para aproximar o nível mais elevado (DINIZ, 2006).

Um dos maiores problemas na calibração de normas é a definição numérica do objetivo a ser atingido, ou seja, β_{alvo} (ou p_{falvo}). Assim, a ideia é calibrar o método de nível mais elevado a partir dos índices de confiabilidade (ou probabilidades de falha) correspondentes à prática anterior que tenham conduzido a estruturas com desempenho considerado como satisfatório. Assim, o índice de confiabilidade é calculado — com base em dados estatísticos apropriados — para cada elemento estrutural usando modelos adequados de carregamento e de resistência. Dos índices de confiabilidade assim obtidos com base nas normas de dimensionamento existentes, é selecionado o valor do índice de confiabilidade alvo.

Portanto, a única alternativa prática é associar o índice de confiabilidade a cada modo de falha (NOWAK e COLLINS, 2000). Todavia, a incorporação de conceitos probabilísticos no projeto via Método dos Estados Limites se faz através da confiabilidade de componentes (vigas, lajes, pilares etc.) e não da confiabilidade de sistemas (DINIZ, 2006). Assim, o tratamento da consequência da falha (função da importância do componente para a integridade estrutural) ou do modo de falha (frágil ou dúctil) pode ser feito a partir da adoção de distintos valores para β_{alvo} . Por exemplo, β_{alvo} para pilares deve ser superior ao β_{alvo} para vigas.

O processo completo de calibração passa através de cinco etapas essenciais (LIND e DAVENPORT, 1972): Definição do escopo, definição dos objetivos da norma, estabelecer a

frequência da demanda, selecionar o espaço métrico da norma e selecionar o formato da norma. A seguir, algumas destas etapas serão explicitadas seguindo o modelo adotado em Nowak e Collins (2000).

2.5.1 Definição do escopo da norma

A norma é geralmente calibrada para um determinado grupo ou classe de estruturas. A classe é definida por parâmetros que serão cobertos ou não cobertos pela norma. Estes podem ser o tipo dos materiais (aço, concreto, madeira etc.), a utilização prevista (escritório, apartamento, hospital, ponte, industrial), o componente estrutural (viga, pilar, conexões, lajes) etc. O conjunto destes parâmetros constituem o escopo da norma que deve ser claramente especificado pelo comitê normativo (NOWAK e COLLINS, 2000).

2.5.2 Objetivos da norma

O objetivo geral de uma norma de projeto é assegurar que as estruturas dimensionadas de acordo com suas disposições satisfaçam o nível mínimo de segurança exigido. Objetivos mais específicos podem se mostrar necessários para algumas classes de estruturas. O comitê normativo deve definir os critérios de aceitabilidade para as estruturas cobertas pela norma (definir o critério de falha), selecionar o(s) nível(eis) de segurança objetivo(s) e desenvolver as prescrições da norma de acordo com estes objetivos.

A definição da segurança pode ser expressa em termos do risco esperado (probabilidade de falha vezes consequências da falha), da probabilidade de falha, ou índice de confiabilidade. Para uma mesma norma, os objetivos podem variar de acordo com os critérios de comparação e o nível da segurança almejado. Alguns exemplos de objetivos de norma são dados abaixo. Nota-se que estes objetivos dependem do nível ao qual a norma é calibrada.

- Alcançar uma frequência de falha insignificante com uma razoável economia de materiais;
- Dimensionar uma estrutura para ter um índice de confiabilidade (β) próximo do valor especificado β_{alvo} ;
- Dimensionar uma estrutura para ter uma probabilidade de falha inferior a um valor máximo previamente determinado para um dado período de tempo, igualmente especificado previamente (por exemplo um ano para estruturas temporárias);

- Maximizar a utilidade total, dada pela diferença entre custos totais e benefícios. Os custos totais incluem o custo inicial, o custo de manutenção e o custo esperado da falha.

O objetivo adotado para a maioria das normas de dimensionamento baseadas na confiabilidade é especificar o índice de confiabilidade alvo, β_{alvo} .

2.5.2.1 Seleção do índice de confiabilidade alvo β_{alvo}

O índice de confiabilidade alvo pode ser determinado para uma classe de estruturas, componentes, e/ou estados limites. Seu valor varia em função do tempo. Geralmente o índice de confiabilidade da estrutura ou do componente estrutural decresce com o tempo. Alerta-se que o tempo de referência do índice de confiabilidade alvo não deve necessariamente ser igual aquele estipulado para a vida útil de projeto, mas pode ser formulado em termo de um valor equivalente aquele estipulado para a vida útil de projeto (*fib* MC 2010, 2011). O valor ótimo de β_{alvo} depende do custo esperado para a falha e do custo associado à atualização da segurança aumentando-a no caso de estruturas existentes. A Tabela 2.1 apresenta valores típicos de vida útil de projeto para diversos tipos de estruturas.

Tabela 2.1 – Exemplo de vida útil de projeto para o dimensionamento de novas estruturas (ISO 2394, 1998).

Tipo da estrutura	Vida útil de projeto
Estrutura temporária	1 a 5 anos
Partes substituíveis de estruturas, ex: vigas de pórticos, rolamentos	25 anos
Edifícios e outras estruturas comuns de importância média	50 anos
Estruturas de maior importância, ex: edifícios monumentais, grandes pontes ou estrutura especial ou importante	100 anos ou mais

De acordo com o *fib* MC 2010 (CEB-FIP, 2011), a escolha do nível de confiabilidade alvo deve levar em conta as possíveis consequências da falha em termos do risco para vida ou lesões, potenciais perdas econômicas e do grau de inconveniência na sociedade. A escolha do nível de confiabilidade alvo também leva em conta os custos e esforços necessários para reduzir o risco da falha. Devido a grandes diferenças no resultado de tais considerações, deve ser dada a devida

atenção à diferenciação do nível de confiabilidade das estruturas ainda a serem construídas (estruturas novas que ainda se encontram na fase de projeto) e daquelas já existentes.

2.5.2.2 Índice de Confiabilidade alvo para novas estruturas

Normalmente, no processo genuíno de calibração de normas técnicas de projeto, a escolha correta do índice de confiabilidade deve levar em conta o período de referência, as consequências da falha e o custo da medida da segurança para cada caso específico. A diferenciação do nível de confiabilidade com base nas diferentes consequências de falha e no custo da medida da segurança deve ser feita com base em análises fundadas. Na ausência de tais análises, o *fib* MC 2010 (CEB-FIP, 2011) recomenda os índices de confiabilidade alvos para novas estruturas especificados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Índices de Confiabilidade alvos recomendados para novas estruturas e o referido período de especificação – *fib* MC 2010 (CEB-FIP, 2011).

Estados limites	Índice de Confiabilidade Alvo β_{alvo}	Período de referência
<i>Estados Limites de serviços</i>		
Reversível	0,0	Tempo de serviço
Irreversível	1,5	50 anos
Irreversível	3,0	1 ano
<i>Estados Limites últimos</i>		
Baixa consequência da falha	3,1	50 anos
	4,1	1 ano
Média consequência da falha	3,8	50 anos
	4,7	1 ano
Alta consequência da falha	4,3	50 anos
	5,1	1 ano

A título de exemplo, a Tabela 2.3 e a Tabela 2.4 fornecem os índices de confiabilidade alvos utilizados na calibração da Eurocode 2 (2004) para um tempo de referência igual à vida útil de projeto e um tempo de referência equivalente de 1 ano.

Tabela 2.3 – Valores de índices de confiabilidade alvo para um período de referência de 50 anos (EN 1990, 2004)

Custo relativo das medidas da segurança	Consequência da falha			
	Pequeno	Alguma	Moderada	Grande
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

Tabela 2.4 – Valores de índices de confiabilidade alvo para um período de referência de 1 ano (EN 1990, 2004)

Custo relativo das medidas da segurança	Consequência da falha			
	Pequeno	Alguma	Moderada	Grande
Alto	2,3	3,0	3,5	4,1
Moderado	2,9	3,5	4,1	4,7
Baixo	3,5	4,1	4,7	5,1

2.5.2.3 Índice de Confiabilidade alvo para estruturas existentes

De acordo com o *fib* MC 2010 (CEB-FIB, 2011), os valores da Tabela 2.2 podem igualmente ser usados na avaliação de estruturas existentes, no entanto, a diferença entre o nível de confiabilidade alvo para novas estruturas e para estruturas existentes deve ser considerada. A decisão da escolha de um valor diferente para o nível de confiabilidade alvo para estruturas existentes deve ser justificada com base em análises fundadas na consequência da falha e do custo das medidas da segurança estrutural para um caso específico. A Tabela 2.5 fornece sugestões para os índices de confiabilidade alvo para estruturas existentes para um período de referência especificado (*fib* MC 2010, 2011).

Tabela 2.5 – Índices de confiabilidade alvos sugeridos para estruturas existentes (*fib* MC 2010, 2011)

Estados Limites	Índice de confiabilidade alvo β_{alvo}	Período de referência
De serviços	1,5	Tempo de serviço residual
Últimos	Entre 3,1 e 3,8*	50 anos
	Entre 3,4 e 4,1*	15 anos
	Entre 4,1 e 4,7*	1 ano
* dependendo dos custos das medidas de segurança para melhorar as estruturas existentes		

Os índices de confiabilidade alvos dados na Tabela 2.2 e na Tabela 2.5 foram obtidos com base na confiabilidade de sistemas por isso, são associados a sistemas estruturais ou por aproximação, são adotados para o modo de falha dominante e o componente estrutural que domina a falha do sistema *fib* MC 2010 (CEB-FIP, 2011). Como consequência, estruturas com múltiplos modos de falha igualmente importantes devem ser dimensionadas a um nível mais elevado de confiabilidade do que aquele sugerido nas referidas tabelas. Ressalta-se que os valores da Tabela 2.2 são idênticos àqueles sugeridos pela ISO 2394 (1998).

Galambos *et al.* (1982) obtiveram, a partir de normas de projeto americanas, os índices de confiabilidade para diversos componentes estruturais apresentados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – 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	2,8
Viga moldada “in loco”, pós-tensionada	3,0
Viga pré moldada, pré-tensionada	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 $SC_n/PP_n = 2,0$

2.5.3 Frequência da demanda na calibração de normas

Outra etapa indispensável no desenvolvimento de uma norma é a determinação da frequência de ocorrência de uma dada verificação da segurança. Em geral, é difícil, quase impossível para uma norma ser extremamente simples (para facilitar o seu emprego no mercado) e ao mesmo tempo satisfazer os objetivos esperados em todas as circunstâncias. Por isso, é importante definir os mais importantes dados estruturais para os quais os objetivos devem necessariamente ser cumpridos. Por exemplo, se para edifícios comuns a relação recorrente entre a carga permanente e a sobrecarga se situa no intervalo entre os valores 0,5 e 2, deve ser possível desenvolver um procedimento simples para a norma que deve imperativamente ser satisfeito neste intervalo. Obviamente deve ser difícil para o referido procedimento atender satisfatoriamente a todos os valores possíveis da razão (r) entre o valor da carga permanente e o da sobrecarga, ou seja, para r variando por exemplo de zero para o infinito. Portanto, pode-se dizer que os valores da razão r situados no intervalo entre 0,5 e 2 têm a maior frequência de ocorrência do que outros valores, e esta informação pode ser usada para desenvolver a norma. O intervalo de maior ocorrência para um dado parâmetro pertinente de projeto é a frequência de demanda que é geralmente determinada pela análise da prática do passado e em atualidade para o problema concernido (COLLINS e NOWAK, 2000).

3

NOÇÕES DA AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS EXISTENTES

3.1 VISÃO GERAL

Uma estrutura existente pode ser entendida como todo edifício para o qual já foi emitido um certificado de ocupação quando este se aplica. Para instalações que não são cobertas por certificados de ocupação, entende-se por estruturas existentes aquelas que já foram completadas e comissionadas para o uso proposto (silos, reservatórios, pontes, etc.) (ACI 562, 2013).

O processo da avaliação da segurança de uma estrutura existente objetiva determinar a capacidade da mesma em oferecer as condições de segurança julgadas adequadas tanto no presente como para um certo tempo no futuro. Por este processo, almeja-se determinar as condições *in loco* da estrutura através de ensaios de campo e ensaios de laboratório necessários para decifrar as propriedades atuais dos materiais ou a extensão de algum provável processo deletério (ACI 562, 2013).

De acordo com Ditlevsen e Madsen (1996), normalmente a avaliação de uma estrutura existente se torna útil quando:

- estragos são observados;
- se planeja mudar o uso da estrutura;
- desvios são observados entre as descrições do projeto e a estrutura construída;
- chega a hora de estender a vida útil conforme planejado inicialmente;
- os programas de inspeção necessitam de serem revistos.

Do mesmo modo, Ellingwood (1996) justifica a necessidade de uma avaliação estrutural quando surge uma das seguintes situações:

- mudança de ocupação;
- problemas relacionados a materiais e métodos de construção faltosos;

- descoberta de erros de dimensionamento ou de construção depois da ocupação da estrutura;
- problemas relacionados a deterioração estrutural pelas condições de uso e condições ambientais descobertas durante uma inspeção de rotina ou uma operação de manutenção;
- danos estruturais devidos a condições ambientais extremas tais terremoto ou vendavais, incêndios ou outros eventos acidentais. Outra razão não menos importante pode ser as reclamações dos usuários com relação ao desempenho insuficiente ofertado pelo edifício ou a infraestrutura considerada.

Ciente das inúmeras razões que podem encadear um programa de investigação das condições de segurança de uma estrutura, considerando que para estruturas de concreto, neste tipo de programas a propriedade preponderante para a avaliação da segurança é a resistência à compressão do concreto, Helene (2012) enumera resumidamente no Quadro 3.1 algumas justificativas para avaliação da resistência à compressão do concreto em estruturas existentes. Nota-se que cada uma destas justificativas determina um escopo de trabalho específico com finalidades distintas no decorrer do programa de avaliação.

Quadro 3.1 – Razões, escopos e ações diferenciadas de análise da resistência à compressão do concreto de estruturas existentes – Helene (2012)

Razões	Escopo	Ações
O controle de recebimento, em obra nova, indicou que $f_{ck,est} < f_{ck}$	Encontrar qual o novo f_{ck} para re-projeto (verificação) da segurança estrutural	Trata-se de transformar o resultado do ensaio num valor equivalente ao da resistência característica à compressão do concreto que seria utilizada num projeto de estrutura nova, a fim de viabilizar o emprego do mesmo método de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto, utilizado em estruturas novas.
Concreto parece estranho ou aparentemente não conforme com o pedido/especificado	Analisar o concreto para comparar com o pedido/especificado	Trata-se de pesquisar se a composição, traço, resistência e outras características e propriedades do concreto entregue para a moldagem de um determinado componente estrutural coincide com o solicitado ao produtor do concreto. Gerencialmente trata-se de uma questão comercial entre empresas.
Concreto exposto a meio agressivo	Analisar características e propriedades do concreto determinantes da sua resistência à deterioração frente àquele meio agressivo	Trata-se de uma análise complexa de ciclo de vida do concreto naquele meio tomando por base o período de vida útil definido no projeto estrutural, as prescrições de manutenção preventiva especificadas no manual de operação, uso e manutenção dessa estrutura, eventuais ensaios acelerados ou vistoria de obras similares e antigas, e, com as resistências características e propriedades desse concreto, utilizar modelos de vida útil disponíveis na bibliografia.
Qualidade da execução da estrutura	Analisar homogeneidade do concreto, geometria, tolerância	Trata-se de uma análise com uso expressivo de ensaios não destrutivos ou semidestruídos, recursos de topografia, nível e prumo laser, excentricidade de pilares, dimensões geométricas, e extração de testemunhos em regiões complementares com vistas à aferição da qualidade das concretagens e precisão da execução frente às tolerâncias de norma.
Perícia	Inspeção e diagnóstico para esclarecer um problema patológico	Trata-se de utilizar técnicas consagradas e sofisticadas de inspeção e ensaios de campo e de laboratório, eventual prova-de-carga, extração de testemunhos, com vistas à elaboração de um diagnóstico e prognóstico para esclarecer um colapso parcial ou total, um problema patológico grave, uma flecha exagerada, uma fissuração exagerada, etc.
Mudança de uso, “retrofit”	Avaliar o estado atual da estrutura	Trata-se de uma análise tipo “ <i>as built</i> ” da estrutura com investigação de geometrias, armaduras, concreto, extração de testemunhos, etc., com vistas à mudança de uso que implique ou não em aumento de sobrecargas.

3.1.1 Relatos sobre a avaliação estrutural

A avaliação estrutural consiste na verificação da adequação de uma estrutura ou um componente estrutural quanto ao cumprimento dos requisitos de segurança e de serviço conforme definidos pelos órgãos competentes. Normalmente verifica-se o cumprimento destes requisitos em função do uso definido inicialmente no momento do dimensionamento ou, por conjuntura, em função de um uso ao qual se planeja submeter a estrutura.

Tradicionalmente, a base normativa desta avaliação é composta de documentos válidos no momento do dimensionamento inicial e aqueles em vigor no momento da avaliação. Este exercício visa determinar o quão a segurança e o desempenho do sistema estrutural podem ainda ser garantidos e para quanto tempo no futuro.

Melchers (2001) considera que o marco no momento da avaliação é a consideração de que o sistema estrutural sobreviveu a solicitações diversas, previstas e eventualmente não previstas, ocorridas ao longo de seu serviço desde o momento da construção. Por isso, o que mais importa na avaliação de uma estrutura existente é a possibilidade de determinar a vida útil remanescente considerando que todas as informações do passado da mesma agregam pouco valor para o cumprimento deste objetivo desafiador.

O sistema estrutural pode ter se deteriorado através da corrosão ou fadiga, pode ter sido danificado fisicamente pelo impacto de veículos ou de altas cargas ambientais ou ainda por ter passado por uma modificação funcional ao longo do seu tempo de serviço. Por isso, provavelmente, este sistema não deve apresentar as propriedades físicas consideradas no dimensionamento inicial e possivelmente alcançadas na construção. Porém, um ponto importante que deve ser levado em conta é que o sistema sobreviveu até o momento presente embora provavelmente não tenha as condições de resistência e outras propriedades estimadas nos primórdios de seu dimensionamento. Desta maneira, a avaliação estrutural deve permitir primordialmente a descoberta da capacidade residual de resistência que a estrutura ainda dispõe.

Contrariamente à consideração do Melchers (2001), para um grande número de autores, o histórico das ocorrências na estrutura ao longo do seu serviço constitui um legado de informações valiosas para o entendimento de seu comportamento atual. Este conjunto de informações pode se mostrar imprescindível para justificar algumas evidências relevantes do

comprometimento de certos elementos do sistema, permitindo assim que os esforços do trabalho de avaliação sejam direcionados de maneira adequada para que medidas paliativas conformes sejam tomadas posteriormente.

Todavia, Melchers (2001) considera que as condições e considerações iniciais levantadas para o dimensionamento da estrutura são irrelevantes para o processo da avaliação estrutural. Para ele, no momento da avaliação, o principal problema de interesse é a determinação da capacidade da estrutura existente em apresentar um desempenho aceitável no futuro, sob todo carregamento ou condições que, no instante da avaliação, são julgados mais apropriados. Porém, veremos a seguir que estas informações são importantes para direcionar de forma eficiente os mecanismos de investigação. De fato, as informações obtidas do histórico da estrutura podem ajudar a reduzir os custos associados à medição da segurança através de ensaios ao permitir que as hipóteses que forem assumidas para direcionar estes ensaios tenham fundamentos em considerações que resultaram na estrutura atual, reduzindo com isso o nível de incertezas do processo de investigação.

As considerações acima sugerem implicitamente que é imprescindível distinguir as diferenças existentes entre o processo da avaliação de uma estrutura existente daquele destinado ao projeto de estruturas novas, ou seja, diferenciar as regras de dimensionamento conforme inscritas nas normas a ele relacionadas, das regras da avaliação.

O passo inicial nesta diferenciação é considerar que as regras de projeto de estruturas novas contemplam uma vasta gama de estruturas cujas as condições de construção, as cargas ambientais e outras grandezas aleatórias são na maior parte estimadas e por isso, sujeitas a diversas incertezas. Conseqüentemente, estas regras tendem a ser mais conservadoras visto que na prática, são mais generosas em relação a tolerâncias na determinação das sobrecargas, das cargas ambientais e suas combinações.

Já as regras da avaliação dizem respeito a uma estrutura particular cujas principais variáveis (condições de contorno, carregamento, capacidade portante, etc.) podem ser determinadas quer seja por inspeção, quer seja por ensaios de campo e/ou de laboratório. Logicamente, estas regras devem convergir para o lado menos conservador (menos hipóteses, menos incertezas) se comparadas com as regras inscritas nas normas de dimensionamento de novas estruturas.

3.1.2 Avaliação de estruturas existentes versus dimensionamento de estruturas novas

As incertezas associadas à avaliação de estruturas existentes são bastante distintas daquelas que culminam nos critérios de projeto de estruturas novas. Desta maneira, é razoável considerar que quando há mais incertezas inerentes a um processo, deverá haver mais rigor no nível das recomendações e regras que norteiam este processo. Por isso, Melchers (2001), considera que a principal diferença entre o projeto de novas estruturas e o processo da avaliação de estruturas existentes reside na quantidade e qualidade de informações disponíveis para guiar o trabalho do analista ou engenheiro responsável pela avaliação da estrutura existente ou pelo projeto da estrutura nova. Estas informações são importantes para o modelamento das incertezas que caracterizam as diferentes variáveis de interesse para os dois processos.

Normalmente às regras de dimensionamento são geridas com base em muitas hipóteses a respeito das variáveis envolvidas visto que o caminho entre o dimensionamento e a implantação da estrutura no terreno é repleto de muitos eventos aleatórios. Para a avaliação de estruturas existentes a prática exige que as diversas variáveis intervenientes no processo sejam investigadas de maneira que suas variabilidades sejam determinadas. Assumindo-se fiéis, precisos e eficientes os diversos meios de investigação, torna-se natural considerar que o nível de incertezas inerentes à caracterização de estruturas existentes se torna relativamente baixo quando comparado ao panorama de cenários incertos associados ao projeto de novas estruturas. Desta forma, considera-se oportuno flexibilizar o nível de rigor nas recomendações que norteiam a avaliação e em seguida as intervenções em estruturas existentes. Pelo rigor mencionado acima entende-se o conservadorismo que pode se traduzir em termos dos coeficientes de seguranças sugeridos por prescrições normativas.

Para exemplificar as diferenças entre os dois procedimentos com bases em incertezas, considere-se o processo construtivo definido em um projeto de dimensionamento. A fidelidade da obra final ao que estipula o projeto depende do preparo do empreiteiro responsável para materializá-lo. Neste processo de materialização pode-se considerar como eventos aleatórios, a qualidade dos materiais de construção, o controle de qualidade da obra, fiscalização dos serviços terceirizados, etc. Todas as outras condições de variabilidade prevaletentes durante um processo de construção constituem eventos aleatórios que dizem respeito exclusivamente a

novas estruturas. Consequentemente, a hipótese que alega que obra final não atenderá a boa parte de requisitos (condições de contorno, geometria dos elementos estruturais, previsão do carregamento, etc.) estipulados no dimensionamento inicial não é descartável. Como solução, para garantir o desempenho adequado independentemente do preparo da classe operária, todas as incertezas exemplificadas acima são levadas em conta através dos coeficientes de segurança.

No entanto, para estruturas existentes, as preocupações com relação ao processo de construção deixam de existir. As incertezas inerentes ao procedimento de avaliação dizem principalmente respeito a coleta de dados, eficácia dos métodos de ensaios e processos de inspeção, a experiência do engenheiro responsável, a fidelidade dos procedimentos de investigação adotados com a realidade da estrutura “*in loco*” entre outras considerações. Muitas incógnitas (condições de contorno, geometria das peças estruturais, capacidade portante das peças, prumo dos pilares, excentricidades, etc.) que possam se mostrar úteis para a avaliação da segurança e o desempenho são, portanto, estimáveis.

Contudo, para estruturas existentes, a natureza aleatória está intrinsecamente atrelada aos processos de investigação, fato que difere das preocupações inicialmente levantadas para o projeto de novas estruturas. Portanto, o procedimento da avaliação de uma estrutura existente apresenta menos eventos aleatórios em comparação àquele que resultou no seu dimensionamento inicial. Todavia, Ellingwood (1996) adverte que condições de acesso difíceis a alguns pontos críticos dos elementos avaliados podem sugerir que o avaliador especule sobre grandezas que normalmente são determinados através de ensaios e por isso, aumentar o nível de incertezas no processo da avaliação.

Ditlevsen e Madsen (1996) consideram que, em princípio, existem 3 categorias de ações de podem ser tomadas depois da avaliação de uma estrutura existente:

- (a) deixar a estrutura inalterada;
- (b) reforçar a estrutura ou mudar o seu uso;
- (c) demolir a estrutura e substituí-la por uma nova.

É de notar que a alternativa (b) pode ser contemplada por diversas ações correspondentes a meios alternativos de dimensionamento do reforço e/ou várias possibilidades de uso. As categorias de ações precitadas revelam que uma avaliação precária de uma estrutura existente pode acarretar consequências irreversíveis para a estrutura e colocar em risco a vida dos usuários. Por isso, os possíveis erros inerentes ao processo de avaliação devem ser avaliados, e

geralmente estes erros são em essência e gravidade de consequências, diferentes de possíveis erros associados ao projeto e construção de estruturas novas.

Fazendo analogia aos erros padrão de testes de hipóteses estatísticos, Warner (1981) considera que, a verificação da adequação estrutural de estruturas existentes está sujeita a dois tipos de erros principais:

- (1) o erro ocorre quando uma estrutura é avaliada indevidamente como inadequada, incorrendo em custos desnecessários com os reparos e trabalhos de correção;
- (2) o erro ocorre quando uma estrutura é avaliada indevidamente como adequada ou segura, colocando em risco a vida humana e possibilitando estragos materiais iminentes.

Ciente disso e não obstante a possibilidade de erros durante o processo de avaliação, Melchers (2001) julga que, do ponto de vista prático, regras conservadoras para a avaliação de estruturas existentes podem se mostrar muito custosas. Para o dimensionamento de novas estruturas, o uso de procedimentos conservadores pode aumentar levemente o custo total da parte estrutural da obra, entretanto, na avaliação de estruturas existentes, tais procedimentos podem predizer uma falha iminente, logo, levar a reparos desnecessários, reforços, ou no caso mais sério a condenação da estrutura. Todas estas ações geralmente envolvem custos significantes.

Para Helene (2012), analisar a segurança de uma estrutura acabada é muito mais complexo que introduzir a segurança no projeto de uma estrutura nova. Requer inspeção preliminar, instrumentação adequada, ensaios e vistoria criteriosa, já que no coeficiente de minoração da resistência do concreto entra o prumo, a excentricidade, os ninhos de concretagem, as diferenças de adensamento, de cura, as características geométricas e outras. Isso tudo sugere um bom senso e conhecimento da tecnologia do concreto, conhecimento dos fundamentos da segurança estrutural, conhecimento do projeto, das cargas permanentes e acidentais, dos procedimentos de ensaio de campo, dos procedimentos de ensaio em laboratório, de análise dos resultados, domínio da natureza dos esforços e ações efetivas, entre outras considerações.

Para o caso de estruturas de concreto armado, outra questão importante está ligada aos conceitos que resultam na definição da resistência característica à compressão (f_{ck}) usada nas equações convencionais de dimensionamento. Baseando-se nestes conceitos abordados detalhadamente no item 4.2.2.5 desta dissertação, é desaconselhado considerar para fim de verificação, nas

equações de dimensionamento, a resistência *in loco* — normalmente determinada como média dos resultados individuais obtidos em ensaios de rompimento de testemunhos — como resistência característica (f_{ck}) usando-se dos mesmos coeficientes de segurança propostos para o projeto de novas estruturas. Bartlett (2001) enfatiza que durante um processo de avaliação de uma estrutura existente, não é seguro utilizar a resistência *in situ* no lugar da resistência característica estipulada nas equações convencionais de dimensionamento, utilizando-se dos habituais coeficientes de ponderação da resistência.

Por fim, como em algumas circunstâncias, a avaliação pode ser requerida pelas autoridades, empresas de seguros ou proprietários, as seguintes diferenças entre a avaliação de estruturas existentes e o projeto de novas estruturas que devem ser levadas em conta (DIAMANTIDIS *et al.*, 2012):

- os aspectos econômicos tais custos adicionais das medidas necessárias para aumentar a confiabilidade de estruturas existentes em comparação com custos gastos para medidas semelhantes para novas estruturas – na etapa do dimensionamento, os custos de tais medidas são normalmente insignificantes por outro lado custos para o reforço de estruturas existentes e aqueles relativos a ensaios são muito mais importantes;
- aspectos sociais – restrições e relocações dos usuários e o impacto da perda de valores culturais ou de herança não influenciam o dimensionamento de novas estruturas;
- princípios do desenvolvimento sustentável – a redução de desperdícios e a reciclagem dos materiais são aspectos que são muito mais significantes no caso da avaliação de estruturas existentes.

Todavia, mesmo que as estruturas existentes passem por investigações múltiplas vezes, algumas incertezas no comportamento das variáveis básicas deverão continuar a existir. Por isso, similarmente ao dimensionamento de novas estruturas, a variabilidade atual das variáveis básicas que descrevem as ações, as propriedades dos materiais, as grandezas geométricas e o modelo das estruturas existentes devem ser levados em conta por meio dos fatores parciais ou outras disposições normativas, exclusivos para estruturas existentes (DIAMANTIDIS *et al.*, 2012).

3.2 PROCEDIMENTOS DE AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS EXISTENTES

3.2.1 Introdução

Este item apresenta os procedimentos gerais adotados pelos conhecedores da prática de avaliar estruturas existentes, principalmente aquelas mais velhas que, conseqüentemente, são candidatas a possíveis processos de deterioração. Serão principalmente apresentadas as linhas gerais estipuladas no relatório do comitê 364 do instituto americano de concreto (ACI), intitulado guia para avaliação de estruturas de concreto antes da reabilitação (ACI 364.1R, 2007). Este relatório é recomendado para edifícios de concreto com escopo limitado preferencialmente a estes; porém, os procedimentos referenciados são similares aos recomendados para as demais estruturas de concreto tais pontes, silos, reservatórios, etc.

3.2.2 Controvérsia e noções gerais

A prática envolvendo tratamento sobre estruturas existentes ainda está longe de se tornar um processo universalmente convencionado. Cada região adota as metodologias condizentes com o nível de desenvolvimento da prática de engenharia e as condições econômicas locais. Mesmo nas regiões adequadamente supridas por documentos normativos locais, muitos profissionais aparentam ter desenvolvido seus próprios métodos baseados em experiências próprias aplicáveis à arte de avaliar estruturas acabadas. Hua (1994) avisa que embora o tratamento reservado a estruturas de concreto em processo de deterioração não seja ainda um processo unificado, os procedimentos gerais de avaliação adotados por diversos pesquisadores e engenheiros praticantes contêm etapas similares que ele delimita conforme segue.

Primeiramente, uma *vistoria das condições da estrutura* é empreendida, o que inclui principalmente inspeções preliminares, inspeções de campo detalhadas sobre a estrutura, a análise de documentos relevantes tais como memória de cálculos do dimensionamento original e seus desenhos correspondentes, e registros da construção se disponíveis.

Com base nos resultados obtidos na vistoria de condições, Hua (1994) sugere que a segunda etapa identificada nomeadamente por ele como *diagnóstico* consista na identificação dos fatores e das causas mais prováveis que contribuíram na ocorrência das anomalias ou patologias

observadas na etapa anterior. Para isso, um método de diagnóstico tem de ser posto à contribuição.

Devido à imaturidade de metodologias de diagnósticos em construção civil, Hartog (1989) apud Hua (1994) sugeriu que a terminologia e a estrutura conceitual do diagnóstico médico fossem adotadas para diagnósticos no processo da avaliação de estruturas existentes, enfatizando a importância do caráter recursivo do diagnóstico baseado em métodos científicos. A Figura 3.1 ilustra o caráter recursivo do diagnóstico conforme sugerido por Hartog (1989).

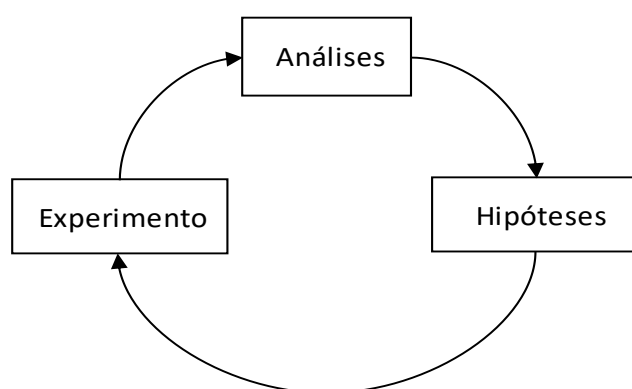


Figura 3.1 – O caráter recursivo de um método de diagnóstico – (HARTOG, 1989)

Contudo, o diagnóstico depende fortemente da experiência do investigador e do procedimento detalhado de raciocínio que pode distinguir as verdadeiras causas de defeitos dentro de um conjunto de causas candidatas possíveis (Hua, 1994).

A terceira etapa designada como *avaliação das condições* objetiva determinar, com base nas informações reunidas até este ponto, o estado físico real da estrutura em função dos requisitos estruturais relevantes tais a segurança, as condicionantes de serviço, a durabilidade e a vida útil remanescente. Finalmente, a última etapa, embasada nas três primeiras identificadas anteriormente é a *tomada de decisão*. Se todas as informações disponíveis não forem suficientes para uma tomada de decisão apropriada, outras atividades tais como ensaios de campo, ensaios de laboratório e análises estruturais deverão ser realizadas retornando o processo à segunda etapa. Vale lembrar que o processo da avaliação de estruturas existentes é um processo iterativo que só pode terminar quando a decisão adequada for encontrada. Quando todos os parâmetros são reunidos de maneira satisfatória, as ações recorrentes da decisão a ser tomadas não são

sujeitas de maneira sistemática aos tipos de erros elucidados acima, reduz-se à margem de erros à qual todo o processo está sujeito.

A decisão orienta as ações a serem tomadas, caso estas forem necessárias. Um conjunto variado de ações pode ser idealizado de acordo com os defeitos observados e os recursos financeiros disponibilizados para isso. Do extenso quadro de ações que podem ser propostas, as seguintes ações são mais recorrentes e podem ser privilegiadas dependendo das condições apresentadas pela estrutura e reveladas pelas fases de diagnóstico:

- não fazer nada, baseado no julgamento de que a estrutura será capaz de satisfazer todos os requisitos relevantes de desempenho;
- monitorar a estrutura em serviço de maneira a verificar com maior precisão o desempenho da estrutura e sua deterioração;
- realizar reparos e ações corretivas de maneira a colocar de novo a estrutura nas condições aceitáveis de uso;
- interditar temporariamente a estrutura para realizar os reparos e ações corretivas necessárias;
- interditar a estrutura para demolição e uma reconstrução subsequente;
- outras ações para casos particulares.

Para Melchers (2001), o processo da avaliação estruturas existentes pode ser hierarquizado em 5 fases principais: inspeção de campo, coleta de dados e informações, aplicação de um programa padrão de avaliação, apresentação dos resultados, tomada de decisão. Ele descreve que a inspeção de campo normalmente envolve observação por especialistas e ensaios de campo específicos. Da inspeção de campo, os especialistas podem desenhar um arcabouço de soluções capazes de direcionar o trabalho a ser desenvolvido nas etapas seguintes. Todavia, dificuldades encontradas nesta fase variam muito com a complexidade do problema e podem constituir desafios relevantes mesmo para os especialistas mais conceituados. Já a coleta de dados e informações depende muito do histórico de ocupação da estrutura avaliada pois, no caso de edifícios residenciais, dependendo da rotação de proprietários ocorrida ao longo da vida do edifício, vários dados podem ser perdidos. Nestes casos, recomenda-se recorrer a estruturas semelhantes para compensar os dados perdidos; porém, isto aumenta o nível de incertezas nas informações disponibilizadas para análise. No tocante aos programas padrão de avaliação,

embora existam vários, os programas mais representativos são aqueles baseados na confiabilidade, ferramenta que melhor cerca o contorno do problema. No entanto, alguns programas consistem unicamente na verificação da resistência última dos materiais ou qualquer outra propriedade julgada relevante para o desempenho da estrutura no futuro. Os resultados obtidos do programa de avaliação são dados importantes para a fase de tomada de decisão, se forem contundentes, os referidos resultados permitem a definição de intervenções adequadas senão, o processo volta a um certo ponto das fases anteriores.

Similarmente ao exposto acima, o guia ACI 364.1R (ACI, 2007) anteriormente mencionado, classifica os procedimentos a adotar no trabalho da avaliação de estruturas existentes nos seguintes termos: *Investigações preliminares e detalhadas, avaliação propriamente dita e relatório final*. Das três etapas assim hierarquizadas, a mais importante e complexa é a etapa das investigações preliminares e detalhadas que fundamenta praticamente o esqueleto de todo o trabalho realizado. A seção 3.3 é explícita o conteúdo de cada uma das etapas assim distinguida pelo ACI 364.1R (ACI, 2007).

Já a ISO 13822 (2010) estabelece a hierarquia ilustrada na Figura 3.2 como fases preponderantes na avaliação de uma estrutura existente.

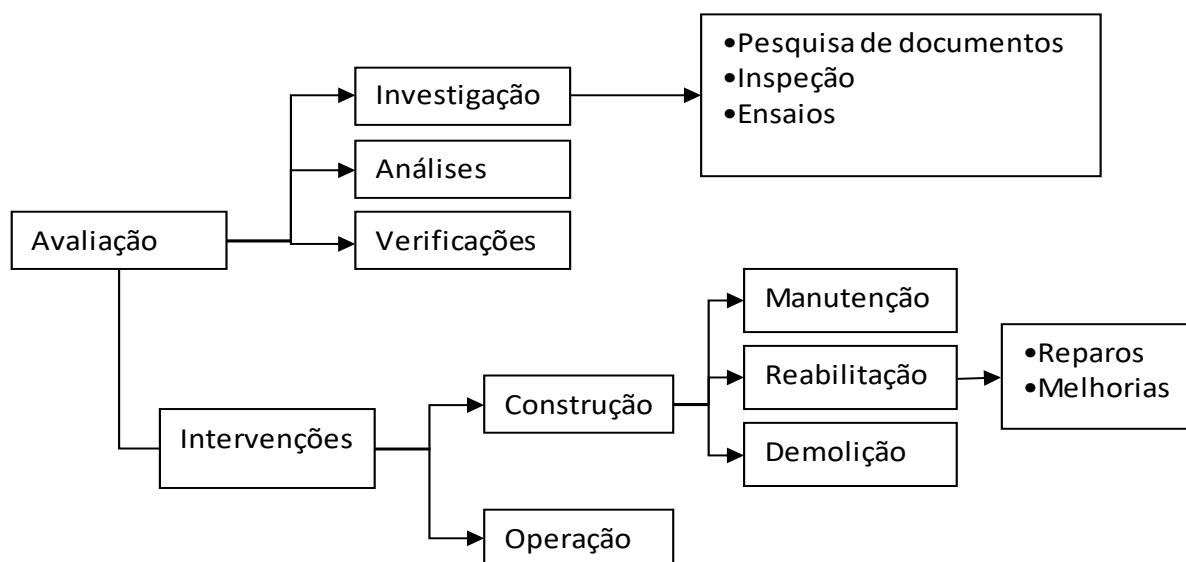


Figura 3.2– Hierarquia das fases da avaliação de estruturas existentes – ISO 13822 (2010)

De modo geral, o procedimento adotado na avaliação de estruturas existentes, não obstante o material de que são constituídas, parte das necessidades que acusa o aspecto geral da estrutura e pode ser resumido através das etapas inscritas na Figura 3.3.

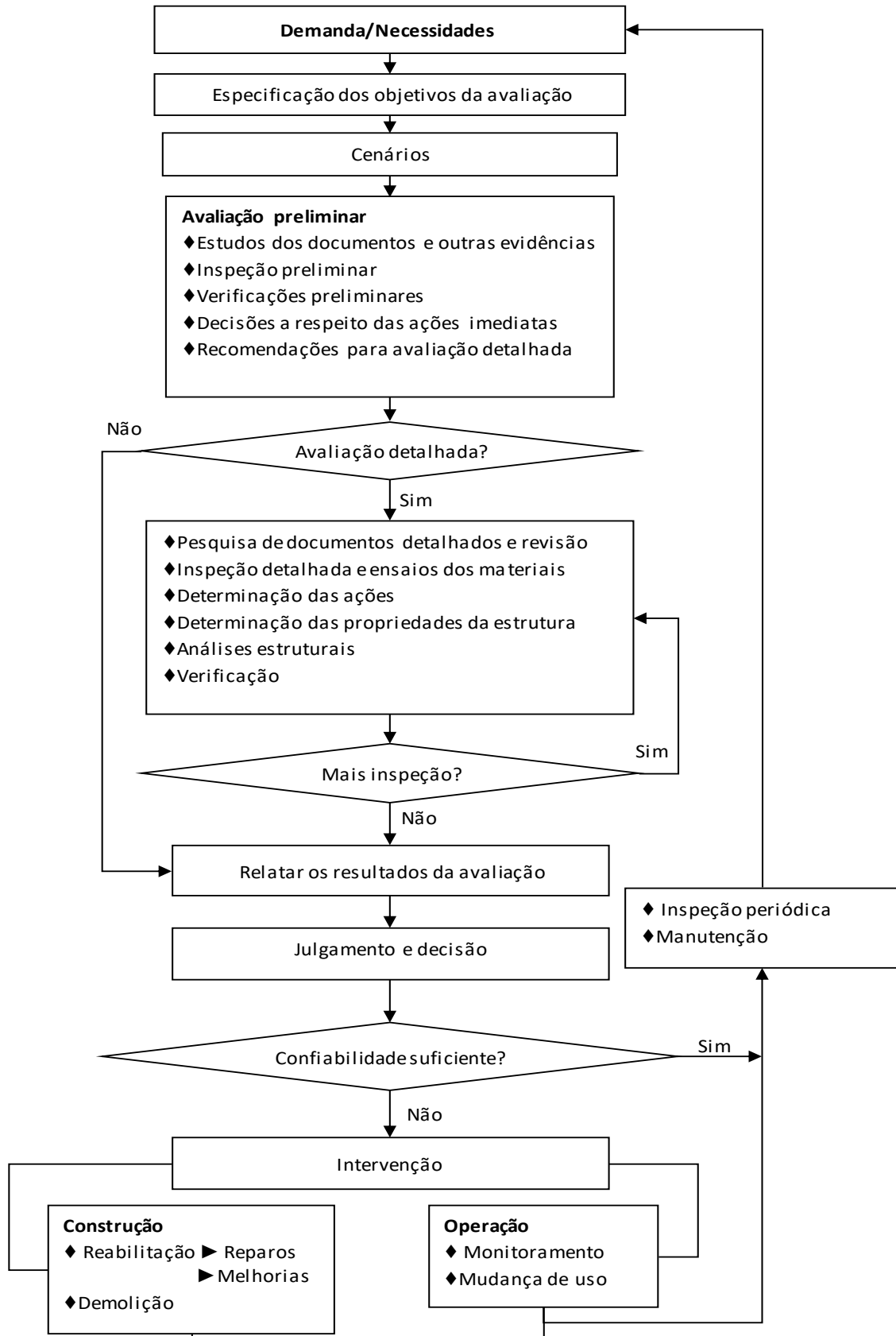


Figura 3.3 – Procedimento geral de avaliação de estruturas existentes – ISO 13822 (2010)

3.3 GUIA DE AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS EXISTENTES SEGUNDO ACI 364.1R: 2007

Conforme informado acima, segue abaixo, detalhadamente as etapas de avaliação de estrutura existentes de concreto armado de acordo com o relatório do comitê 364 do Instituto Americano do Concreto publicado em 2007.

3.3.1 Investigações Preliminares e Detalhadas

A etapa das investigações objetiva reunir informações pertinentes relacionadas à estrutura em avaliação de forma a identificar situações peculiares que comprometem o desempenho adequado da mesma. Graças a estas informações, normalmente, são evidenciados o tipo e a gravidade das patologias que afetem o comportamento da estrutura impedindo-a de ofertar de maneira satisfatória as funções pelas quais foi projetada e construída. Ademais, as investigações permitem que o proprietário (indivíduo ou órgão público) avalie a exequibilidade das melhorias almejadas ou da reabilitação pretendida. Entende-se por reabilitação, todo processo de reparos e modificações destinados a adequar uma estrutura às condições de uso julgadas conformes e úteis para os usuários.

O trabalho elaborado nas investigações preliminares, cujo final pode sugerir as investigações detalhadas, representa a fundação de todas as etapas subsequentes e engloba a maior parte do esforço fornecido no processo da avaliação de estruturas existentes. As investigações preliminares podem ser divididas em fases que começam a partir da revisão, pelo avaliador contratado junto com sua equipe técnica, dos documentos pertinentes disponíveis do edifício. De preferência este profissional deve ser um engenheiro ou um arquiteto credenciados e habilitados para o serviço e com experiência prática comprovada.

As outras fases que completam esta etapa do processo são:

- a inspeção de campo junto com a vistoria do estado do edifício (igualmente sugerida por Hua conforme mencionado em 3.2.1);
- a amostragem e ensaios dos materiais: no instante em que os ensaios de laboratório são requeridos, o processo entra no raio das investigações detalhadas.

A Figura 3.4 resume o trabalho desenvolvido nesta etapa e exemplifica o caráter iterativo do processo da avaliação de estruturas existentes mencionado acima.

Geralmente as investigações preliminares são suficientes para emitir um parecer nas situações em que há registros suficientes sobre o processo de construção, informações sobre manutenções ocorridas ao longo da vida da estrutura e principalmente quando a mudança de uso desejada sugere os mesmos carregamentos ou carregamentos similares. Quando não há informações de tal qualidade disponíveis, o sucesso da avaliação dependerá da possibilidade de entreter as investigações detalhadas.

Dos resultados obtidos nas investigações preliminares e detalhadas, estas quando requeridas, é possível que a avaliação e análise da estrutura sejam realizadas com sucesso e conseqüentemente, o laudo ou relatório final pode ser emitido com tranquilidade. Normalmente, este relatório deve conter recomendações sobre os mecanismos de reabilitação, os procedimentos e técnicas de intervenções.

Portanto, os resultados das investigações são de extrema importância pois, além de fundamentar todas as outras etapas subsequentes do processo de avaliação, quando estas se mostram úteis, possibilitam a análise dos métodos de reabilitação aplicáveis, as estimativas dos custos das soluções avaliadas e provavelmente, a escolha do método apropriado para a implementação da reabilitação. Por isso, as investigações devem no mínimo permitir o entendimento do comportamento da estrutura, seu estado e a conformidade do desempenho que atualmente apresenta com o ideal cogitado para a reabilitação ou mudança de uso. Complementarmente, o legado obtido das investigações deve justificar a opção do proprietário pela reabilitação e sua compatibilidade com os objetivos firmados.

Aconselha-se que o passo antecedente às investigações seja identificar, através de uma consulta, as expectativas do proprietário com relação à reabilitação almejada, caso esta seja o motivo principal da avaliação. Isso, deve orientar o nível de aprofundamento das investigações subsequentes. No final desta consulta com o proprietário, um documento jurídico deverá ser assinado entre o profissional contratado e o proprietário delimitando o contorno do trabalho a ser desenvolvido, seu escopo e os objetivos definidos entre as partes.

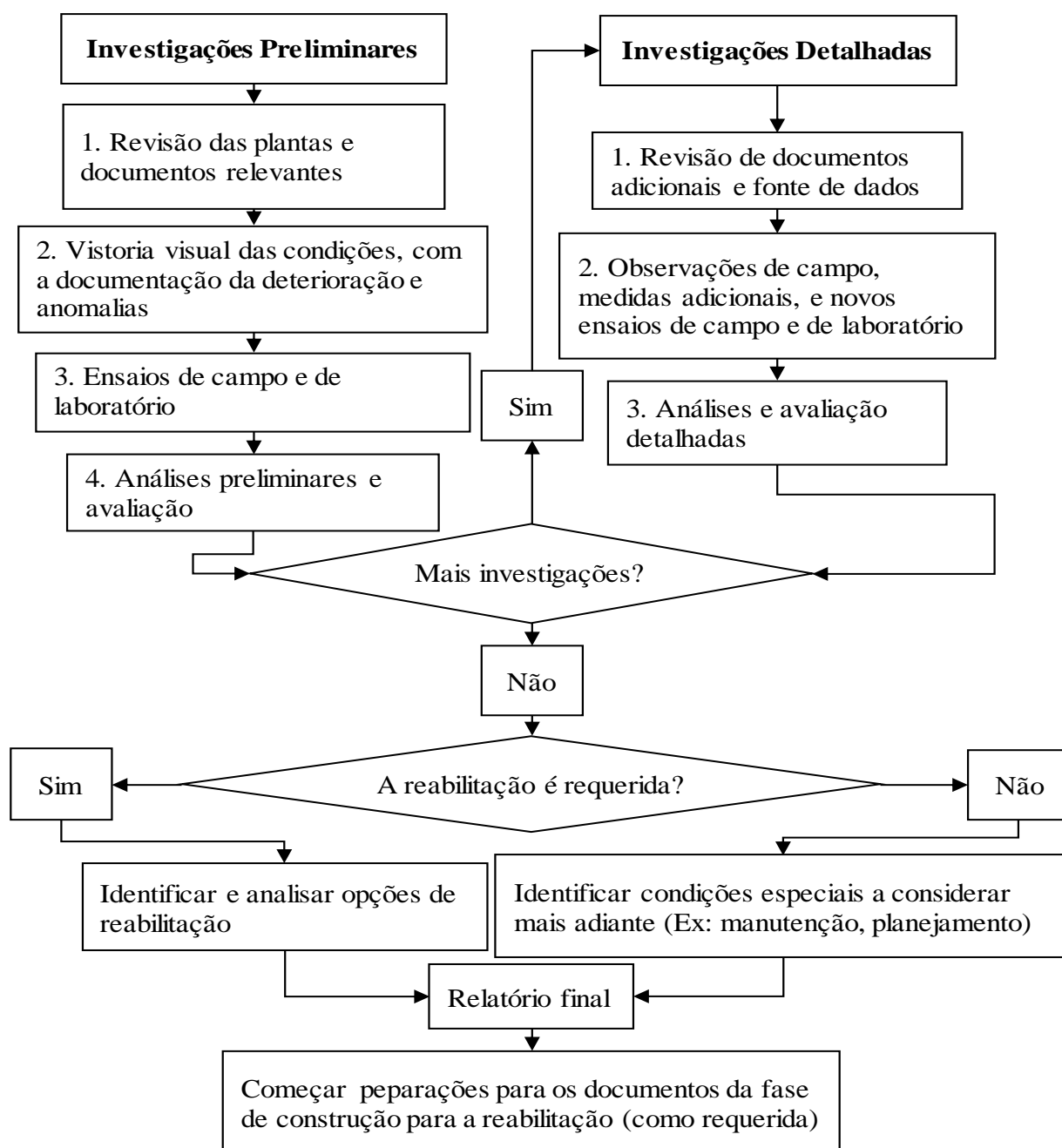


Figura 3.4– Metodologia de Investigações – ACI 364.1R (ACI, 2007)

3.3.1.1 Pesquisa e Revisão de Documentos

A revisão dos documentos pertinentes sobre a estrutura é uma prática imprescindível na avaliação de estruturas pois, permite que o avaliador se familiarize com a estrutura antes de desenvolver atividades mais decisivas no processo. As informações reunidas nesta revisão, geralmente facilitam o ganho em tempo e a redução de custos com a evolução dos trabalhos. O

conhecimento que estes documentos possibilitam sobre a estrutura oportuna a minimização do nível de incertezas e hipóteses ao longo do processo deixando, no lugar, o avaliador a tarefa de averiguar a compatibilidade dos elementos constatados na revisão com a realidade *in loco*.

As principais informações necessárias para nortear a evolução da avaliação e que, de fato, justificam a revisão dos documentos, podem ser obtidas de memórias de cálculo do projeto original e as plantas correspondentes, as normas técnicas vigentes na época deste dimensionamento, registros do processo de construção (fotografias, relatórios do controle de qualidade da obra), relatórios das investigações anteriores, registros de reformas anteriores se houver, firma responsável pelo dimensionamento inicial, empreiteira responsável, etc. A priori, estas informações devem permitir o entendimento do rearranjo dos diferentes elementos e componentes estruturais, o caminho das cargas, considerações críticas do dimensionamento e da edificação.

Uma comparação entre as normas de projeto vigentes no instante do dimensionamento com a suas versões atuais deverá ser feita para definir as margens de tolerância e permitir que considerações críticas a respeito das cargas, capacidade resistente dos materiais e considerações a respeito dos estados limites de serviços sejam revistos. No entanto, se a análise final baseada nas normas vigentes no momento da construção, aprovar a segurança da estrutura avaliada, esta deve prevalecer diante das considerações estipuladas na versão vigente no momento da avaliação (ACI 562, 2013). Quando os documentos acima definidos não são disponíveis, todas as informações deverão ser obtidas através dos ensaios de campo e de laboratório sugerindo imperativamente que investigações detalhadas venham a ser realizadas.

3.3.1.2 Inspeção de Campo e Vistoria do Estado da Estrutura

A inspeção de campo é uma fase indispensável e deve ser realizada impreterivelmente mesmo dispondo da documentação completa sobre o edifício. As observações de campo possibilitam entre outras utilidades, a verificação da confiabilidade dos documentos consultados na fase anterior e a conformidade das informações deles obtidas com a realidade da estrutura avaliada, aferir as condições da estrutura “*as built*”, identificar a geometria dos elementos estruturais primordiais e seus estados visuais de conservação, estimar as condições ambientais do local onde a estrutura está inserida e os carregamentos prováveis aos quais a mesma está sujeita. Sugere-se que nessa fase do trabalho, uma atenção particular seja dada às conexões entre as

diversas componentes estruturais, às regiões de apoio, aos pontos de mudanças bruscas de geometria assim como pontos onde ocorre carregamentos centrados. Neste exercício, um olho mais treinado leva aos melhores resultados; por isso, a presença um profissional experiente é primordial no processo de avaliação.

As anomalias observadas na inspeção “*in loco*” deverão ser registradas através de notas de campo, registros fotográficos e vídeos. Estes registros são importantes para clarificar as observações feitas em ocasiões posteriores e possibilitar uma comunicação sobre os problemas observados além de serem extremamente úteis para a emissão do relatório final.

Diferentes métodos de ensaios não destrutivos e medições deverão ser empregados nesta fase para complementar as observações visuais. Devido às diversas modificações com relação ao projeto que podem ocorrer no momento da construção, as dimensões dos elementos e componentes estruturais podem diferir-se consideravelmente daquelas estipuladas nos desenhos e nas especificações de dimensionamento. Por isso, é de grande utilidade realizar medições das seções transversais dos diversos elementos assim como seus respectivos vãos.

Na vistoria do estado da estrutura deverão ser identificadas a extensão e severidade de toda deformação ou deterioração potencialmente prejudiciais à capacidade resistente da estrutura, à sua durabilidade e à vida útil remanescente da mesma. Por isso, neste processo, normalmente são identificados:

- As fissurações dos elementos estruturais. Estas fissurações deverão ser completamente caracterizadas determinando suas larguras, seus comprimentos, suas localizações e o tipo das mesmas. O tipo das fissurações consiste em determinar se elas são estruturais ou não estruturais. Caso sejam estruturais, se são devidas à flexão, ao cisalhamento ou à compressão. Outros tipos de fissuras são recorrentes de processos de deterioração. A Figura 3.5 ilustra o aspecto geral de fissuras causados por possíveis processos deletérios;
- a corrosão das armaduras, a extensão e a taxa de redução da seção transversal das mesmas;
- os sinais de recalques das fundações e quaisquer outras deformações relacionadas;
- os problemas com a drenagem de água que possam ocasionar diversas patologias ao concreto;
- as evidências de deteriorações químicas e físicas devido a ataques químicas ou ambientais;
- a erosão da matriz do concreto e outros problemas tais como reações álcali-agregado.

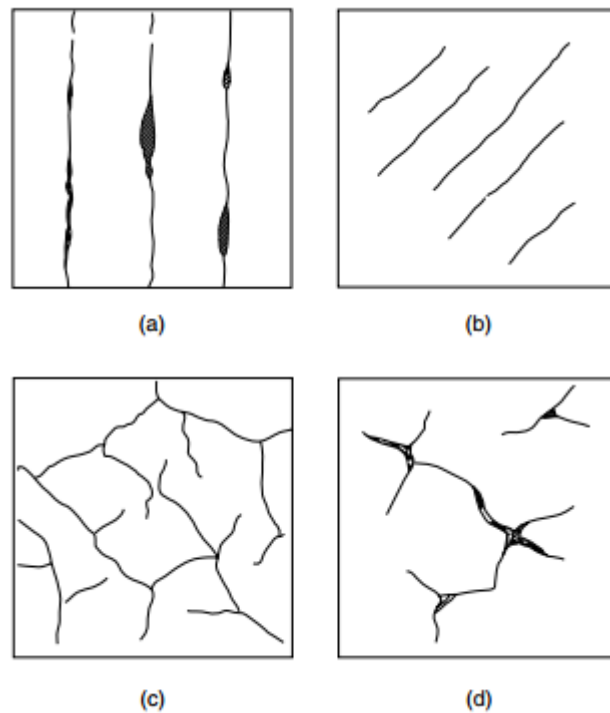


Figura 3.5 – Alguns tipos de fissuras típicas: (a) Corrosão de armadura; (b) Contração plástica; (c) Ataques de sulfatos; (d) Reação álcali-agregado – (BUNGEY *et al.*, 2006)

3.3.1.3 Amostragem e Ensaios dos Materiais

Em função da complexidade da situação observada no campo, técnicas de diagnósticos avançadas podem ser solicitadas para melhor investigar a situação da estrutura. Das técnicas mais recorrentes há ensaios não destrutivos em componentes da estrutura e extração de amostras na estrutura para posteriores ensaios laboratoriais. Estes ensaios são destinados à determinação das propriedades preponderantes tais a resistência à compressão do concreto ou a tensão de escoamento do aço das armaduras. Os ensaios não destrutivos auxiliam na inspeção de campo e podem, por exemplo, ser utilizados para localizar as armaduras ao invés de realizar aberturas exploratórias, identificar pontos da estrutura mais comprometidos onde a extração de amostras justificar-se-ia melhor. Geralmente, as remoções e aberturas exploratórias são usadas para determinar as condições da estrutura “*as built*” e identificar patologias escondidas. Detalhes sobre métodos e ensaios geralmente utilizados no processo da avaliação de estruturas existentes são detalhadamente descritos no capítulo 4 deste trabalho.

Todavia, uma boa revisão dos documentos pertinentes do edifício, se disponíveis, evitará que muitos testes e ensaios “*in loco*” sejam solicitados dando oportunidade apenas para ensaios de laboratórios caso investigações mais detalhadas forem necessárias no processo. Neste contexto, se as dimensões medidas “*in loco*” corresponderem com os dados obtidos dos documentos consultados, se a inspeção não mostrar defeitos alarmantes e sugerir boas condições para o edifício, a análise da segurança da estrutura pode ser realizada sem necessidade de um programa rigoroso de amostragem e ensaios de laboratório. Vale lembrar que o custo com ensaios, em certas situações, pode se mostrar tão alto a ponto de inviabilizar a reabilitação requerida. Por isso, as fases anteriores devem ser bem exploradas para minimizar ao máximo a necessidade de ensaios robustos que geralmente são dispendiosos.

Quando a necessidade dos ensaios for confirmada, dado que os ensaios (destrutivos ou não) possibilitam a avaliação da resistência do concreto ou a identificação de defeitos dentro da estrutura, a seleção do método apropriado é uma tarefa primordial. Esta requer uma apreciação justa do tamanho e número de ensaios necessários para produzir uma amostragem estatisticamente válida. A seleção do ensaio conveniente, do número dos testes requeridos assim como a localização onde realiza-los depende principalmente dos seguintes fatores:

- a. variabilidade das propriedades do material dentro da estrutura;
- b. diferenças de exposição, do carregamento e do uso;
- c. pontos críticos tais conexões e pontos de transferência do carregamento lateral;
- d. prováveis erros nos resultados do ensaio;
- e. extensão da estrutura onde a propriedade é medida.

Bungey *et al.* (2006) alerta que uma parte considerável de tempo, esforço e dinheiro pode ser desperdiçada em ensaios “*in situ*” a menos que os objetivos da investigação sejam claramente estabelecidos desde o início. Isso afetará a escolha do método do ensaio, a extensão e a localização dos mesmos e a maneira em que os resultados são manipulados — resultados enganosos ou inadequados muitas vezes são obtidos de ensaios como consequência de uma verdadeira falta de conhecimento ou de uma compreensão limitada dos procedimentos envolvidos. A contestação futura dos resultados deve ser evitada; por isso, o envolvimento de todas as partes é essencial desde a fase inicial da formulação do programa de ensaios. O julgamento de um engenheiro é altamente requerido para a interpretação dos resultados; porém, muitas dúvidas e incertezas podem ser minimizadas através de uma planificação cuidadosa do programa de ensaios. Ademais, é importante lembrar que uma plena consciência da gama dos

ensaios disponíveis, em particular, de suas limitações e dos acertos que podem ser alcançados é igualmente importante para evitar a decepção e desilusão no decorrer das investigações — por este motivo, o capítulo 4 que faz uma varredura sobre estes ensaios foi incorporado a este trabalho. Alguns métodos parecem ser muito simples, mas todos estão sujeitos a influências complexas. Por isso, a contribuição de operadores habilidosos e de um engenheiro experiente é apropriadamente vital.

Os ensaios de campo para estruturas existentes raramente são baratos, dado que rearranjos complexos para o acesso são muitas vezes necessários e os procedimentos podem ser muito demorados. Idealmente um programa deve evoluir sequencialmente, à luz dos resultados obtidos, para fornecer o máximo de informações úteis com custo mínimo e de forma contínua. Esta abordagem, que requer a interpretação contínua dos resultados, também irá facilitar mudanças de objetivos que possam surgir durante o curso da investigação (BUNGEY, 2006).

3.3.2 Avaliação e Análises Estruturais

A avaliação final deverá ser pautada nos resultados das investigações dados em termos da resistência à compressão do concreto, das deformações e outras propriedades derivadas dos ensaios em campo e ensaios de laboratório em amostras extraídas. A finalidade desta avaliação é determinar sistematicamente se a estrutura ou o componente estrutural atende adequadamente ao uso estabelecido. Por isso, análises sistemáticas das informações e dados obtidos da documentação, da inspeção de campo, da vistoria do estado da estrutura e dos resultados dos referidos ensaios devem ser realizadas.

Quanto às análises estruturais, o procedimento comum consiste na análise local da segurança dos elementos críticos da estrutura individualmente e em seguida na análise global dos preceitos da segurança da estrutura como um todo. Por isso, a principal tarefa é a determinação da resistência dos componentes da estrutura em seguida a capacidade portante da estrutura completa considerando a exigência de que a mesma deve atender aos requisitos das normas de carregamentos atuais.

Destarte, as principais análises e considerações feitas nesta fase variam muito de acordo com o tipo e as condições físicas da estrutura, a resistência e a qualidade dos materiais de construção encontrados e a completude das informações a respeito do projeto inicial e dos registros de

construção obtidos. Por isso, a avaliação estrutural não pode ser especificada em série de etapas bem definidas devido à grande variedade de informações contidas nas considerações citadas.

A avaliação estrutural deverá apontar o entendimento da capacidade de a estrutura suportar os carregamentos e as condições ambientais aos quais está sujeita. Caso os resultados das análises revelarem que as exigências normativas não são atendidas, métodos e técnicas de reforços deverão ser propostos para conformar a estrutura aos requisitos de segurança estipulados nas referidas normas. Os itens descritos a seguir geralmente são contemplados durante a avaliação da adequação e análise estruturais.

3.3.2.1 Dimensões e Geometria

As dimensões atuais dos componentes estruturais devem ser determinadas para serem usadas nas análises estruturais. As razões e implicações das discrepâncias entre as medidas das dimensões dos elementos estruturais críticos, obtidas em campo e aquelas indicadas nos desenhos de especificações disponíveis, deverão ser corretamente entendidas na avaliação.

3.3.2.2 Avaliação dos Materiais

Os materiais que requerem reforços e reparos ou substituição deverão ser identificados. A seleção dos materiais de substituição e das técnicas a usar deve levar em conta as condições de exposição da estrutura, restrições de instalação, os requisitos do desempenho estrutural, os requisitos da vida útil de serviço, os requisitos arquitetônicos e a compatibilidade com os materiais existentes. Além da reparação ou substituição, as medidas de proteção para reduzir a deterioração e a necessidade de futuras reparações são desejáveis em determinadas situações.

3.3.2.3 Avaliação estrutural propriamente dita

Nesta fase crucial do processo, a resistência dos elementos e componentes estruturais críticos é determinada a partir das informações disponibilizadas pelas etapas anteriores. As conexões entre os diferentes elementos devem igualmente ser avaliadas pois, desempenham um papel importante no mecanismo do funcionamento dos sistemas estruturais. Junto com a resistência, os efeitos dos carregamentos devem ser avaliados e em seguida utilizados nas análises. Portanto, o peso próprio e a sobrecarga, as cargas dos equipamentos e tubulações e a carga do vento devem ser levantados para formular a demanda utilizada nas análises. Reunidos todos os dados necessários para as análises, a avaliação pode ser executada através de procedimentos

analíticos simplesmente, análises e provas de cargas ou através de análises e modelos estruturais de elementos finitos.

A avaliação por procedimentos analíticos, o método mais comum, é recomendada quando há informações suficientes sobre as características físicas, as propriedades dos materiais, a configuração estrutural e as cargas às quais a estrutura foi e será submetida. A capacidade dos componentes estruturais críticos deve ser determinada por um método adequado seguindo, por exemplo, as linhas do ACI 437R (ACI, 2003). A verificação da segurança dos componentes e elementos estruturais deve basear-se em princípios e padrões comprovados e sugeridos por normas de dimensionamentos como por exemplo, o ACI 318 (ACI, 2014), a NBR 6118 (ABNT, 2014) e a Eurocode 2 (2004), com atenção especial ao fato de que a verificação está associada à estrutura existente. Por isso, uma atenção particular deve ser dada aos coeficientes de segurança e ponderação da resistência utilizados nas verificações.

3.3.3 Relatório Final

O relatório final ou laudo pericial da avaliação é o documento destinado a descrever de forma precisa e sucinta todos os procedimentos adotados na avaliação da estrutura considerada, podendo justificar as medidas paliativas adotadas com base nos resultados obtidos em cada uma das fases anteriores. Geralmente este relatório contém uma breve descrição dos seguintes elementos conforme explorados durante o processo:

- 1) os objetivos e escopo da investigação — descreve o escopo e a finalidade das investigações realizadas de acordo com o que foi pactuado com o proprietário incluindo todas as modificações realizadas ao longo do processo, as estimativas e suposições relevantes e lista das diversas normas e especificações técnicas aplicáveis ao caso. O nível das investigações realizadas, preliminares ou avançadas, deverá ser claramente declarado aqui;
- 2) a documentação encontrada para dar suporte à avaliação — nesta seção do relatório deverão ser inclusos todos os documentos revistos ou referenciados assim como suas fontes. Um resumo das informações reunidas a respeito da estrutura avaliada contendo inclusive a localização da mesma, suas dimensões, seu histórico, seus detalhes de arquitetura e estruturais também deverão constar nesta seção;
- 3) observações de campo e a investigação das condições da estrutura — aqui são apresentados os resultados da inspeção de campo descrevendo brevemente os métodos e instrumentos

utilizados, considerações dos esforços na condição da estrutura “*as built*”, principais deformações, deteriorações e deficiências que requerem melhorias. Toda parte da estrutura que exige reabilitação ou mudança de uso deverá claramente ser designada. A metodologia empregada para realizar medições específicas dos elementos estruturas sem informações disponíveis nos documentos consultados deve ser claramente especificada. Esta seção deve igualmente incluir imagens, desenhos, croquis e outras informações pertinentes reunidas ao longo da inspeção em campo;

- 4) amostragem e resultados dos ensaios dos materiais — fornece detalhes sobre os locais onde os ensaios destrutivos e não destrutivos foram realizados, os métodos empregados e os resultados obtidos durante as investigações preliminares e detalhadas. Estes resultados devem indicar a conformidade da estrutura em termos das condições físicas, da resistência e do futuro desempenho para todos os materiais e componentes estruturais avaliados. Estes resultados poderão ser suplementados com fotografias e cópias dos ensaios de laboratório realizados;
- 5) análise e avaliação da adequação estrutural — todas as hipóteses e métodos de análise deverão ser relatados e documentados junto com os modelos estruturais criados e todas as análises computacionais efetuadas assim como seus resultados.

4

MÉTODOS E ENSAIOS USUAIS NA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO EM ESTRUTURAS EXISTENTES

4.1 INTRODUÇÃO

Em um programa de investigação das condições de segurança de uma estrutura existente, foi demonstrado que as investigações preliminares são de prima importância por fundamentar todas as outras etapas do processo. A inspeção visual que é uma importante fase destas investigações, na maioria dos casos, não é conclusiva mesmo quando executada por profissionais experientes. Por isso, além da inspeção visual, as investigações de campo são normalmente acopladas a diversos ensaios “*in situ*”. Dependendo do estado da estrutura e das dificuldades encontradas no local, estes ensaios podem fornecer resultados conclusivos ou ainda indicar a extração de amostras para posteriores ensaios de laboratório. Diante deste quadro, os ensaios de campo e os de laboratórios desempenham um papel decisivo para o acerto do processo de avaliação. Desta forma, o conhecimento dos diferentes métodos existentes é altamente desejável para viabilizar suas escolhas durante as investigações e otimizar o aproveitamento dos resultados deles obtidos nas análises. Por esta razão, reservamos este capítulo para a caracterização dos métodos de ensaios usualmente utilizados na avaliação de estruturas existentes de concreto e para descrição detalhada da propriedade de maior relevância na avaliação, em torno da qual a maioria dos referidos ensaios são realizados: a resistência à compressão do concreto.

Helene (1984) refere no Quadro 4.1 os métodos de investigação usuais na avaliação de estruturas acabadas de concreto armado e as propriedades de interesse correlacionadas. Nota-se que o que justifica a escolha de um ensaio é a propriedade que este fornece e logicamente, o valor que esta propriedade representa nas análises de segurança. A varredura dos ensaios

disponíveis e a precisão dos resultados que estes fornecem ajudam na escolha da opção mais competitiva econômico e tecnicamente. Esta tarefa da determinação do programa de ensaios é de suma importância no processo vista a grande variedade de ensaios disponíveis. O programa de ensaios que possa desembocar em conclusões representativas depende muito da situação da estrutura avaliada. Existem situações em que apenas alguns ensaios simples ao exemplo de alguns ensaios não destrutivos podem ser suficientes e outras em que ensaios mais sofisticados como por exemplo uma prova-de-carga realizada sobre o componente estrutural em avaliação, podem se mostrar imprescindíveis.

Quadro 4.1 – Métodos de avaliação e Propriedades correlacionadas – (HELENE, 1984)

Método	Características básicas que podem ser avaliadas
Extração de testemunhos de concreto	Resistência característica à compressão (f_{ckest}) Módulo de deformação longitudinal (E_c) Diagrama tensão–deformação específica ($\gamma_c \times \varepsilon_c$) Resistência característica à tração (f_{tk})
Extração de testemunhos de aço	Resistência característica à tração (f_{yk}) Módulo de deformação longitudinal (E_s) Diagrama tensão–deformação específica ($\gamma_s \times \varepsilon_s$) Ductilidade (alongamento e estrição)
Provas de carga	Comportamento elástico de componentes estruturais
Ultra-som	Uniformidade da resistência do Concreto Uniformidade do módulo dinâmico de deformação longitudinal do concreto Defeitos não visíveis Eventual avaliação da resistência à compressão do concreto
Gamagrafia	Defeitos visíveis
Esclerometria	Uniformidade da resistência do concreto Eventual avaliação da resistência à compressão do concreto

Tradicionalmente, no processo da avaliação de uma estrutura existente de concreto, a propriedade comumente utilizada para análise da segurança é a resistência à compressão. Em função disso, vários métodos foram desenvolvidos e normalizados para a determinação desta propriedade em estruturas acabadas de concreto sem comprometer a segurança ofertada pelas mesmas.

Na prática, o procedimento comumente adotado para a obtenção da resistência à compressão em estruturas acabadas é a extração de testemunhos para ensaios laboratoriais. Porém, vários outros métodos, os não destrutivos principalmente, são utilizados com frequência nas investigações. Estes métodos ou ensaios não destrutivos, geralmente fornecem outras grandezas que são relacionadas à resistência à compressão do concreto por correlações específicas. A Figura 4.1 apresenta esquematicamente a resistência à compressão obtida de testemunhos como função dos resultados obtidos em um ensaio de campo. Esta relação é usualmente obtida pela realização de ensaios não destrutivos em determinados pontos da estrutura e a determinação da resistência de testemunhos extraídos nas regiões adjacentes a estes pontos. Disposto desta relação, poder-se-ia estimar a resistência à compressão de uma estrutura baseando-se unicamente nos resultados obtidos do ensaio de campo concernido. A precisão desta estimativa depende do grau da correlação existente entre a resistência à compressão e a grandeza medida pelo ensaio em campo. De preferência, o avaliador que sugere o ensaio de campo deve dispor de conhecimento sobre a propriedade medida e sua relação com a resistência à compressão (ACI 228.1R, 2003).

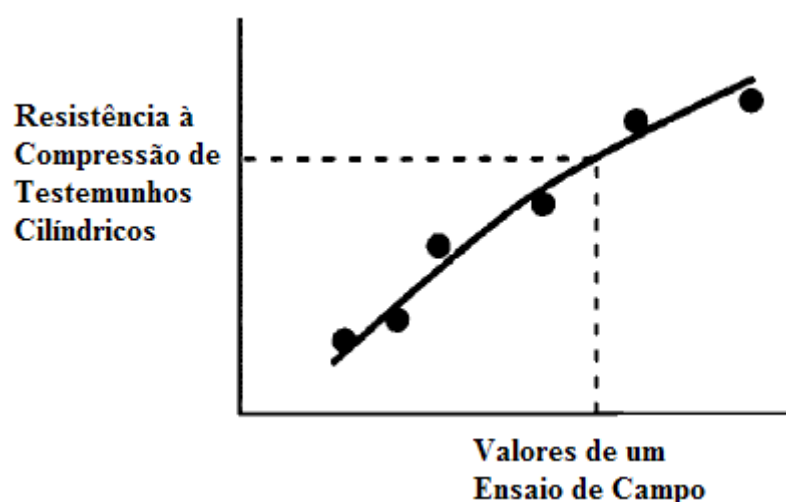


Figura 4.1 – Relação esquemática entre a resistência à compressão de testemunhos e valores de um ensaio de campo – (ACI 228.1R, 2003)

Dado que a resistência à compressão é a propriedade de maior relevância na avaliação da segurança de estruturas de concreto, visto o investimento em tempo e esforço reservado à especificação da mesma durante um processo de avaliação de estruturas existentes, faz-se necessário discorrer detalhadamente sobre esta propriedade. Por isso, começamos este capítulo

pela definição da resistência à compressão do concreto, os diversos conceitos a ela relacionados, os métodos convencionais para a sua estimativa e a introdução da segurança nos projetos de dimensionamento através da resistência característica à compressão do concreto f_{ck} .

4.2 A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

A resistência à compressão do concreto (f_c) é a mais importante propriedade mecânica deste material e está intrinsicamente ligada à sua estrutura interna, resultado da interação dos diferentes materiais que o constituem (aglomerante: cimento, aglomerados: agregados graúdos e miúdos, água e adições). Para Neville (2011), embora a resistência à compressão seja comumente considerada a propriedade do concreto mais importante, existem situações em que outras características tais a durabilidade ou a permeabilidade são mais importantes. Não obstante, a resistência à compressão usualmente oferece uma visão geral sobre a qualidade do concreto visto que ela está diretamente relacionada à estrutura da pasta do cimento hidratado. Ademais, ela constitui quase invariavelmente o elemento essencial para o projeto estrutural e é indicada para fins de recebimento e aceitação do concreto na obra.

A intensidade da resistência à compressão, determinada através de ensaios normalizados — NBR 5739 (ABNT, 2007), ASTM C39/C39M (2016), BS EN 12390-1 (2012), ASTM C873M (2015) — em corpos de prova (cilíndricos – Brasil, Estados Unidos ou Cúbicos – Europa), permite a classificação do concreto em grupos de resistência.

De acordo com a NBR 8953 (ANBT, 2015), o concreto para fins estruturais pode ser classificado em dois grupos de resistência. O grupo I, usualmente referido como concreto de resistência normal (CRN), representa as classes de concreto com resistência característica à compressão (f_{ck}) variando de 20 MPa a 50 Mpa. O grupo II, comumente designado como grupo do concreto de alto desempenho (CAD), representa as classes de resistência variando entre 55 MPa e 100 MPa. Esta classificação, seguindo o modelo brasileiro, é feita com base nos resultados obtidos em ensaios de corpos de prova cilíndricos, moldados segundo a NBR 5738 (ABNT, 2015) e rompidos conforme estabelece a NBR 5739 (ABNT, 2007).

O concreto de resistência normal é o mais utilizado para a maioria de obras de engenharia enquanto o concreto de alta resistência se faz necessário para uso em situações particulares. Ainda com relação à resistência, existem vários outros tipos de concretos obtidos através da utilização de materiais alternativos. Enumeram-se deste grupo o concreto reforçado com fibras,

concreto de cimento expansivo, concreto modificado com látex (MEHTA e MONTEIRO, 2006).

4.2.1 Parâmetros que afetam a resistência à compressão

4.2.1.1 Generalidades

De modo geral, os parâmetros que afetam a resistência à compressão do concreto podem ser divididos em duas categorias. A primeira está associada a fatores ligados à composição da mistura junto com todos os procedimentos de preparo e lançamento. Estes influenciam na realização das propriedades físicas e mecânicas do concreto desde o estado fresco até o estado endurecido. A segunda categoria envolve fatores relacionados à medição da resistência através dos ensaios padronizados. Estes sofrem influências externas à composição intrínseca do concreto tornando desafiadora a determinação do valor real de resistência existente tanto no corpo de prova como na estrutura real. Os fatores que influenciam a resistência do concreto podem ser agrupados conforme ilustrado na Figura 4.2.

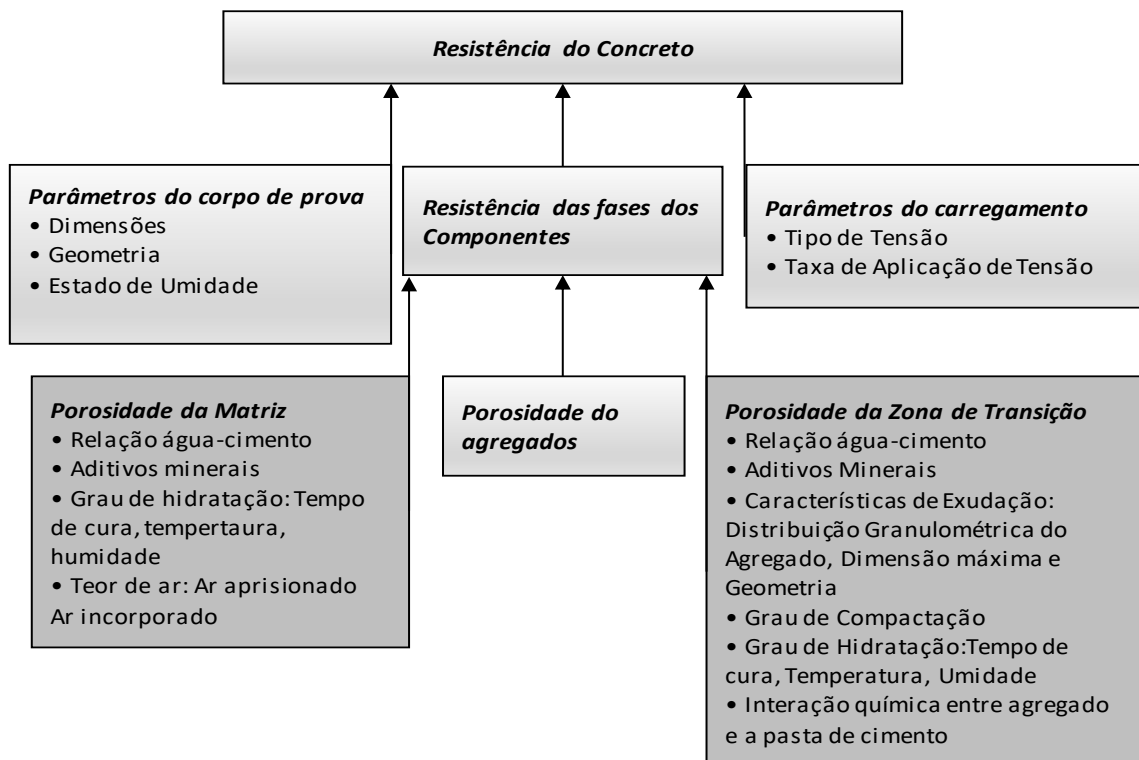


Figura 4.2 – Interação dos fatores que influenciam a resistência do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 2006)

Segundo *fib* bulletin 1 (CEB-FIP, 1999), a resistência à compressão do concreto de peso normal é principalmente controlada pelas propriedades da pasta do cimento hidratada. Por isso, a resistência à compressão deste concreto é proporcional à resistência da pasta do cimento hidratada. Desta forma, a resistência à compressão depende primeiro da razão água/cimento (a/c), do grau de hidratação, da idade e cura do concreto, do tipo e resistência do cimento, do tipo e quantidade de adições e, em alguns casos, do tipo de aditivos. Já, para concreto pesado ou denso, a resistência e rigidez dos agregados contribuem consideravelmente para a sua resistência.

Pelo exposto, pode-se afirmar que a resistência do concreto depende principalmente da composição de sua mistura, das condições ambientais e de cura durante o endurecimento do mesmo. Além disso, as condições dos ensaios de caracterização como, por exemplo, o tamanho e a forma dos corpos de prova merecem uma atenção particular na consideração final sobre a resistência à compressão.

Da mesma forma, Mehta e Monteiro (2006) consideram que, do ponto de vista da resistência, a relação entre a razão água/cimento e a porosidade é indubitavelmente o fator mais importante porque, independentemente de outros fatores, afeta a porosidade tanto da matriz da argamassa do cimento como da zona de transição interfacial entre a matriz e o agregado graúdo. Com base na mesma lógica, Neville (2011) enfatiza que a influência dos outros fatores na resistência à compressão do concreto é pouco significativa diante da influência preponderante que assume a relação água/cimento quando se usa agregados com diâmetro característico de até 40 mm.

4.2.1.2 Relação água/cimento (a/c)

Para concreto plenamente adensado, considera-se que a resistência do concreto é inversamente proporcional à relação água/cimento; com isso, a diminuição da relação (a/c) resulta no aumento da resistência. A relação entre a resistência do concreto e a relação (a/c) é geralmente representada pela Eq. (4.1) comumente chamada de *lei de Abrams*.

Na Figura 4.3 está mostrada a forma geral da curva que representa a dependência entre a resistência do concreto e a relação água/cimento. Observa-se que esta dependência está intrinsecamente ligada ao nível de adensamento do concreto, para concreto plenamente adensado, quanto menor a relação (a/c) maior é a resistência à compressão do concreto.

$$f_c = \frac{K_1}{K_2^{a/c}} \quad (4.1)$$

onde a/c representa a relação água/cimento da mistura, K_1 e K_2 são constantes empíricas.

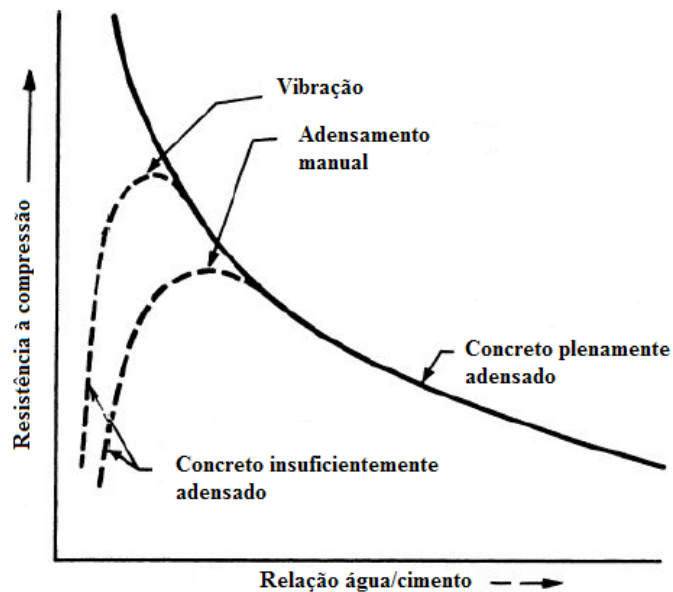


Figura 4.3 – Dependência entre a resistência e a relação água/cimento – (NEVILLE, 2011)

Para fins de cálculos de dosagem, admite-se que um concreto plenamente adensado é aquele onde o volume de vazios, geralmente preenchidos por ar incorporado, representa em torno de 1% do volume total (Neville, 2011). Curvas típicas ilustrando a relação entre a relação água/cimento e a resistência a uma dada idade de cura úmida são mostradas na Figura 4.4.

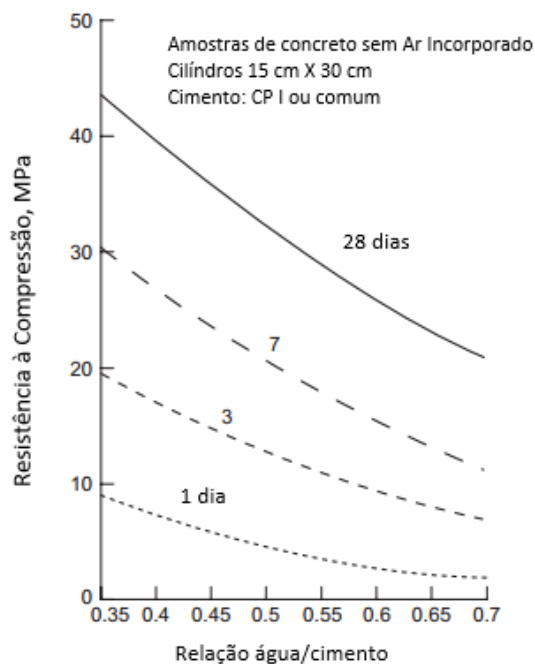


Figura 4.4 – Influência da relação água/cimento e do período de cura úmida sobre a resistência do concreto – (MEHTA e MONTEIRO, 2006)

4.2.1.3 Tipo e consumo do cimento, incorporação do ar

O tipo e consumo do cimento, a incorporação do ar, o tipo de agregados (naturais ou britados) aditivos e adições influenciam a resistência em função de suas proporções na mistura do concreto. Segundo Mehta e Monteiro (2006), embora na maior parte dos casos, a relação água/cimento seja o principal elemento que determina a porosidade da matriz da pasta de cimento, para um dado grau de hidratação, a incorporação do ar aumenta a porosidade tanto da matriz como a da interface entre a argamassa e o agregado graúdo. Com isso, a incorporação do ar, como resultado de um adensamento ineficiente ou através de incorporadores do ar prejudica à resistência à compressão. Todavia, adverte-se que a extensão da perda da resistência devida ao ar incorporado não depende somente da relação (a/c) da mistura do concreto, mas depende também do consumo do cimento. A Figura 4.5 ilustra a influência do ar incorporado na resistência do concreto em função da relação água/cimento (a) e do consumo do cimento (b).

A influência na resistência do concreto associada conjuntamente à relação água/cimento e ao consumo do cimento pode ser explicado por dois efeitos opostos causados pela incorporação do ar. O ar incorporado causa efeitos adversos na resistência à compressão ao aumentar a porosidade da matriz. Por outro lado, melhorando a trabalhabilidade e o adensamento da

mistura, o ar incorporado tende a melhorar a resistência da interface da zona de transição (especialmente para misturas com baixos teores de água e cimento) e assim melhora a resistência do concreto. Por isso, para misturas de concreto com baixo consumo do cimento, quando o ar incorporado é acompanhado com uma redução significativa no consumo de água, o efeito adverso do ar incorporado na matriz é mais do que compensado pelo efeito benéfico sobre a zona de transição interfacial (MEHTA e MONTEIRO, 2006).

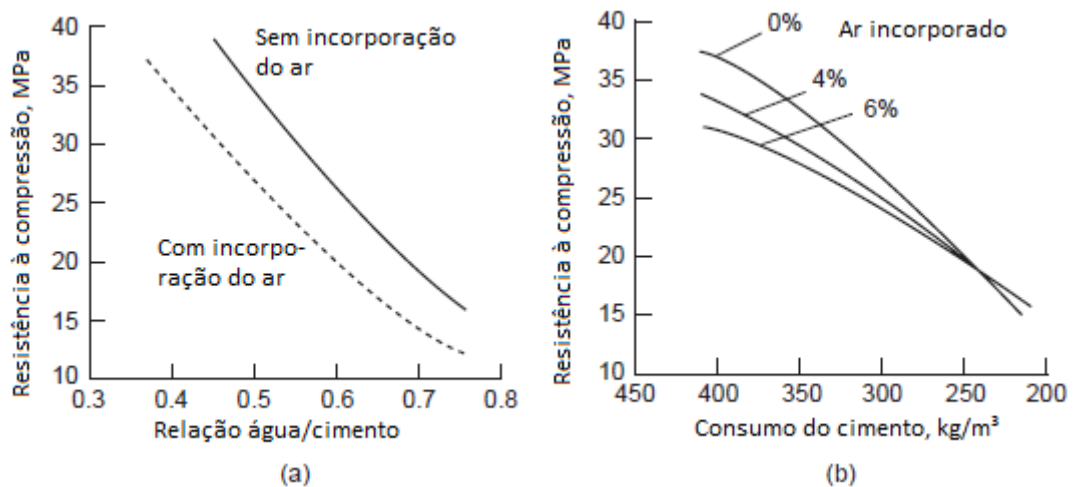


Figura 4.5 – Influência da relação água/cimento e do consumo do cimento em função do ar incorporado (MEHTA e MONTEIRO, 2006)

Além do consumo, o tipo do cimento também exerce uma influência na resistência à compressão. A influência do tipo do cimento varia em função de sua velocidade de hidratação. Como a hidratação afeta diretamente a porosidade da mistura, com isso, a resistência à compressão do concreto, cimentos com maior taxa de hidratação, como é o caso de cimentos com maior finura, tendem a proporcionar concreto com maior resistência nos primeiros dias (entre 1 e 7 dias por exemplo). Porém, este efeito desaparece com o tempo pois, para uma mesma relação água/cimento, depois que atingirem uma hidratação semelhante, concretos com diferentes tipos de cimentos apresentam a mesma resistência.

4.2.1.4 Agregados

Diversos autores concordam que para concreto de peso normal, a resistência dos agregados não é muito significativa na mobilização da resistência à compressão. Como neste tipo de concreto a matriz da argamassa e a zona de transição apresentam resistências inferiores àquela dos agregados graúdos usualmente utilizados, a falha não pode ser atribuída a estes. Contudo, há outras características além da resistência dos agregados que podem influenciar a resistência à compressão.

Geralmente, o efeito das características dos agregados na resistência está relacionado à mudança na relação água/cimento que suscitam. No entanto, a interferência das características dos agregados na relação (a/c) não resume a influência dos mesmos na resistência à compressão do concreto. O tamanho, a forma, as texturas assim como a mineralogia dos agregados são suscetíveis de impactar nas condições da zona de transição interfacial independentemente da relação (a/c), e com isso, afetar a resistência à compressão.

O tamanho máximo do agregado bem graduado de uma certa mineralogia tem dois efeitos contraditórios na resistência à compressão do concreto. Com o mesmo consumo do cimento e a mesma consistência, as misturas de concreto contendo agregados maiores requerem menos água de amassamento do que aquelas que contêm agregados menores favorecendo a redução da relação (a/c). Por outro lado, agregados maiores apresentam área superficial proporcionalmente menor gerando maiores tensões na zona de transição pasta-agregado tendo como consequência zonas de transição mais fracas (MEHTA e MONTEIRO, 2006). A Figura 4.6 ilustra a influência do tamanho máximo do agregado na resistência à compressão obtida através de cilindros rompidos com 28 dias. Pode-se observar que o efeito do tamanho do agregado varia de acordo com a relação (a/c). Como geralmente a menor relação (a/c) está associada a concreto de alta resistência, a referida figura mostra que a resistência deste tipo de concreto varia mais rapidamente com o tamanho máximo do agregado.

Se a relação (a/c) for mantida constante, a influência da granulometria dos agregados se dá através da proporção entre os agregados graúdos e miúdos quando esta proporção impacta as condições de consistência do concreto no estado fresco.

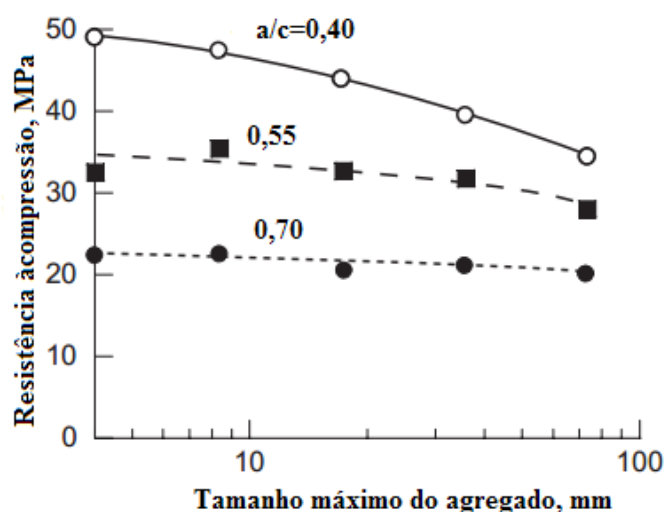


Figura 4.6 – Influência do tamanho do agregado em função da relação água/cimento (MEHTA e MONTEIRO, 2006)

Uma mistura de concreto contendo agregados de textura áspera ou esmagada apresentaria uma resistência um pouco maior em idades precoces do que um concreto correspondente contendo agregado de mineralogia semelhante, liso ou naturalmente degradado. Um vínculo físico mais forte entre o agregado e a pasta de cimento hidratado é assumido como responsável por isto. Em idades posteriores, quando a interação química entre o agregado e a pasta de cimento começa a produzir efeitos, a influência da textura superficial do agregado na resistência se reduz (Mehta e Monteiro, 2006). Para Neville (2011), o efeito da forma e da textura é mais significativo em concretos de alta resistência, os concretos com agregados com superfície mais rugosa tendem a apresentar maior resistência que os concretos com agregados de superfície lisa.

4.2.1.5 Condições de cura

A cura é o conjunto de procedimentos adotados para manter a mistura do concreto recém lançada nas formas, em condições de temperatura e umidade ideais para que o processo de hidratação do cimento ocorra de forma adequada. Procura-se limitar a perda da água da mistura por processos outros que a hidratação do cimento. Esta ocorre satisfatoriamente somente nas condições de saturação da mistura. A Figura 4.7 mostra a influência do tempo e das condições de cura (úmida ou ao ar) na resistência à compressão do concreto. Pode-se observar a eficiência da cura por umidade com relação às outras alternativas. A cura por umidade impede a perda da

água da mistura por evaporação capilar permitindo que a mesma se mantenha saturada por mais tempo. Para uma dada relação (a/c), quanto mais longa for a cura por umidade em temperatura ambiente mais elevada será a resistência à compressão. Para concretos contendo cimento Portland normal, recomenda-se um período mínimo de sete dias para uma cura úmida.

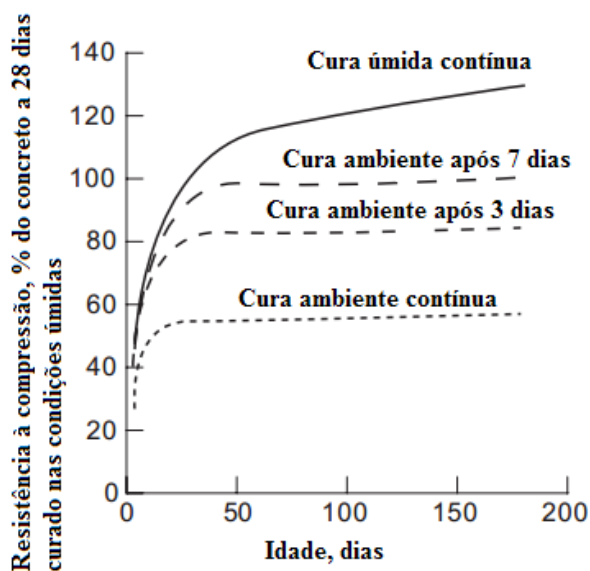


Figura 4.7 – Influência das condições de cura na resistência à compressão (MEHTA e MONTEIRO, 2006)

O estado de tensões, a forma da aplicação do carregamento (ensaio estático ou dinâmico), forma e dimensões dos corpos de prova são outras considerações relevantes na determinação da resistência à compressão do concreto que, como distinguidos no início deste capítulo fazem parte da segunda categoria dos elementos que afetam a resistência (f_c). De grande importância no âmbito dos objetivos deste trabalho, a influência das condições do ensaio será abordada na seção que segue.

4.2.2 Determinação da Resistência à Compressão (f_c): O ensaio Convencional

Como principal propriedade do concreto, a resistência à compressão tem critérios voltados para a sua medição definidos em ensaios padronizados principalmente de curta duração. O ensaio convencional é geralmente realizado com o propósito do controle de qualidade e aceitação do concreto. Embora enormemente consolidada, a medição da resistência à compressão sofre

diversas interferências de elementos externos à sua composição intrínseca. A Figura 4.8 ilustra o aspecto geral do ensaio à compressão axial em corpos de prova cilíndricos.



Figura 4.8 – Detalhes do ensaio de compressão e monitoramento da ruptura do corpo de prova cilíndrico

Os principais parâmetros do corpo de prova (CP) que influenciam na medição da resistência são: o tamanho e a geometria do CP, as condições de umidade do concreto do mesmo. Outros são parâmetros associados ao mecanismo do carregamento do ensaio expressos em termos do nível de tensão, da duração do ensaio e da taxa com a qual a tensão é aplicada ao corpo de prova. A seguir são descritos alguns destes elementos de acordo com a relevância de sua influência na medição da resistência do concreto.

4.2.2.1 Forma e proporções do corpo de prova (CP)

No Brasil assim como nos Estados Unidos emprega-se corpos de prova de forma cilíndrica com a relação altura-diâmetro (h/d) igual ou maior a dois. A NBR 5739 (ABNT, 2007) limita a relação h/d a 2,02 e sugere fatores de correção para h/d inferior a 1,94 dados na tabela 2 da mesma. A Figura 4.9 mostra a variação da resistência à compressão (f_c) com as dimensões adotadas para o corpo de prova cilíndrico. Observa-se pela figura que a redução na relação altura/diâmetro do CP resulta no aumento da resistência à compressão. De acordo com Araújo (2001), este fato se deve ao impedimento da deformação transversal, causado pelas placas de aço da máquina de ensaios, efeito muito pequeno quando a relação h/d do corpo de prova é superior a 2.

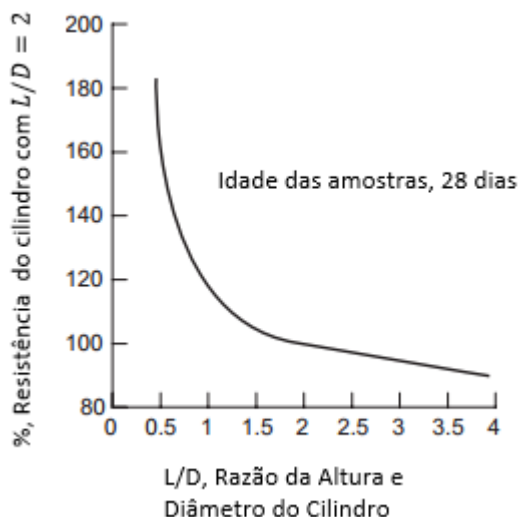


Figura 4.9 – Variação da resistência à compressão com as dimensões do corpo de prova. (MEHTA e MONTEIRO, 2006)

A dimensão padrão sugerida pela maioria das normas para o corpo de prova cilíndrico é de 15 por 30 cm. Mesmo mantendo a relação ($h/d=2$), se o diâmetro do CP variar, os corpos de provas com maiores diâmetros apresentam menores resistências. A Figura 4.10 ilustra este fenômeno, por isso, quanto mais próximas forem as dimensões do corpo de prova da dimensão convencional mais representativo será o resultado do ensaio.

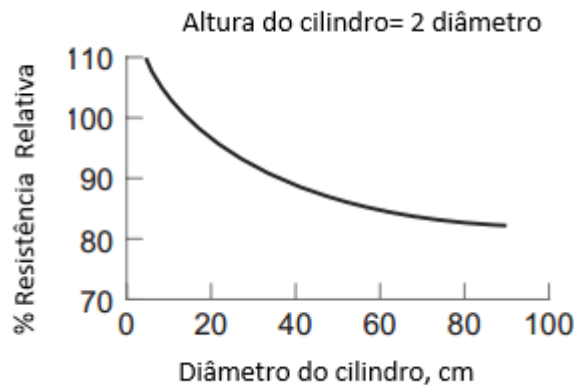


Figura 4.10 – Influencia do diâmetro do corpo de prova quando a relação (h/d) é igual a 2 (MEHTA e MONTEIRO, 2006)

4.2.2.2 Duração do ensaio

Os ensaios convencionais em função dos quais se define a resistência característica (f_{ck}) utilizada no projeto estrutural são principalmente de curta duração (entre 2 e 3 minutos). No entanto, sob carga de longa duração, ocorre uma redução da resistência de acordo com um fenômeno descrito por Rüsç (1960) e conhecido no Brasil como efeito Rüsç.

O efeito Rüsç é apresentado na Figura 4.11 que mostra que, ao diminuir a velocidade de aplicação da carga ao longo do ensaio, os corpos de prova rompem em níveis de tensões inferiores aqueles observados no ensaio realizado com maior velocidade. Este efeito é válido quando é ultrapassado o nível de tensão crítica definida como o valor de tensão correspondente a 75% da tensão de ruptura (f_c).

Observa-se pela referida figura que se o corpo de prova for carregado rapidamente até o ponto **A** e a tensão for mantida constante por 20 minutos, ocorre um aumento da deformação até ser atingido o limite de resistência. A ruptura ocorre a um ponto correspondente a relação (f_c/f_{cm}) menor do que um, ou seja, a tensão de ruptura neste caso é inferior à resistência f_{cm} obtida no ensaio rápido convencional. Mas se o corpo de prova for carregado até o ponto **B** e a tensão for mantida constante, devido à fluência, as deformações aumentam até a estabilização e não ocorre ruptura. Nota-se que o ponto **B** se situa antes do ponto de resistência crítica, por isso, não há ruptura do corpo de prova.

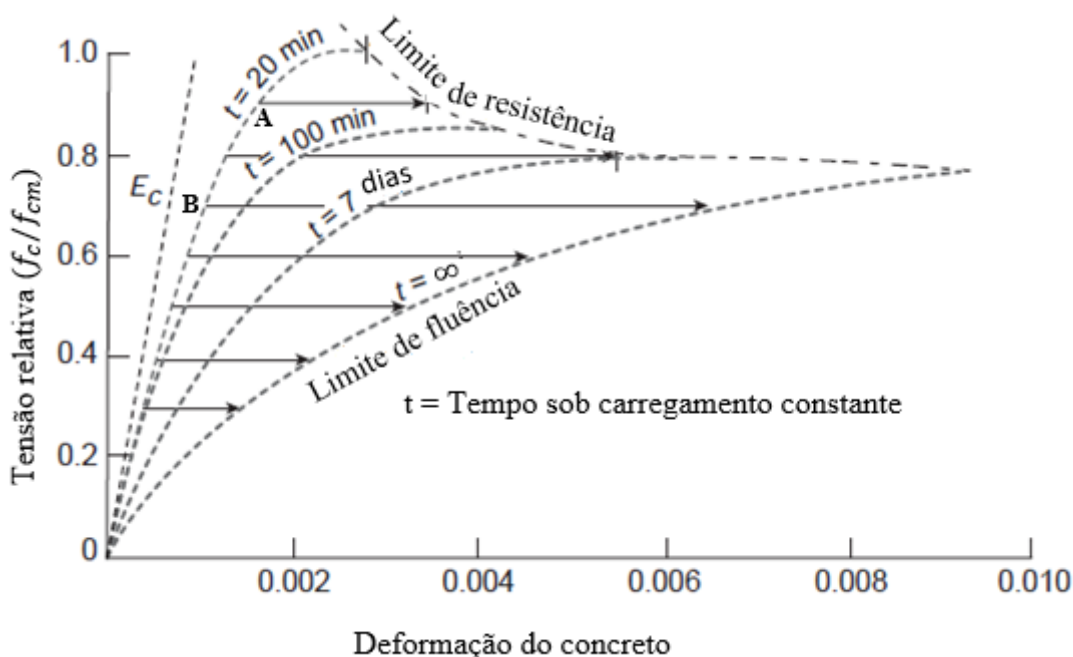


Figura 4.11 – Influência do carregamento de longa duração e de curto duração na resistência do concreto (RÜSCH, 1960)

Nas estruturais reais de concreto, uma grande parcela do carregamento é imposta a estrutura quase que instantaneamente e permanece praticamente constante para toda vida útil da estrutura. Este fato faz com que nas estruturais reais o comportamento que ocorre devido à fluência é mais próximo daquele representado pelo ponto **B**. Para evitar a situação semelhante ao ponto **A** em que ocorre ruptura, o projeto deve ser elaborado de forma a se obter uma situação semelhante à situação **B**, por isso, deve-se limitar as tensões de compressão no concreto a $0,8f_{cm}$ (ARAÚJO, 2001).

4.2.2.3 Idade do concreto

O concreto endurecido ganha resistência de acordo com uma taxa que varia em função do tipo de cimento utilizado. A resistência característica (f_{ck}) utilizada no dimensionamento se refere à quantia mobilizada até os 28 dias; porém, depois desta idade, mesmo que em proporções pequenas, o concreto continua ganhando resistência em virtude das reações químicas decorrentes da hidratação do cimento. Este fenômeno, denominado envelhecimento, é muito acentuado nos primeiros dias após a concretagem e ocorre durante praticamente toda a vida útil da estrutura (ARAÚJO, 2001). A Tabela 4.1 ilustra o aumento da resistência do concreto com o tempo.

Tabela 4.1 – Variação da resistência à compressão do concreto com a idade (Temperatura ambiente 15° e 20° C) – (SÜSSEKIND,1993).

Idade do concreto (dias)	3	7	28	90	360
Cimento Portland Comum	0,40	0,65	1,00	1,20	1,35
Cimento Portland de Alta Resistência Inicial	0,55	0,75	1,00	1,15	1,20

4.2.2.4 Coeficientes de Correção da Resistência

Na estimativa da resistência real, os fatores acima mencionados são levados em conta através do coeficiente de modificação (K_{mod}). De acordo com Fusco (1981), o coeficiente de modificação K_{mod} leva três parcelas que consideram respectivamente o acréscimo da resistência após os 28 dias (k_1), a estimativa da resistência na estrutura quando avaliada a partir de corpos de prova cilíndricos (k_2) e a diminuição da resistência do concreto devido a cargas de longa duração — efeito Rüsç (k_3).

Na falta de dados experimentais, admite-se que a resistência à compressão aumenta de 20% após um ano (confere Tabela 4.1), portanto $k_1 = 1,20$. Para corpos de prova com dimensão padrão de 15 × 30 cm, considera-se que a resistência na estrutura é 5% menor daquela apresentada pelo corpo de prova, portanto $k_2 = 0,95$. Para levar em conta a velocidade do ensaio adota-se o valor da resistência correspondente à tensão crítica, tensão a partir da qual o efeito Rüsç se torna válido, portanto $k_3 = 0,75$. Levando em conta os três fatores, a resistência estimada deve ser corrigida pelo coeficiente K_{mod} (Eq. (4.2)) de acordo com a Eq. (4.3).

$$K_{mod} = 1,2 \times 0,95 \times 0,75 = 0,85 \quad (4.2)$$

$$f_c = K_{mod} \times f_{c,estimada} \quad (4.3)$$

4.2.2.5 A resistência característica à compressão f_{ck}

A resistência característica a compressão é aquela especificada para fim de projeto e representa o valor mínimo aceitável de resistência que, na prática, geralmente é ultrapassado pelo valor da resistência mobilizado na estrutura real (BARTLETT, 2001). Ela é estimada a partir da resistência à compressão média (f_{cm}) obtida através dos resultados do ensaio convencional.

A natureza aleatória dos fatores que envolvem a medição da resistência à compressão (f_c) conforme enumerados acima, faz com que os resultados dos ensaios em corpos de prova de um mesmo lote se deem com uma dispersão em torno de um valor médio denominado resistência à compressão média (f_{cm}). Portanto, o ensaio fornece o f_{cm} junto com outras grandezas que permitem caracterizar estatisticamente a resistência à compressão (desvio padrão – S_d , coeficiente de variação – V).

Na normalização brasileira assim como em grande parte de normais internacionais, a resistência característica à compressão f_{ck} é designada como o valor de resistência tal que em um mesmo lote de corpos de prova existam 5% de obter resistências inferiores ao mesmo. Ou seja, o f_{ck} corresponde ao quantil de 5% da função distribuição acumulada da resistência à compressão do concreto. Um quantil é a realização de uma variável aleatória que corresponde a um certo valor de sua função distribuição acumulada (CDF). Por exemplo, um quantil de 10% de uma variável aleatória corresponde, portanto ao valor da mesma que não será ultrapassado por 10% da população (Bartlett, 2001).

Como variável aleatória, a resistência à compressão segue uma regra que é definida por uma função densidade de probabilidade. Convencionou-se que a função de distribuição normal ou de Gauss é um modelo matemático que pode representar de maneira satisfatória a resistência à compressão do concreto (HELENE, 1981). Esta distribuição, ilustrada na Figura 4.12, é adotada por um grande número de instituições normativas para representar a variabilidade da resistência à compressão do concreto.

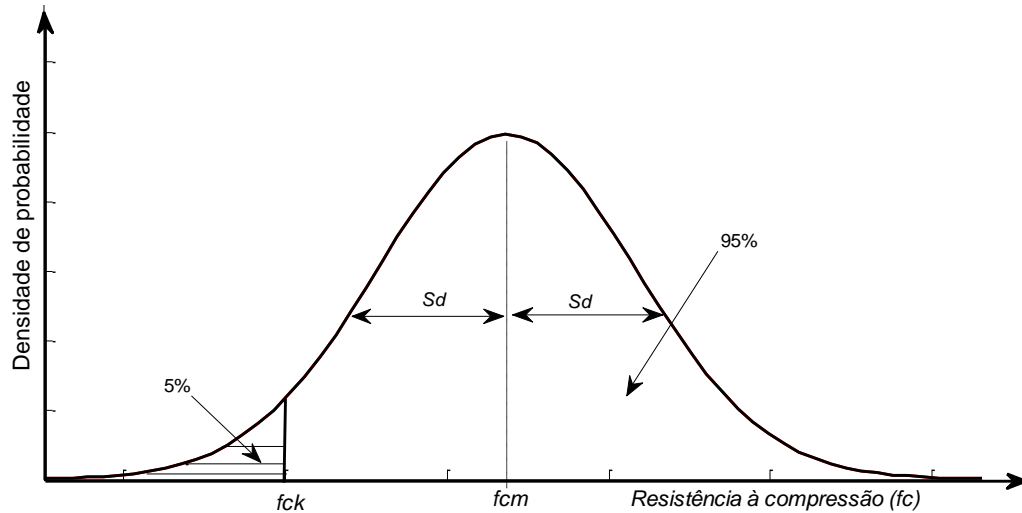


Figura 4.12 – Representação da distribuição da resistência a compressão do concreto, curva de Gauss

Assumida a distribuição normal e o quantil de 5% adotado no Brasil para especificar a resistência característica à compressão do concreto, a NBR 12655 (ABNT, 2015) relaciona o f_{ck} e o f_{cm} conforme a Eq. (4.4).

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65S_d \quad (4.4)$$

onde f_{cm} é a resistência média dos exemplares do lote, expressa em megapascals (MPa); S_d é o desvio padrão da amostra de n exemplares, expresso em megapascals (MPa).

O desvio padrão é dado pela Eq. (4.5) para lotes representados por amostra com mais de 20 exemplares ($n \geq 20$).

$$S_d = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (f_i - f_{cm})^2} \quad (4.5)$$

A relação entre a resistência característica e a resistência média pode ser expressa de forma genérica seguindo Eq. (4.6) retirada do ACI 214R (ACI, 2011). Nesta equação z é um valor associado ao quantil que define a porcentagem aceitável de resultados insatisfatórios em um ensaio de caracterização do concreto. Cada região adota um valor de z que representa melhor a

expectativa dos resultados do ensaio com base no controle de qualidade do preparo e lançamento do concreto característico da mesma. No Brasil onde z é igual a 1,65 conforme a Eq. (4.4), entende-se que 5% dos elementos de um dado lote podem não atingir o valor característico, conseqüentemente, são considerados como insatisfatórios.

$$f_{cm} = f_{ck} + z \times S_d \quad (4.6)$$

O fator de confiabilidade z é selecionado de maneira a garantir uma alta probabilidade de que a resistência característica será igualada ou ultrapassada (ACI 214R, 2011). Quando é assumida a distribuição normal para caracterizar o concreto, os valores de z correspondentes a diferentes valores de quantil são dados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Probabilidades associadas ao valor de z – (ACI 214R, 2011)

Probabilidades associadas ao valor z		
Porcentagem dos ensaios dentro de $\pm z S_d$	Chances de falha antes de $f_{cm} - z S_d$ (Quantil)	z
40	3 em 10 (30%)	0,52
50	2,5 em 10 (25%)	0,67
60	2 em 10 (20%)	0,84
68,27	1 em 6,3 (15.9%)	1
70	1,5 em 10 (15%)	1,04
80	1 em 10 (10%)*	1,28*
90	1 em 20 (5%)**	1,65**
95	1 em 40 (2.5%)	1,96
95,45	1 em 44 (2,3%)	2
98	1 em 100 (1%)*	2,33*
99	1 em 200 (0,5%)	2,58
99,73	1 em 741 (0.13%)	3
* Os mais utilizados		
** Adotado no Brasil		

Geralmente, a resistência obtida através dos corpos de prova rompidos com a idade convencional de 28 dias tem como propósito o controle da qualidade do concreto com vista ao seu recebimento ou a sua aceitação. No entanto, em muitos casos como por exemplo na avaliação de estruturas acabadas, e por diversos motivos, faz-se necessário estimar a resistência “*in situ*” da estrutura já construída. Dentre as diversas técnicas existentes para esta finalidade

(provas de carga, ultrassom, gamagrafia, esclerometria), o ensaio da resistência à compressão em testemunhos extraídos da estrutura é o mais praticado.

4.3 TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS DE CONCRETO

Testemunhos são peças de forma cilíndrica, cúbica ou prismática, que podem ser extraídos do concreto por meio de corte com sonda ou com disco com o objetivo principal da avaliação da resistência da peça estrutural em estudo (VIEIRA FILHO, 2007). Além da estimativa da resistência à compressão, muitas outras propriedades do concreto podem ser caracterizadas a partir dos testemunhos extraídos como por exemplo: o módulo de elasticidade, a densidade, a permeabilidade, a resistência à tração indireta e movimentos característicos incluindo a expansão devida a reações álcali-agregado (BUNGEY, 2006).

A resistência à compressão do concreto é a propriedade do concreto mais relevante quanto à avaliação da capacidade resistente de componentes de estruturas existentes; por isso, sua estimativa com boa precisão é altamente necessária no processo de avaliação. A resistência *in loco* depende de vários fatores incluindo as proporções das misturas, as condições de cura, o grau de adensamento e a deterioração ao longo do tempo. Na avaliação da resistência *in loco*, a influência destes fatores deve ser levada em conta para obtenção de resultados aceitavelmente precisos.

4.3.1 Visão geral sobre a normalização relacionada

A técnica mais usada e mundialmente difundida para avaliar a resistência de estruturas existentes de concreto é a extração de testemunhos para ensaios laboratoriais. Como exemplo, o ACI 562 (ACI, 2013) desaconselha a estimativa da resistência à compressão apenas por meio de ensaios não destrutivos; porém, sugere como método principal de estimativa a extração de testemunhos para ensaios laboratoriais. Todavia, a referida norma abre uma exceção autorizando ensaios não destrutivos para a estimativa da resistência f_c nos casos em que existam correlações válidas entre os resultados de resistência obtidos em testemunhos e aqueles alcançados através dos referidos ensaios.

De fato, a maioria das normas estrangeiras e internacionais recomendam a extração de testemunhos como técnica de avaliação da resistência à compressão do concreto em estruturas

acabadas. De acordo com o ACI 318 (ACI, 2014), quando os resultados obtidos do ensaio em corpos de provas cilíndricos convencionais (300 x 150 mm ou 200 x 100 mm de dimensão) não atenderem os requisitos de aceitação estabelecidos — o que ocorre quando os resultados obtidos são inferiores a f'_c para três ensaios de resistência à compressão consecutivos ou quando um ou mais resultados se distanciam de 3,5 MPa para f'_c inferior ou igual a 35 MPa e de $0,10f'_c$ para f'_c maior do que 35 MPa — recomenda-se a extração de testemunhos dos componentes moldados com o concreto duvidoso para tirar conclusões a respeito da qualidade do mesmo. O f'_c representa a resistência característica à compressão do concreto de acordo com a notação americana.

O ACI 318 (ACI, 2014) prescreve o ASTM C42/C42M (ASTM, 2016) como guia para orientar a extração e ensaio de testemunhos quando resultados deficientes de ensaios em cilindros são confirmados. Já no Reino Unido, as disposições relativas aos testemunhos são fornecidas pela BS EN 12504-1 (2009). No Brasil, a NBR 6118 (ABNT, 2014), caso não haja conformidade da resistência à compressão com os critérios da NBR 12655 (ABNT, 2015), indica a extração de testemunhos para posterior avaliação da resistência. Os critérios da extração de testemunhos são contemplados pela NBR 7680-1 (ABNT, 2015). Esta norma aborda igualmente diversos aspectos relativos à amostragem e interpretação dos resultados no cálculo da resistência característica do lote do concreto examinado.

4.3.2 Procedimentos gerais para a extração e ensaio de testemunhos

4.3.2.1 Localização e Tamanho dos Testemunhos

Segundo Bungey *et al.* (2006), a localização dos pontos onde extrair os testemunhos é governada pela finalidade básica do ensaio. As distribuições dos esforços dentro do elemento estrutural avaliado são levadas em conta na determinação destes pontos porque passam informações sobre as prováveis distribuições de tensões. Quando a avaliação dos estados limites de serviço for o principal motivo da extração, os ensaios devem ser efetuados em pontos de esforço mínimo, por exemplo nas faces superiores em ponto perto do meio do vão para as vigas simplesmente apoiadas e lajes ou em qualquer face próxima do topo para pilares e paredes. Se o membro for esbelto, o corte pode prejudicar o desempenho futuro, por isso, as amostras devem ser retiradas nos pontos situados o mais próximo possível das seções não críticas. Considerações estéticas também podem, por vezes, influenciar a escolha dos pontos onde extrair os testemunhos.

A NBR 7680-1 (ABNT, 2015) recomenda que o local onde extrair testemunhos seja determinado por consenso entre a tecnologia do concreto, o construtor e o projetista da estrutura, de forma a reduzir os riscos ligados à extração em locais inadequados. Por isso, sugere que as seguintes condições sejam observadas ao se determinar os locais de extração:

- 1) a estrutura deve ser dividida em lotes;
- 2) os testemunhos devem ser extraídos a uma distância maior ou igual ao seu diâmetro com relação às bordas do elemento estrutural ou à junta de concretagem;
- 3) a distância mínima entre as bordas das perfurações não pode ser inferior a um diâmetro do testemunho;
- 4) não podem ser cortadas as armaduras. Para evitar este risco, deve se usar um detector de metais (pacômetro), ou procedimento equivalente, ou prospecção por retirada do cobrimento;
- 5) quando da extração de mais de um testemunho no mesmo pilar, estes devem ser retirados na mesma prumada, obedecendo à distância mínima entre furos. A segurança estrutural deve ser assegurada em todas as etapas (antes, durante e após a extração) e, quando necessário, com uso de escoramentos.

Quanto às dimensões, a NBR 7680 (ABNT, 2015) recomenda que um testemunho cilíndrico utilizado para determinar a resistência à compressão tenha um diâmetro de pelo menos três vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo contido no concreto. Em muitos países, incluindo o Brasil, é utilizado um diâmetro mínimo de 100 mm, sendo preferível 150 mm, embora na Austrália 75 mm sejam considerados geralmente aceitáveis. A NBR 7680-1 (ABNT, 2015) tolera a extração de testemunhos com diâmetro de 75 mm somente na situação em que a concentração das armaduras do elemento estrutural avaliado torna inviável a extração de testemunhos de diâmetro igual ou superior a 100 mm sem danificar as armaduras.

De um modo geral, a precisão do ensaio diminui à medida que a relação entre o tamanho do testemunho e o diâmetro do agregado diminui. Os testemunhos de 100 mm de diâmetro não devem ser utilizados se o tamanho máximo do agregado exceder 25 mm e este deve ser preferencialmente inferior a 20 mm para os testemunhos de 75 mm. Em algumas circunstâncias, são usados diâmetros menores, especialmente em membros de menores dimensões onde os grandes furos seriam inaceitáveis.

A escolha do diâmetro do testemunho também será influenciada pelo comprimento da amostra que é possível extrair. É geralmente aceite que os testemunhos, para ensaios de compressão, tenham uma relação altura/diâmetro (h/d) entre 1 e 2, mas as opiniões variam em relação ao valor ideal. A BS EN 12504-1 (2009) recomenda uma razão h/d igual a 2 se os resultados estiverem relacionados com a resistência do cilindro ou igual a 1,0 para a resistência do cubo (BUNGEY *et al.*, 2006). Como no Brasil as prescrições são feitas com base nos testemunhos cilíndricos, a NBR 7680-1 (ABNT, 2015) restringe a relação h/d no intervalo entre 1 e 2.

O número de testemunhos necessários dependerá das razões que justificam o ensaio e do volume do concreto envolvido. Todavia, o número dos testemunhos deve ser suficiente para ser representativo do concreto em análise, bem como para permitir a estimativa da resistência à compressão com maior precisão. A NBR 7680-1 (ABNT, 2015) determina o número de testemunhos necessários com base no tipo de controle estabelecido pela NBR 12655 (ABNT, 2015) e considerando a rastreabilidade do concreto. À luz destas considerações, o número mínimo permitido de 2 testemunhos é sugerido pela norma para amostragem total do concreto mapeado no lançamento quando aplicado em elemento estrutural. Já o ACI 318 (ACI, 2014) recomenda um mínimo de três testemunhos para estimativa da resistência à compressão do concreto.

4.3.2.2 Extração, Amostragem e Ensaio

Três equipamentos são de grande importância na extração e caracterização dos testemunhos. Trata-se de:

- uma extratora provida de cálice e coroa diamantada ou outro material abrasivo para obtenção de testemunhos com as dimensões estabelecidas;
- uma serra com ponta de corte diamantada ou de carboneto de silício para aparar as extremidades dos testemunhos sem introduzir rachaduras ou desalojar os agregados;
- uma balança de pelo menos 5 g de precisão de acordo com ASTM C42/C42M (2009) ou de uma com resolução mínima de 1 g segundo a NBR 7680-1 (ABNT, 2015).

O equipamento de extração deve possibilitar a refrigeração à água do local do corte do concreto e minimizar vibrações. As vibrações devem ser evitadas para se obter paralelismo entre as geratrizes dos testemunhos extraídos e evitar ondulações em sua superfície. A extração deve ser precedida de uma verificação experimental do posicionamento das armaduras concomitantemente com o estudo do projeto estrutural (NBR 7680-1, 2015).

A amostragem deve ser feita segundo os testemunhos estão extraídos em estruturas em construção ou em estruturas existentes. Para estruturas em construção, quando há dúvidas sobre a resistência à compressão do concreto com relação ao cumprimento dos critérios da NBR 12655 (ABNT, 2015), a formação do lote deve abranger um volume de concreto que possibilite decidir sobre a segurança da estrutura. Para lotes não identificados por mapeamento ou lote sem rastreabilidade, recomenda-se um mapeamento pelos ensaios não destrutivos. Nomeadamente a NBR 7680 (ABNT, 2015) recomenda o mapeamento através dos ensaios de dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão seguindo a NBR 7584 (ABNT, 2012) ou a determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica de acordo com a NBR 8802 (ANBT, 2013).

Para estruturas existentes, no caso de estruturas sem histórico do controle tecnológico, a NBR 7680-1 (ABNT, 2015) sugere que estas sejam divididas em lotes reagrupados de acordo com a importância dos elementos estruturais que as compõem e da homogeneidade do concreto. A homogeneidade deve ser analisada através dos ensaios não destrutivos.

O ensaio para a resistência à compressão pode ser realizado com testemunhos saturados ou secos levando em conta a exposição ou não do concreto da parte da estrutura avaliada ao contato permanente com a água. No Reino Unido, o procedimento padrão recomenda que os testemunhos sejam ensaiados saturados. No Brasil recomenda-se que, quando o concreto da região da estrutura que está sendo examinada não estiver em contato com água, os testemunhos sejam mantidos expostos ao ar, em ambiente de laboratório, por no mínimo 72 horas e ensaiados no estado de equilíbrio em que se encontrarem. Já se o concreto da região da estrutura que está sendo examinada estiver em contato com água, os testemunhos devem ser acondicionados em tanque de cura ou câmara úmida por no mínimo 72 horas, sendo rompidos saturados.

O ensaio à compressão deve ser realizado através de uma prensa que possibilite o registro do modo de falha a uma velocidade entre 12 e 24 $N/(mm^2 \cdot min)$. Se houver fissuração do capeamento, ou separação entre o capeamento e o testemunho, os resultados deverão ser considerados como de precisão duvidosa. Normalmente, a fissuração deve ser semelhante em toda volta da circunferência do testemunho, mas uma fissura de cisalhamento diagonal é considerada satisfatória, exceto em testemunhos curtos (BUNGEY *et al.*, 2006).

4.3.3 Interpretação dos resultados

É de suma importância que a resistência obtida de ensaios em testemunhos represente com precisão aceitável a resistência efetiva na estrutura avaliada. Por isso, os fatores que influenciam a determinação desta resistência devem ser levados em conta ao exemplo do que acontece com os corpos de prova convencionais. Desta maneira cria-se a possibilidade de comparação entre os resultados obtidos em testemunhos com os obtidos com o rompimento dos cilindros moldados. Segundo Vieira Filho (2007), os fatores influenciadores preponderantes são: dimensão (relação h/d) dos testemunhos, os efeitos de broqueamento, amostragem e extração, presença de armadura nos testemunhos, condições de ruptura, idade e condições de cura.

No que diz respeito à aceitação do concreto a partir dos resultados de testemunhos extraídos, a norma NBR 7680-1 (ABNT, 2015) estabelece critérios que corrigem as diferenças existentes entre corpos de prova moldados e testemunhos. Entre as considerações levadas em conta nesta correção, a norma lista os seguintes fatos:

- a) as dimensões de testemunhos e de corpos de prova moldados não podem ser as mesmas;
- b) o testemunho pode refletir deficiência do processo executivo;
- c) o processo de extração gera o efeito de broqueamento que ocorre em todos os casos de extração sendo mais acentuado em testemunhos de menor diâmetro;
- d) a relação entre a direção do lançamento do concreto e a direção da aplicação da carga no ensaio de ruptura, entre outras considerações.

Com base nestas considerações e outras, a norma adota a correção dos resultados obtidos em ensaios de testemunhos pelos coeficientes k_1 , k_2 , k_3 e k_4 explicados a seguir.

O coeficiente k_1 leva em conta a relação h/d do testemunho. Quando a relação $h/d = 2$ não se verifica, a norma recomenda a correção dos resultados pelo coeficiente k_1 cujos valores estão definidos na tabela 2 da mesma. Os efeitos de broqueamento são considerados com base no diâmetro do testemunho através do coeficiente k_2 cujos valores estão estabelecidos na tabela 3 da norma. Vieira Filho (2007), em sua tese de doutorado estimou o coeficiente que leva em consideração os efeitos de broqueamento e representando-o por $R(M/E)$. Este coeficiente é dado pela razão entre a resistência de corpos de prova padrão moldados, representada por $f_c(M)$ e a resistência de testemunhos extraídos $f_c(E)$; $R(M/E) = f_c(M)/f_c(E)$. Os

valores obtidos por Vieira Filho neste trabalho convergem com aqueles especificados no ACI 214.4R (ACI, 2010).

O coeficiente k_3 considera a direção do lançamento em relação à direção da extração do testemunho. Para extrações realizadas no sentido ortogonal ao lançamento (pilares, cortinas e paredes moldados no local), a norma sugere o valor $k_3 = 0,05$. Já para extrações realizadas no sentido do lançamento (como lajes), $k_3 = 0$.

O último coeficiente (k_4) diz respeito ao preparo dos testemunhos para o ensaio em função principalmente de sua umidade. A norma sugere que os testemunhos sejam rompidos saturados e neste caso $k_4 = 0$, já no caso de testemunhos secos ao ar, $k_4 = -0,04$.

Por fim, os resultados individuais da resistência dos testemunhos podem ser corrigidos de acordo com a Eq. (4.7) (NBR 7680-1, 2015).

$$f_{ci,ext} = [1 + (k_1 + k_2 + k_3 + k_4)] \times f_{ci,ext,inicial} \quad (4.7)$$

onde $f_{ci,ext,inicial}$ é o resultado individual obtido do ensaio sem considerações dos fatores influenciadores citados e $f_{ci,ext}$ é a resistência corrigida do testemunho.

O ACI 562 (ACI, 2013) corrige os resultados individuais considerando fatores influenciadores semelhantes aos enumerados acima na forma de multiplicadores conforme a Eq. (4.8).

$$f_c = F_{l/d} \cdot F_{dia} \cdot F_{mc} \cdot F_d \cdot f_{core} \quad (4.8)$$

onde os coeficientes $F_{l/d}$, F_{dia} , F_{mc} , F_d consideram respectivamente a influência da relação altura/diâmetro do testemunho, da dimensão do diâmetro, da umidade e dos efeitos do broqueamento. Estes coeficientes são fornecidos na tabela 9.1 da referida norma. Já f_c representa o valor individual da resistência corrigida e f_{core} o valor obtido diretamente do ensaio.

Nota-se que as Eqs. (4.7) e (4.8) corrigem os resultados individuais para descontar fatores relevantes que influenciam o ensaio. Porém, para fins de avaliação, é recomendado a extração de mais de um testemunho e os resultados obtidos devem ser tratados estatisticamente de maneira a representar a variabilidade da resistência *in loco* na estrutura avaliada. Sabe-se que o valor médio dos resultados individuais não informa sobre a variabilidade da resistência na estrutura. Tampouco, o f_{cm} contempla o conceito de resistência característica geralmente definida em função de um quantil representativo da tendência dos resultados conforme visto no item 4.2.2.5. No entanto, a NBR 7680-1 (ABNT, 2015) sugere a expressão dada pela Eq. (4.9) para estimar a resistência característica do lote de concreto para fim de verificação da segurança estrutural. Vê-se que esta expressão é simplesmente a média dos resultados individuais do lote considerado.

$$f_{ck,ext,seg} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci,ext}}{n} \quad (4.9)$$

onde $f_{ck,ext,seg}$ representa a resistência característica para verificações dos requisitos de segurança estabelecidos nas normas de dimensionamento. Esta resistência deverá ainda ser minorada pelo coeficiente γ_c que introduz a segurança estrutural conforme definido na norma de projeto de referência utilizada. No que diz respeito à NBR 6118 (ABNT, 2014), para fim de verificação da segurança estrutural nos estados limites últimos em estruturas existentes, recomenda-se dividir o valor convencional de 1,4 do coeficiente de ponderação da resistência γ_c por 1,1 obtendo, portanto, um valor equivalente de 1,27 para minorar o valor $f_{ck,ext,seg}$ dado pela Eq. (4.9).

Entretanto, existem controvérsias em torno da utilização da resistência média como resistência característica. Estima-se que o conceito atrás da definição da resistência característica f_{ck} deixa de ser contemplado quando da utilização direta da resistência média, obtida pelo rompimento de testemunhos, nas equações convencionais de dimensionamento sugeridas nas normas. No lugar é aconselhável um tratamento probabilístico dos resultados obtidos dos testemunhos para estabelecer uma resistência característica para verificações conceitualmente equivalente ao f_{ck} . Desta maneira torna-se possível utilizar sem maiores riscos os coeficientes de ponderação convencionais sugeridos para o projeto de novas estruturas no processo da avaliação de estruturas existentes, garantindo o mesmo nível de confiabilidade. Bartlett e MacGregor (1995)

desenvolveram um método, atualmente adotado por vários comitês normativos, para determinar a resistência característica equivalente. Alerta-se que geralmente as normas de avaliação de estruturas existentes, além de sugerirem o uso de uma resistência característica equivalente ao f_{ck} , adotam coeficientes de segurança diferentes daqueles sugeridos nas normas de projeto de novas estruturas por razões diversas. Em geral, os coeficientes adotados para a avaliação penalizam menos as estruturas de maneira a tornar o processo de avaliação menos conservador.

Segundo Bartlett (2001), o erro cometido na consideração da resistência média f_{cm} como resistência característica nas equações convencionais de dimensionamento pode ser visto nas Figura 4.13 (a) e (b). A figura (a) mostra as distribuições familiares dos efeitos do carregamento, S , e da resistência, R . A região da sobreposição das curvas representa as combinações de R e S que podem levar à falha conforme foi visto em detalhes na seção 2.3.2. Os coeficientes do carregamento α e da resistência γ são escolhidos no processo de calibração para alcançar uma aceitável probabilidade de falha. Se os mesmos coeficientes destinados à aplicação na resistência característica (f_{ck}) são aplicados à resistência média (f_{cm}), a distribuição dos efeitos do carregamento se desloca para a distribuição da resistência conforme a figura (b). A sobreposição das distribuições de R e S aumenta levando qualitativamente à maior probabilidade de falha. Por isso, quando se utiliza a resistência média nas equações de dimensionamento, os coeficientes de ponderação da resistência devem ser reduzidos para manter o mesmo nível de confiabilidade. Isto pode ser uma das razões pelas quais a NBR 6118 (ABNT, 2014) sugere a redução de γ_c de 1,4 para 1,27 para verificações de estruturas existentes dado que a resistência de verificação sugerida pela ABNT é uma resistência média.

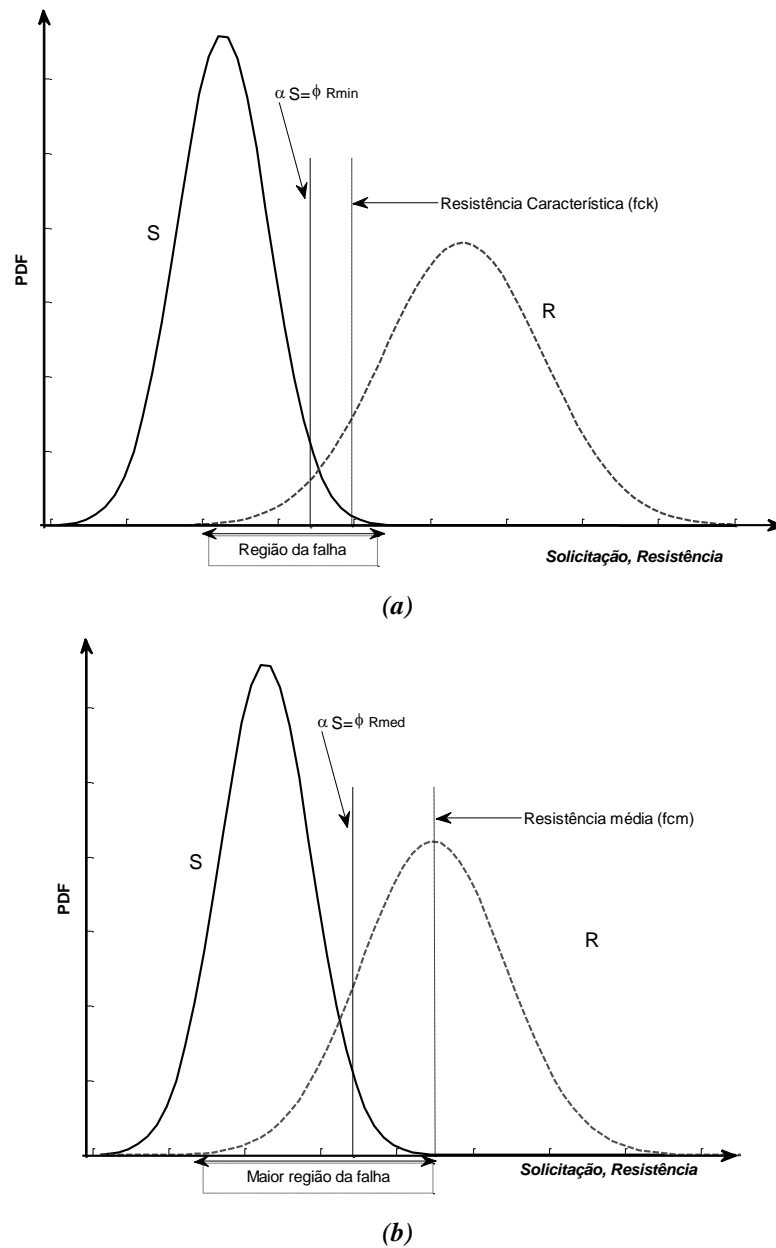


Figura 4.13 – (a) Confiabilidade para a resistência baseada no f_{ck}
 (b) confiabilidade para a resistência baseada no f_{cm}
 (Baseado em BARTLETT, 2001)

4.3.4 Resistência característica equivalente (f_{ckeq})

O conceito de resistência característica permite introduzir a segurança no projeto estrutural dado o caráter aleatório dos diferentes parâmetros associados à estimativa da resistência à compressão e aqueles associados ao processo de construção. Se para o projeto de novas estruturas o f_{ck} desempenha esta função, para a avaliação de estruturas existentes os

profissionais envolvidos se deparam com a dificuldade de um valor equivalente para uso nas equações de verificações da segurança estrutural. Na definição de um valor equivalente deve-se levar em conta as particularidades da estimativa da resistência *in loco* de estruturas existentes. Normalmente, a definição da resistência característica equivalente para avaliação de estruturas existentes permite a utilização dos mesmos coeficientes de segurança recomendados para o projeto de novas estruturas na avaliação da segurança de estruturas existentes. Desta forma, o processo da avaliação se assemelha aquele do projeto de novas estruturas ao qual os profissionais são mais acostumados podendo então reduzir-se a probabilidade de erros relativas às diferentes verificações. A normalização brasileira sugere a resistência média como valor característico conforme descrito na seção anterior e modifica o coeficiente de ponderação da resistência reduzindo-o de 1,4 para o projeto de novas estruturas a 1,27 para a avaliação de estruturas existentes. Esta redução desconta a parcela do coeficiente de ponderação (γ_c) que leva em conta a diferença entre a resistência do concreto no corpo de prova e a resistência na estrutura conforme definido na seção 12.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Embora não seja um procedimento internacionalmente conveniado, a resistência característica equivalente é adotada em grande número de normas estrangeiras relacionadas com a avaliação de estruturas existentes ao exemplo do ACI 562 (ACI, 2013) e do CAN/CSA S6-06 (2006).

O critério adotado pelo ACI 318 (ACI, 2013) para especificar a resistência característica — f_c' representa a resistência característica segundo a notação americana, porém, neste trabalho é adotada a notação brasileira f_{ck} — considera que a mesma corresponde ao décimo percentil inferior da resistência à compressão do concreto obtida dos cilindros rompidos aos 28 dias, ou seja, o f_{ck} corresponde a um quantil de 10% dos resultados obtidos de ensaios. Em outras palavras, o critério adotado pelo ACI estipula que 1 em cada 10 corpos de prova rompidos apresentará um valor de resistência menor do que o f_{ck} . Segundo o ACI 214.4R (ACI, 2010), vários métodos destinados a converter a resistência *in loco* obtido de ensaios não destrutivos em um valor equivalente ao f_{ck} se baseiam na consideração do quantil de 10% para caracterizar a resistência “*in loco*”. Porém, o estudo de Bartlett e MacGregor (1995) mostrou que na estrutura concluída, o f_{ck} representa aproximadamente 13% de quantil de resistência *in loco* aos 28 dias em paredes e pilares e aproximadamente o 23% de quantil de resistência *in loco* aos 28 dias em vigas e lajes. O mesmo estudo concluiu que valor do quantil associado a colunas é mais apropriado para especificar a resistência característica equivalente porque a capacidade

resistente nominal do pilar é mais sensível à resistência à compressão do concreto do que a da viga ou da laje. Portanto, todo procedimento que especifique a resistência característica para estruturas existentes com base no quantil de 13% da resistência *in loco* é mais apropriado ao passo aquele assume que f_{ckeq} corresponde ao quantil de 10% da resistência *in loco* é mais conservador (ACI 214.4R, 2010). O procedimento idealizado por Bartlett e MacGregor (1995) para especificar a resistência característica equivalente para estruturas existentes considerou o quantil de 13%. Com base no referido procedimento, o ACI 562 (ACI, 2013) e o CAN/CSA S6-06 (2006) sugerem a expressão da Eq. (4.10) para determinar a resistência à compressão característica equivalente utilizável nas equações convencionais de projeto de estruturas para fim de verificação.

$$f_{ckeq} = 0,9 f_{cm} \left[1 - 1,28 \sqrt{\frac{(k_c V)^2}{n} + 0,0015} \right] \quad (4.10)$$

onde f_{cm} é a resistência média dos testemunhos já modificada para descontar os efeitos do diâmetro e da umidade dos mesmos conforme a Eq. (4.8), V é o coeficiente de variação da resistência dos testemunhos, n o número dos testemunhos extraídos utilizado para estimar o f_{cm} e k_c é o um fator de modificação para o coeficiente de variação dado pela Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – O fator de modificação do coeficiente de variação (ACI 562, 2013)

n	k_c
2	2,4
3*	1,47*
4	1,28
5*	1,2*
6	1,15
8*	1,1*
10	1,08
12	1,06
16	1,05
20	1,03
25 ou mais	1,02
* Valores considerados para os cenários avaliados nesta dissertação (confere o capítulo 6)	

4.4 ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS OU ENSAIOS DE CAMPO

4.4.1 Introdução

Tradicionalmente estes ensaios são designados como não destrutivos para criar um contraste com a extração e posterior rompimento de testemunhos. A expressão mais descritiva para designar os mesmos é ensaios de campo (ACI 437R, 2003).

Neste item serão caracterizados de forma resumida os ensaios de campo usualmente utilizados tanto na avaliação de estruturas existentes como muitas vezes como meio de verificação dos requisitos de aceitação do concreto durante a construção de novas estruturas. A bibliografia básica utilizada para chegar a esta finalidade é o relatório do instituto americano do concreto ACI 228.1R (ACI, 2003). Todavia, maiores informações, conforme indicam o referido relatório e o ACI 437 (ACI, 2003) podem ser encontradas em Malhotra (1976), Bungey (1989) editado pela quarta vez em 2006 e Malhotra e Carino (1991) atualmente disponível na sua segunda edição de 2004.

Os diversos métodos de ensaios de campo são geralmente classificados de acordo com a propriedade diretamente medida ou pela forma com a qual são executados. Outra classificação comumente encontrada na bibliografia se baseia nos danos causados à estrutura avaliada. Em função desta última classificação distinguem-se os ensaios parcialmente destrutivos (ensaios de penetração, ensaios de arrancamento) e os ensaios não destrutivos propriamente ditos (esclerometria, ultrassom, ressonância). Nos ensaios não destrutivos propriamente ditos, outras propriedades do concreto são determinadas diretamente e em seguida relacionadas à resistência à compressão através de correlações específicas. Nos ensaios parcialmente destrutivos, o concreto ensaiado é levado à ruptura pontual e os danos locais resultantes não comprometem capacidade resistente do elemento estrutural ensaiado.

4.4.2 Ensaios de Dureza Superficial

Um dos fatores ligados à qualidade do concreto é sua dureza. O crescimento da dureza do concreto com a idade e a resistência levou ao desenvolvimento de métodos destinados à medição desta propriedade. Há métodos do tipo endentação e aqueles baseados no princípio do ricochete. Os métodos da endentação consistem principalmente no impacto de um corpo com

uma certa energia cinética na superfície do concreto e na medição da largura ou profundidade resultantes da endentação. Os métodos baseados no princípio do ricochete consistem na medição do rebote de um martelo acoplado a uma mola depois de seu impacto com a superfície do concreto (MALHOTRA e CARINO, 2004). Entre os dois princípios do ensaio de dureza superficial, os métodos baseados no princípio do ricochete ou esclerometria são os mais difundidos, dentre eles o mais conhecido é o esclerômetro de Schmidt que será apresentado a seguir.

4.4.2.1 Método do ricochete ou esclerometria: Esclerômetro de Schmidt

Recomendações para o uso do método do ricochete podem ser encontradas em ASTM C805 (2013). Dos métodos de dureza superficial, o princípio do ricochete é o mais aceito e utilizado no mundo. O esclerômetro de reflexão de Schmidt que usa este princípio é o equipamento mundialmente mais empregado para a realização deste tipo de ensaio. No Brasil, as recomendações para a avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão são fornecidas pela NBR 7584 (ABNT, 2012).

A primeira versão do esclerômetro de reflexão foi desenvolvida em 1948 pelo engenheiro suíço, Ernest Schmidt para medir a dureza do concreto com base no princípio do ricochete. Desde então, várias outras versões mais modernas, baseadas no modelo original já foram desenvolvidas. A Figura 4.14 mostra as modalidades de funcionamento de um esclerômetro típico assim como as principais partes do mecanismo de funcionamento.

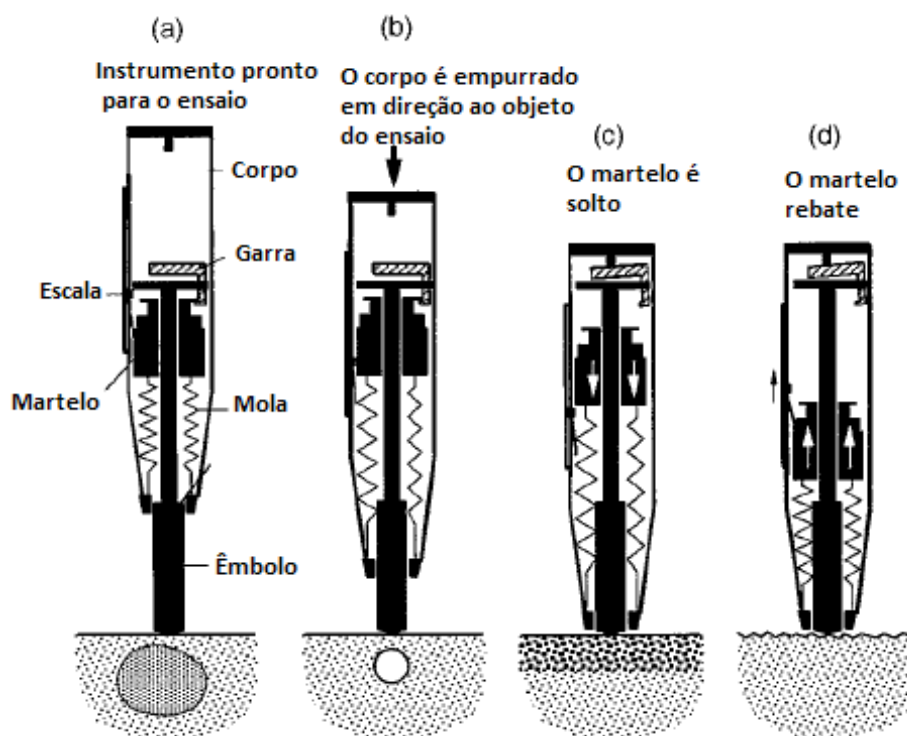


Figura 4.14 – Mecanismo de funcionamento do esclerômetro de Schmidt – ACI 228.1R (2003)

O equipamento consiste nos seguintes componentes: 1) um corpo externo de alojamento 2) um êmbolo 3) um martelo 4) uma mola. O mecanismo do ensaio consiste na movimentação do êmbolo em direção à superfície do concreto. Esta movimentação estende o êmbolo e na ocasião um dispositivo de travamento bloqueia o martelo causando a movimentação do corpo do esclerômetro em direção à superfície do concreto. Ao se movimentar o corpo estende a mola que o conecta ao martelo até o ponto limite em que o travamento é desbloqueado e o martelo puxado pela mola em direção à superfície do concreto. O impacto entre o martelo e a superfície através da haste do êmbolo gera uma energia consumida em parte pela deformação plástica permanente que sofre a superfície do concreto e outra parte é refletida elasticamente provocando o rebote do martelo. A reflexão do martelo é medida por um indicador como distância do ricochete em uma escala entre 10 e 100. Esta medida é conhecida como número de ricochete.

Fundamentalmente, este ensaio é um problema complexo da propagação da onda de tensão (ACI 228.1R, 2003). A distância do rebote depende da energia cinética disponível no martelo antes do impacto com a haste do êmbolo e da quantidade de energia absorvida pelo impacto que não se converte na reflexão do martelo. A energia absorvida pelo concreto depende da

relação tensão-deformação do concreto. Em função disso, a energia absorvida depende igualmente da rigidez do concreto. Um concreto de menor resistência e menor rigidez absorve mais energia do que um com maior resistência e maior rigidez. Portanto, o concreto de menor resistência terá uma menor reflexão do martelo, logo, um menor número de ricochete. Da mesma forma dois concretos de mesma resistência e diferentes rigidezes apresentarão diferentes números de ricochete pois, existe a possibilidade de duas misturas do concreto terem a mesma resistência mas apresentarem uma diferente rigidez.

Como a rigidez depende dos agregados utilizados na dosagem do concreto, para resultados confiáveis é importante calibrar a relação do número de ricochete e da resistência à compressão a partir de concretos compostos dos mesmos materiais que aqueles usados na estrutura avaliada. A calibração se faz em laboratório através da execução do ensaio em corpos de provas (cúbicos ou cilíndricos) obtendo a distância do ricochete característica de cada corpo de prova e um posterior rompimento dos corpos de prova obtendo a resistência à compressão necessária para plotar a curva. A Figura 4.15 ilustra uma curva típica resultante de uma calibração. Já na Figura 4.16 pode-se ver curvas típicas obtidas por diferentes pesquisadores citados por Malhotra e Carino (2004) e a diferença entre as mesmas e a curva de Schmidt fornecida pelo fabricante.

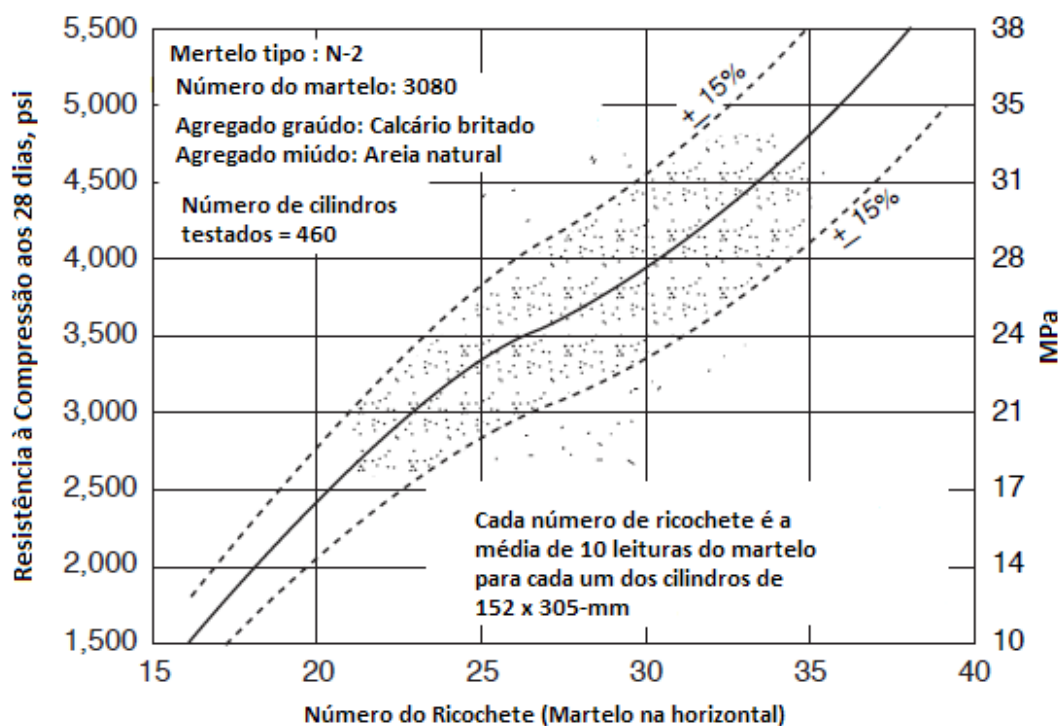


Figura 4.15 – Ilustração de uma calibração típica de um esclerômetro de reflexão (MALHOTRA e CARINO, 2004)

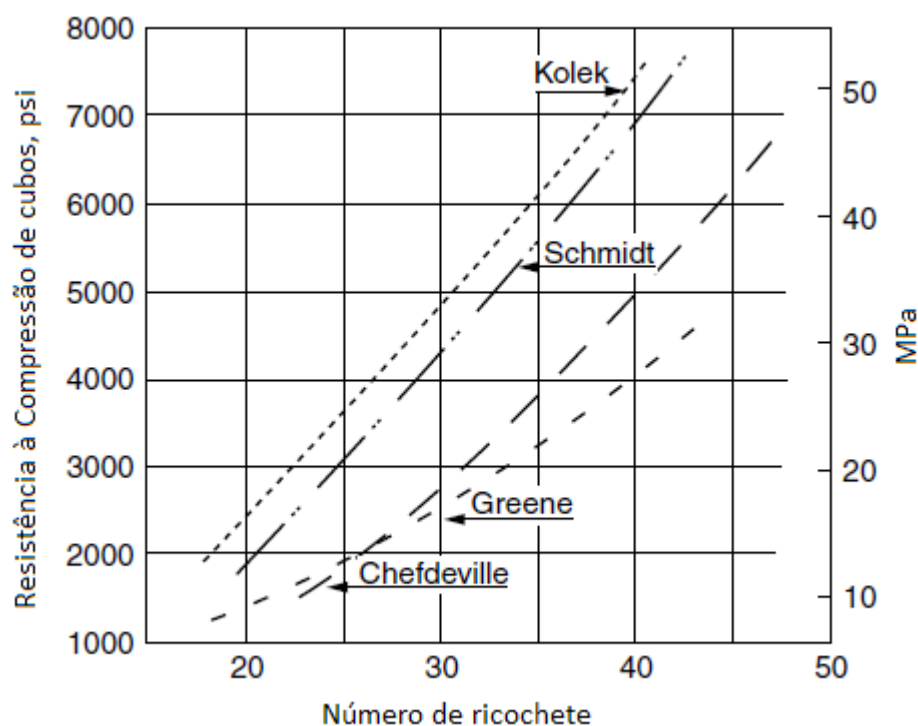


Figura 4.16 – Correlação entre as curvas obtidas por diferentes pesquisadores com o esclerômetro de Schmidt (MALHOTRA *et al.*, 2004)

Principais limitações deste ensaio:

- o ensaio é sensível às condições do local onde o teste é realizado. Se a haste do êmbolo se apoiar em um agregado duro (Figura 4.14 (a)), haverá um elevado número de ricochete que não representaria a situação real. Da mesma forma, o apoio da haste em um ponto oco ou em um agregado macio resultará em um menor número do ricochete (Figura 4.14 (b)). As armaduras com pouco recobrimento podem também influenciar os resultados dos ensaios realizados nas suas proximidades. Por isso e outras razões recomenda-se um mínimo de dez número de ricochete por ensaio e se uma medida difere por mais de 6 unidades da média, esta medida deverá ser descartada e uma nova medida deverá ser calculada com base nas leituras restantes (ASTM C805, 2013);
- o número de ricochete é geralmente influenciado pela camada superficial do concreto e provavelmente não deve representar a situação das camadas mais internas do concreto. A presença de uma carbonatação superficial pode acarretar um alto número de ricochete não indicativo da realidade no interior do concreto (Figura 4.14 (c)). Similarmente, de uma superfície seca resultará um maior número. As condições de cura que influenciam

a rigidez e a resistência do concreto mais superficial do que aquele das camadas mais internas tem uma influência considerável também.

- uma superfície do concreto áspera (Figura 4.14 (d)), influenciaria o resultado fornecido pelo equipamento pois, o impacto do martelo através da haste na superfície resultará no rompimento local das irregularidades causando uma diminuição do valor fornecido pelo equipamento. Por isso, as superfícies rugosas devem ser regularizadas antes do ensaio.
- Finalmente, a distância do rebote é influenciada pela orientação do instrumento por isso, a relação resistência-distância do rebote deve ser calibrada na direção em que o instrumento será utilizado durante o ensaio.

Embora o ensaio com o esclerômetro de reflexão seja de fácil aplicação, muitos fatores além da resistência à compressão do concreto influenciam o resultado obtido em termo do número de ricochete. Isso faz com que a estimativa da resistência à compressão através deste método não seja muito confiável com relação a outros ensaios de campo (MALHOTRA e CARINO, 2006). Todavia, estima-se que o intervalo de confiança dos resultados, obtidos nos ensaios feitos nos corpos de prova em laboratórios com um esclerômetro bem calibrado, se situa entre $\pm 15\%$ e $\pm 20\%$; já para ensaio realizado na estrutura este intervalo se situa na faixa de ± 25 (MALHOTRA e CARINO, 2006).

De maneira geral o ensaio de esclerometria é aplicável com mais confiança para a determinação da uniformidade do concreto de forma a delimitar as regiões da estrutura onde existe concreto de má qualidade ou concreto deteriorado.

4.4.3 Métodos de resistência à penetração

Os ensaios de resistência à penetração são ensaios parcialmente destrutivos pois, causam estragos localizados nas estruturas de concreto onde são realizados. Estes estragos não são de natureza a causar perda no desempenho estrutural do elemento avaliado. Avalia-se que a estimativa da resistência à compressão através das tabelas específicas de correlações fornecidas pelos métodos não sofre influência de muitos fatores externos ao exemplo do que foi visto para a esclerometria. Das técnicas disponíveis, o penetrômetro Windsor, desenvolvido nos Estados Unidos em Meados de 1960, é o mais conhecido e largamente empregado. Este instrumento dispara uma sonda, geralmente uma haste de aço, à superfície do concreto, e a profundidade da penetração do dispositivo disparado representa a resistência à penetração do concreto e pode ser relacionada à sua resistência à compressão.

4.4.3.1 Penetrômetro de Windsor

O penetrômetro de Windsor é composto de uma pistola acionada à base de pólvora que dispara uma haste de liga de aço endurecida em direção ao concreto. Há hastes disponíveis para ensaios em concreto de resistência normal e para ensaios em concreto de alta resistência até 110 MPa. A dimensão convencional destas hastes é geralmente de 6,35 mm de diâmetro e 79,5 mm de comprimento conforme mostra a Figura 4.17. Um medidor de profundidade calibrado acompanha o dispositivo e serve para medição da penetração da haste no concreto. A Figura 4.18 ilustra o aspecto geral do penetrômetro e a modalidade de execução do ensaio.

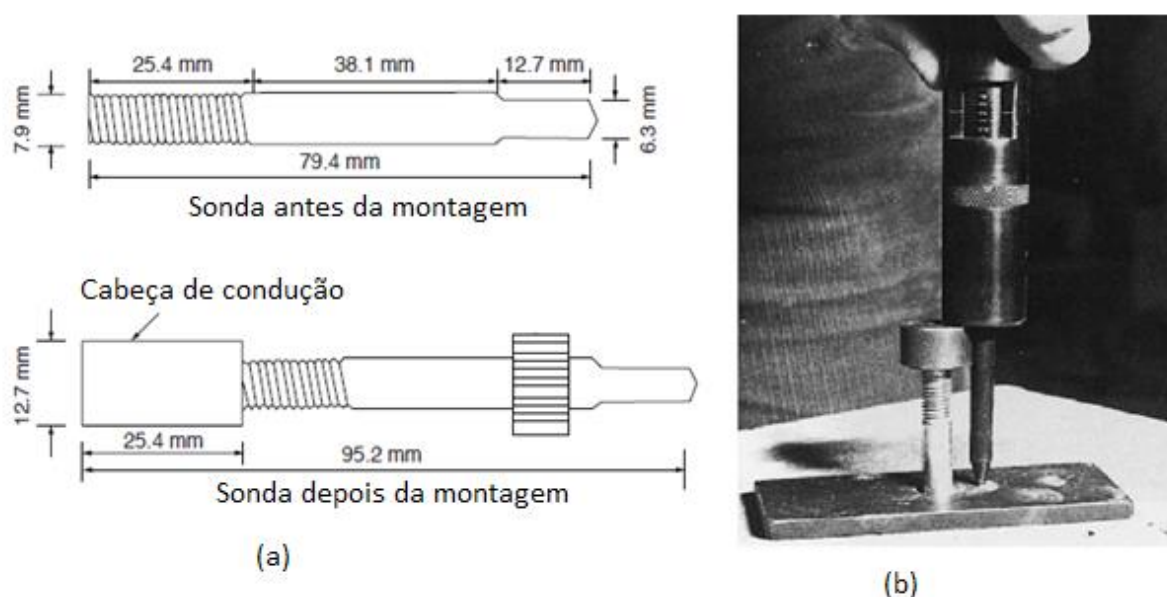
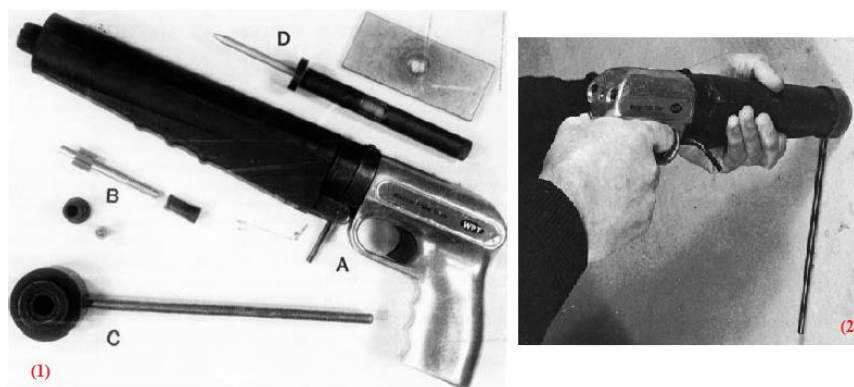


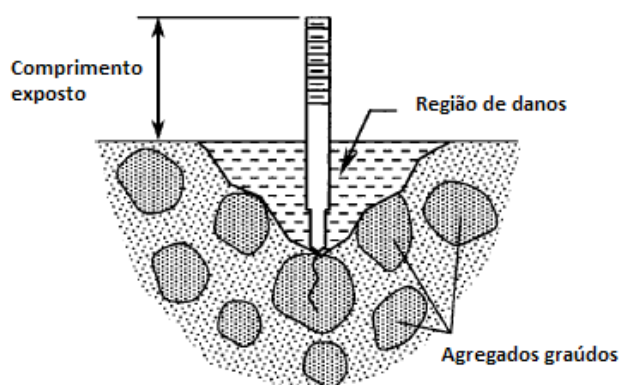
Figura 4.17 – (a) Vista da haste de disparo antes e depois da montagem para o disparo.
(b) Medição da profundidade de penetração



**Figura 4.18 – (1): Vista do penetrômetro de Windsor: (A) A pistola de disparo. (B) Haste para concreto de peso normal. (C) Modelo de sonda simples (D) Medidor de profundidade calibrado
(2): Modalidade do ensaio
(MALHOTRA e CARINO, 2004)**

Vantagens, limitações e aplicações:

Como a haste penetra dentro do concreto, a profundidade de penetração não é usualmente afetada pelas condições da textura e da umidade da superfície do concreto. No entanto, uma camada superficial mais dura pode resultar em menor penetração e uma excessiva discrepância nos resultados. A direção do disparo não importa se for realizada perpendicularmente à superfície do concreto. A energia carregada pela haste depois do disparo causa danos locais na superfície do concreto e geralmente, ocorre fraturas localizadas do tipo exposto na Figura 4.19 devida a absorção de uma parte da energia na região do impacto (ACI 228.1R, 2003).



**Figura 4.19 – Tamanho aproximado da zona de falha durante o ensaio de penetração do pino
(ACI 228.1R, 2003)**

Geralmente, a fissura na região fraturada do concreto ocorre na matriz da argamassa e nos agregados graúdos do entorno que ambos controlam o mecanismo de penetração da haste. Para o ensaio de resistência à compressão, a argamassa controla predominantemente o

comportamento do concreto e o mecanismo de ruptura para concreto de resistência normal. Portanto, há um contraste entre os dois mecanismos de controle dos resultados obtidos nos dois ensaios (ACI, 228.1R, 2003). O tipo dos agregados graúdos utilizado na dosagem do concreto afeta consideravelmente a relação entre a resistência à compressão e a profundidade de penetração da sonda. Para uma mesma resistência à compressão, concretos feitos com agregados graúdos duros apresentam menor penetração daqueles feitos com agregados macios (originários da rocha calcária por exemplo) (Figura 4.20).

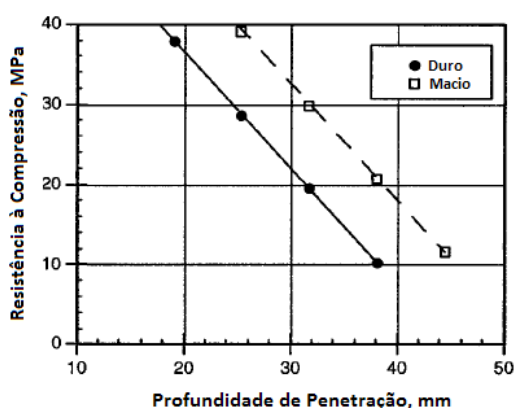


Figura 4.20 – Efeito do tipo do agregado na relação entre a resistência do concreto e a profundidade de penetração da sonda

Na prática, é habitual determinar a profundidade da sonda pela parte exposta, porém, a relação fundamental existe entre a resistência à compressão e a profundidade de penetração. Por isso, quando se avalia a variabilidade dos resultados, é preferível expressar o coeficiente de variação em termos da profundidade de penetração do que o comprimento exposto (ACI, 228.1R, 2003).

4.4.4 Métodos da frequência de ressonância

Existem relações matemáticas entre a frequência natural de vibração de corpos elásticos, que é uma importante propriedade dinâmica destes corpos, e seus módulo de elasticidade e densidade. Estas relações normalmente derivadas para corpos sólidos considerados homogêneos, isotrópicos e perfeitamente elásticos são aplicáveis a sistemas heterogêneos sob determinadas condições. Considera-se que a frequência de ressonância da vibração de um corpo de prova de concreto ou uma estrutura pode ser diretamente relacionada ao seu módulo de elasticidade dinâmico, com isso, sua integridade física. Por isso, os métodos da frequência de ressonância

que utilizam a frequência de vibração natural de corpos elásticos, têm sido utilizados, principalmente em laboratórios, para estimar a rigidez, o módulo de elasticidade dinâmica e estática, o coeficiente de Poisson em amostras prismáticos ou cilíndricos de concreto. Estes métodos são igualmente utilizados para monitorar a degradação do concreto durante os ensaios de durabilidade (MALHOTRA e CARINO, 2004).

4.4.5 Métodos da velocidade do pulso ultrasónico

Os métodos que utilizam a velocidade do pulso ultrasónico têm sido usados com sucesso para avaliar a qualidade do concreto durante os 60 últimos anos. Estes métodos podem servir para detectar fissuras internas e outros defeitos tais como alterações no concreto devido a deteriorações provocadas por agressividade química, efeitos de ciclos de gelo-desgelo e outras. A técnica usa a propagação da onda mecânica também conhecida como onda de tensão para avaliar a integridade física do concreto e, por isso, é totalmente não destrutiva. A resistência à compressão pode ser estimada tanto nos corpos de prova como em estruturas acabadas por meio destes métodos.

A teoria atrás do método ultrasónico considera que, para um dado corpo sólido, a velocidade da onda que surge quando a superfície do mesmo está sujeita a uma carga dinâmica ou a uma energia de vibração, depende das propriedades elásticas e da densidade deste corpo. Enumera-se três variedades de ondas que surgem quando um meio sólido elástico está sujeito a tais solicitações: ondas compressivas também chamadas de ondas longitudinais, ondas cisalhantes e ondas superficiais. Das três, as ondas longitudinais se propagam com maior velocidade e por isso embasam o princípio de funcionamento dos instrumentos baseadas nos métodos ultrasónicos.

O princípio operacional de equipamentos modernos que usam este método está ilustrado na Figura 4.21. Um pulso de onda ultrasónica é criado através da estrutura a partir de um ponto na sua superfície por um gerador e propulsado por um transmissor até um receptor instalado do outro lado do objeto ensaiado. O tempo de sua travessia é medido permitindo o cálculo da velocidade da onda pela divisão entre o comprimento da trajetória do pulso e o tempo registrado para sua viagem.

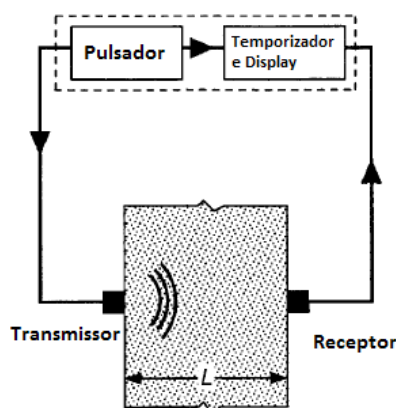


Figura 4.21 – Ilustração esquemática do aparato da medição da velocidade do pulso ultrassônico (ACI 228.1R, 2003)

Segundo o ACI 228.1R (ACI, 2003), como o módulo de elasticidade e a resistência à compressão de um dado concreto crescem com a idade do mesmo, como consequência, deve ser possível estimar a resistência à compressão através velocidade do pulso da onda embora não exista uma relação física direta entre as duas propriedades. No entanto, para a mesma idade do concreto, seu módulo de elasticidade e sua resistência à compressão crescem a taxas diferentes. Inicialmente o módulo de elasticidade cresce com taxas maiores em comparação à resistência à compressão e o contrário acontece para concretos mais maduros. Como consequência, para uma ampla faixa de maturidades, a relação entre a resistência à compressão do concreto e a velocidade do pulso é altamente não linear como o mostra a Figura 4.22 (ACI 228.1R, 2003).

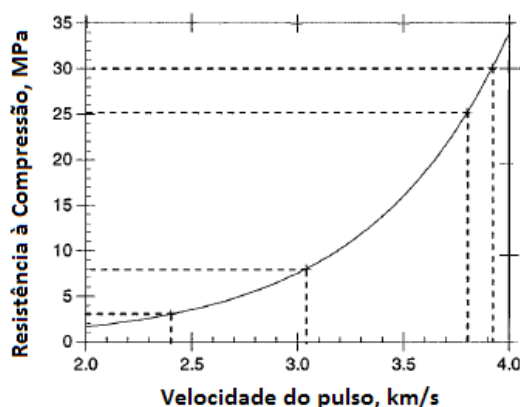


Figura 4.22 – Relação típica esquemática entre a velocidade do pulso e a resistência à compressão do concreto de uma dada mistura (ACI 228.1R, 2003)

Principais limitações:

Fatores outros que a resistência à compressão do concreto, podem influenciar a velocidade do pulso e mudanças devidas a estes fatores podem reduzir a influência da resistência do concreto na velocidade do pulso e com isso afetar a precisão da leitura. O tipo e a taxa dos agregados dentro do concreto alteram consideravelmente a velocidade do pulso, porém para concretos de resistência normal, o impacto desta influência na determinação da resistência à compressão é desprezível. A umidade do concreto exerce uma influência que deve ser levada em conta especialmente na estimativa da resistência *in loco* para concretos mais maduros. O processo de cura também é enumerado com um dos fatores que influenciam na velocidade do pulso. A taxa e orientação das armaduras, a presença de fissuras e vazios ao longo da trajetória entre o transmissor e o receptor são outros fatores que podem influenciar a velocidade do pulso e dificultar a estimativa da resistência à compressão do concreto.

Em resumo, a velocidade do pulso pode ser usada para estimar a resistência tanto em estruturas novas como em estruturas existentes mais velhas de concreto. Para um dado concreto, a mudança na velocidade do pulso está fundamentalmente relacionada à mudança no seu módulo de elasticidade. Como o módulo de elasticidade e a resistência à compressão não são linearmente relacionados, inerentemente a velocidade do pulso não é um indicador muito sensível da resistência à compressão quando esta aumenta. A taxa e o tipo dos agregados exercem uma grande influência na relação entre a velocidade do pulso e a resistência à compressão. A velocidade do pulso obtida em estruturas existentes sofre uma grande influência da umidade das mesmas (ACI 228.1R, 2003).

5

INFORMAÇÕES BÁSICAS PARA ANÁLISE DA CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS EXISTENTES

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Dentre os diversos componentes estruturais em concreto armado, os pilares sujeitos a carregamentos com pequenas excentricidades são aqueles mais afetados por resistências à compressão do concreto inferiores às previstas em projeto, ou variabilidade superior àquela de referência utilizada na calibração da norma de projeto correspondente. Ademais, para a integridade estrutural da estrutura como um todo, os pilares são aqueles componentes cuja falha local pode acarretar a falha global da estrutura. Desta maneira, considerando a importância da resistência à compressão na capacidade resistente de pilares, e ao mesmo tempo, o papel desempenhado por pilares para integridade estrutural de toda a estrutura, a confiabilidade de estruturas existentes será avaliada através de pilares com destaque à influência da resistência à compressão do concreto.

Para avaliação da confiabilidade, além das considerações teóricas ligadas ao comportamento dos materiais, as prescrições normativas pertinentes são igualmente importantes e devem ser levadas em conta nas análises. Prescrições normativas relevantes consideradas nesta dissertação são aquelas ligadas ao comportamento dos materiais (concreto e aço), à determinação da sollicitação e à estimativa dos valores de cálculo da resistência para avaliação. Por isto, foram consideradas as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 7680-1 (ABNT, 2015) relativas à avaliação de estruturas existentes. Em análises paralelas, as prescrições do ACI 562 (ACI, 2013) e do ACI 318 (ACI, 2014) também serão consideradas em decorrência de uma maior abrangência conceitual e metodológica dessas normas quanto a avaliação de estruturas existentes.

5.2 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

Dado que o estudo de confiabilidade realizado nesta dissertação considera apenas os estados limites últimos, torna-se importante apresentar as considerações relacionadas a estes estados limites de acordo com as normas consideradas. Por isso, nesta seção são apresentadas noções relevantes para o entendimento dos estados limites conforme sugerido pelas normas precitadas.

Para o dimensionamento de elementos lineares a NBR 6118 (ABNT, 2014) adota a distribuição de tensões de acordo com o diagrama parábola-retângulo ilustrado na Figura 5.1. Nesta figura, $0,85f_{cd}$ representa a tensão de pico que é atingida no estado limite último, ε_{c2} é a deformação característica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico (Trecho II) e ε_{cu} é a deformação de encurtamento do concreto na ruptura. Todos estes parâmetros são definidos a seguir:

- Para concreto com $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0\% \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5\% \quad (5.2)$$

- Para concretos de classe C55 até C90, ou seja, ($55 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$):

$$\varepsilon_{c2} = 2,0\% + 0,085\% (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (5.3)$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6\% + 35\% [(90 - f_{ck})/100]^4 \quad (5.4)$$

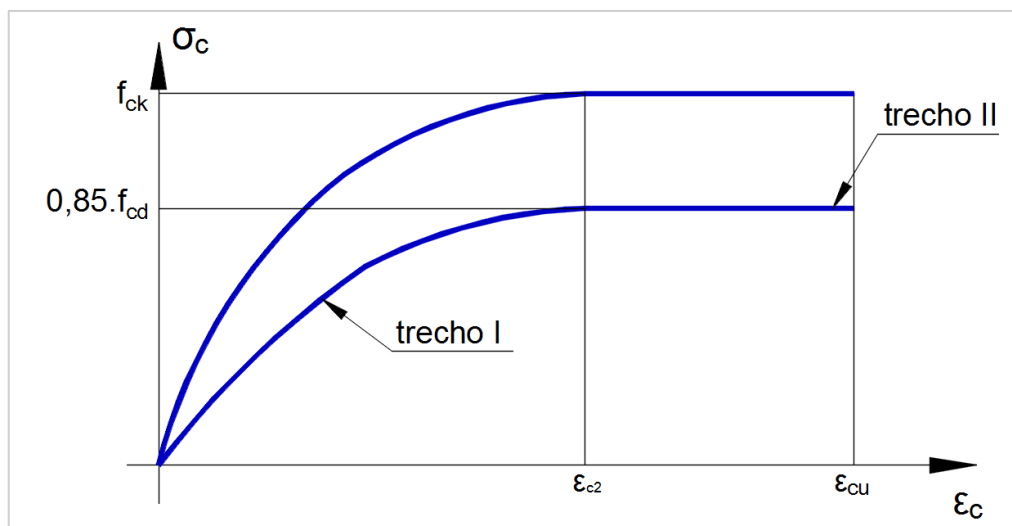


Figura 5.1 – Diagrama tensão-deformação adotado na NBR 6118

A variação das tensões ao longo da seção transversal de acordo com o diagrama parábola-retângulo é esquematicamente ilustrada na Figura 5.2. A NBR 6118 (ABNT, 2014) admite substituir o diagrama parábola-retângulo, idealizado para representar a variação real da tensão ao longo da seção, por um retângulo de profundidade $y = \lambda X$ em que X é a profundidade real da linha neutra. O parâmetro λ é definido de acordo com a classe do concreto como segue:

- Para $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$:

$$\lambda = 0,8 \quad (5.5)$$

- Para $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$:

$$\lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \quad (5.6)$$

A tensão constante que atua até a profundidade y do diagrama retangular pode ser tomada igual a $\alpha_c f_{cd}$, no caso da largura da seção transversal medida paralelamente a linha neutra não diminuir a partir desta para a borda comprimida. No caso contrário y é tomado igual a $0,9\alpha_c f_{cd}$ sendo α_c definido em função da classe do concreto através das Eqs. (5.7) e (5.8).

Para concretos de classe até C50 o parâmetro α_c é dado por:

$$\alpha_c = 0,85 \quad (5.7)$$

Já para concretos de classes de C50 até C90, α_c é dado por:

$$\alpha_c = 0,85 \cdot \left(1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \right) \quad (5.8)$$

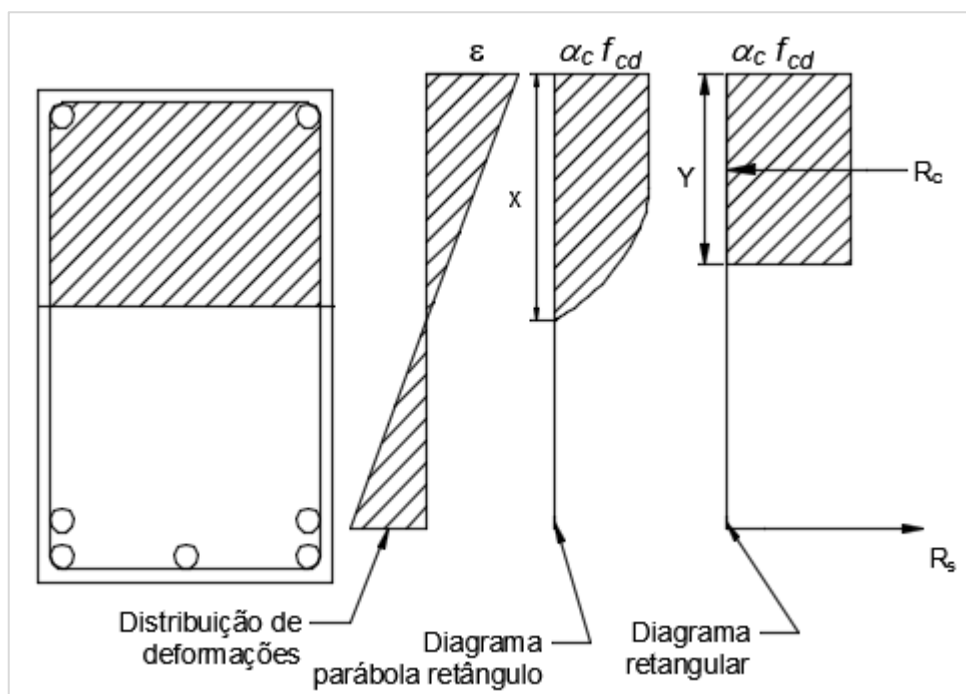


Figura 5.2 – Ilustração esquemática da distribuição de tensões na seção transversal

Com relação às armaduras passivas, a tensão de projeto geralmente sugerida por diversas normas tem o seu comportamento mostrado na Figura 5.3.

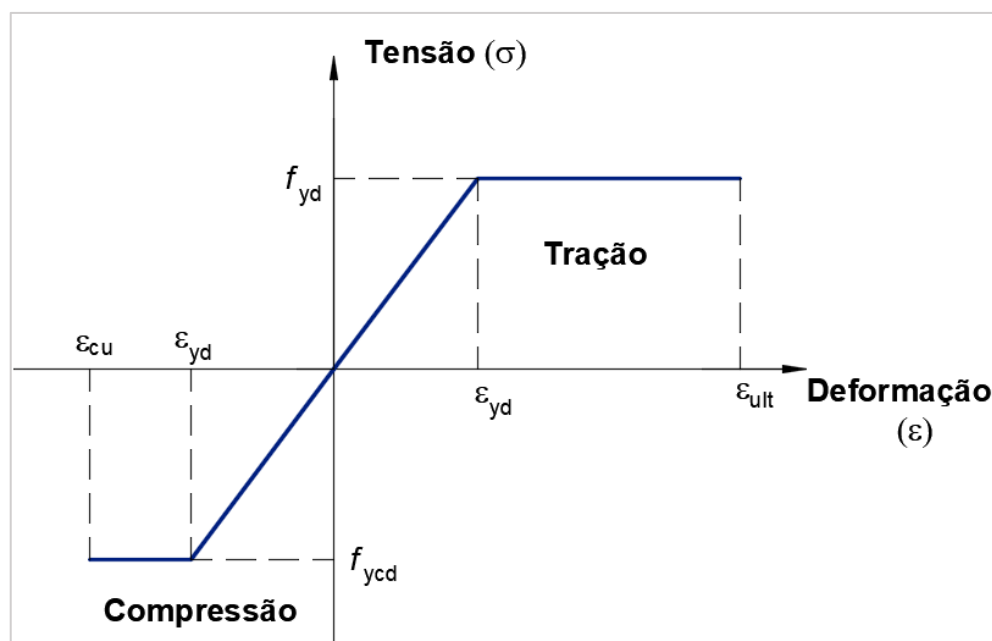


Figura 5.3 – Diagrama tensão-deformação de projeto para as armaduras

As variáveis presentes na Figura 5.3 são definidas como segue:

- Para $\varepsilon < \varepsilon_{yd}$, ou seja, antes do escoamento das armaduras, a tensão no aço (σ) é dada por:

$$\sigma = E_s \varepsilon \quad (5.9)$$

onde E_s é o módulo de elasticidade do aço tomado igual a 210.000 MPa (NBR 6118, 2014) e ε é a deformação atuante nas armaduras antes do escoamento das mesmas. Pelo critério de compatibilidade das deformações entre o aço das armaduras e o concreto, ε é considerada igual à deformação do concreto adjacente.

- Para $\varepsilon_{yd} < \varepsilon < \varepsilon_{ult}$, situação que caracteriza o estado limite de escoamento do aço, a tensão de cálculo nas armaduras é dada por:

$$f_{yd} = f_{y cd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (5.10)$$

onde f_{yd} é a tensão de escoamento de cálculo na tração, $f_{y cd}$ é a tensão de escoamento de cálculo na compressão, f_{yk} é a resistência característica ao escoamento do aço fornecida pelo fabricante e γ_s o coeficiente de ponderação da resistência do aço considerado igual 1,15 segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

ε_{yd} , a deformação de cálculo correspondente ao escoamento das armaduras pode ser obtida através da Eq. (5.11). A deformação última no aço (ε_{ult}) é limitada a 10‰ pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e o *fib* MC 2010 (CEB-FIP, 2011).

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (5.11)$$

5.2.1 Estado limite último segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014)

O estado limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na Figura 5.4.

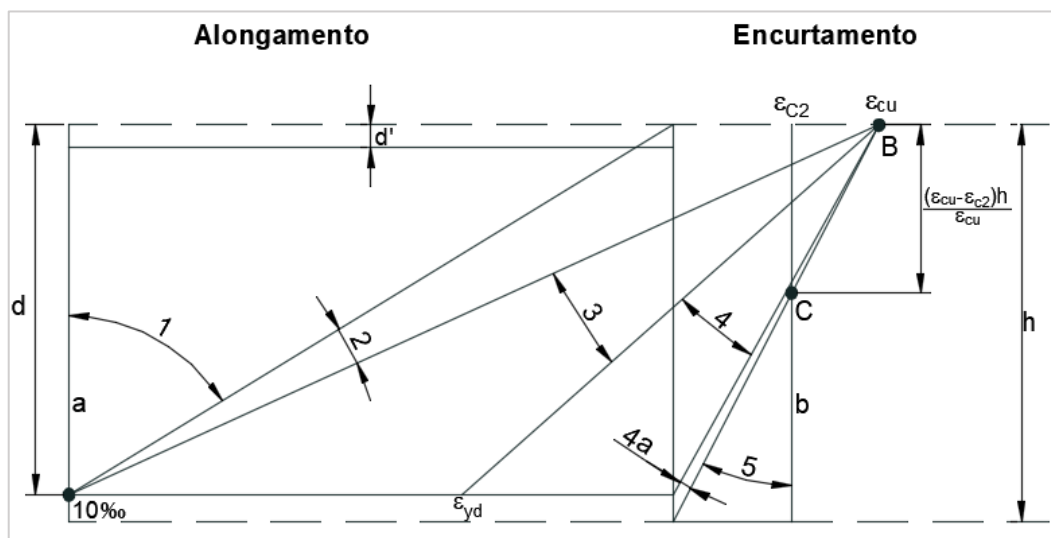


Figura 5.4 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal – NBR 6118 (2014)

Os domínios assim apresentados são causados pela:

- ruptura convencional devido a deformações plásticas excessivas através de:
 1. tração uniforme: *reta a*;
 2. tração não uniforme, sem compressão: *domínio 1*;
 3. flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$): *domínio 2*;
- ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto através de:
 1. flexão simples (seção subarmada — escoamento do aço ocorre antes do esmagamento do concreto) ou flexão composta com ruptura à compressão do concreto e escoamento do aço ($\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$): *domínio 3*;
 2. flexão simples (seção superarmada — o esmagamento do concreto ocorre antes do escoamento do aço) ou flexão composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$): *domínio 4*;
 3. flexão composta com armaduras comprimidas: *domínio 4a*;
 4. compressão não uniforme, sem tração: *domínio 5*;
 5. compressão uniforme: *reta b*.

5.2.2 O diagrama de interação N-M

Recapitulando o que foi afirmado nas considerações iniciais deste capítulo, nesta dissertação somente foi considerado o estado-limite último definido pela reta b da Figura 5.4, situação em que a resistência à compressão do concreto tem a maior contribuição no mecanismo de resistência do elemento linear comprimido. Este caso corresponde à pilares sujeitos à compressão centrada conforme ilustrado pelo diagrama de interação Esforço Normal–Momento Fletor (N-M) na Figura 5.5. (ponto A).

O diagrama de interação N-M ilustra o que ocorre na realidade quando um elemento estrutural está sujeito à esforços combinados de compressão e flexão. Este é o caso real que acontece na estrutura, pois, para estruturas de concreto, mesmo para carregamentos considerados centrados, sempre há momentos presentes em decorrência de excentricidades acidentais e imperfeições do material. A Figura 5.5 ilustra uma série de distribuições de deformação e seus respectivos pontos no diagrama de interação N-M. A distribuição de deformação correspondente ao ponto

A representa a compressão axial pura, caso considerado neste estudo e correspondente ao estado limite definido pela reta *b* na Figura 5.4.

O ponto *B* corresponde ao esmagamento do concreto em uma face da seção transversal, sem tração na outra. Se a resistência à tração do concreto é desconsiderada nos cálculos, este ponto corresponde ao início da fissuração na face inferior da seção transversal (MACGREGOR, 1997). Todos os pontos do diagrama de interação N-M abaixo do ponto *B* representam casos em que a seção é parcialmente fissurada.

O ponto *C* corresponde à distribuição de deformações associada à deformação máxima do concreto de 0,0035 de um lado da seção e à deformação correspondente ao escoamento das armaduras do outro lado da seção transversal. Por isto, o ponto *C* representa a falha balanceada em que o esmagamento do concreto ocorre simultaneamente com o escoamento das armaduras tracionadas. O ponto *C* que é o ponto mais à direita no diagrama de interação N-M, representa a mudança de falha por compressão à altas cargas para falha por tração à baixa cargas (MACGREGOR, 1997).

O ponto *D* representa o comportamento dúctil. Contrariamente ao que ocorre no ponto *B* onde a ruptura ocorre logo que o concreto atingir a deformação máxima dado que o aço não escoando com não haja grandes deformações e conseqüentemente ocorra ruptura frágil do pilar, no ponto *D* o aço permanece muito tempo sob a deformação de escoamento até o concreto alcançar a deformação do esmagamento.

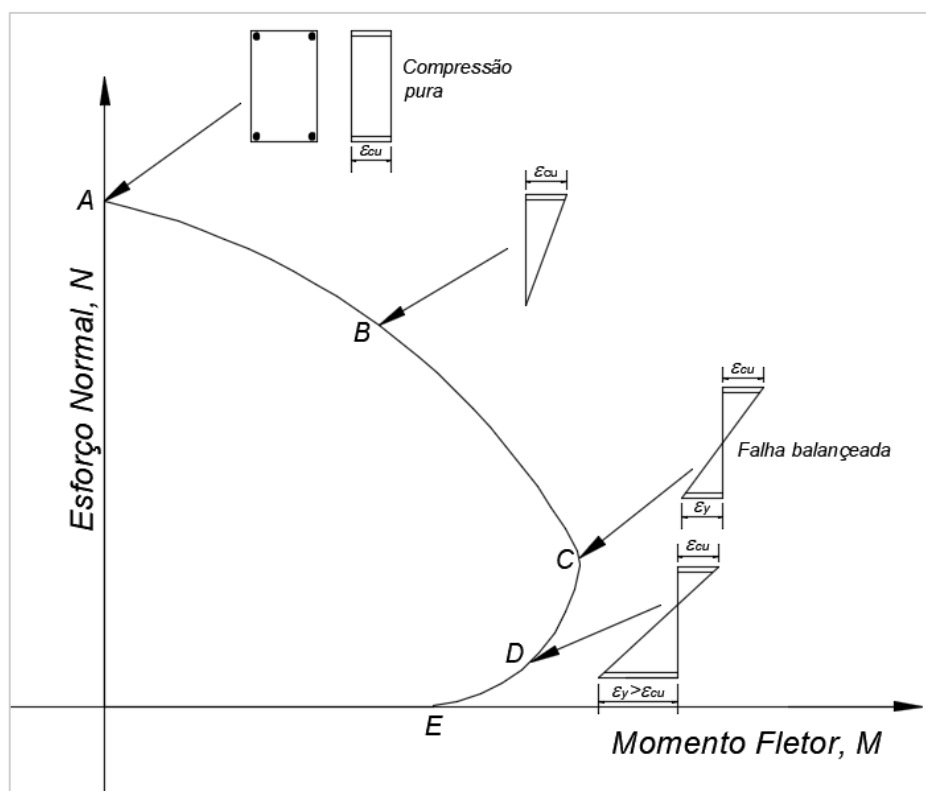


Figura 5.5 – Diagrama de interação força normal-momento fletor e distribuição de deformações dos principais trechos – MacGregor (1997)

De acordo com MacGregor (1997), quando uma coluna com seção transversal simétrica está sujeita ao carregamento axial, P , as deformações axiais se desenvolvem uniformemente de acordo com a Figura 5.6. Como o concreto e o aço trabalham juntos, as deformações dos dois materiais são iguais em virtude da compatibilidade dos deslocamentos. Para uma dada deformação, é possível calcular as tensões no concreto e no aço usando-se as curvas tensão-deformação dos dois materiais. Os esforços normais, P_c e P_s , respectivamente no concreto e no aço são iguais às respectivas tensões multiplicadas pelas áreas correspondentes. Na condição limite, o carregamento total, P_0 na coluna deve ser igual à soma dos esforços resistentes, $P_c = \alpha_c f_c A_c$ e $P_s = \sigma_s A_s$.

Dado que com o passar do tempo haverá transferência de carga do concreto para o aço em decorrência da fluência; o que poderá ocasionar o escoamento das armaduras, para o aço caracterizado por uma tensão de escoamento definida conforme a Figura 5.6.(c), a resistência à

compressão do pilar pode ser estimada pela soma dos esforços resistentes P_c e P_s de acordo com a Eq. (5.12).

$$P_0 = \alpha_c f_c (A_g - A_s) + f_y \cdot A_s \quad (5.12)$$

onde A_g representa a área total da seção transversal, A_s a área total das armaduras de aço, f_c a resistência do concreto, o coeficiente α_c está definido nas Eqs. (5.7) e (5.8). O segundo termo da Eq. (5.12) representa a capacidade resistente do pilar.

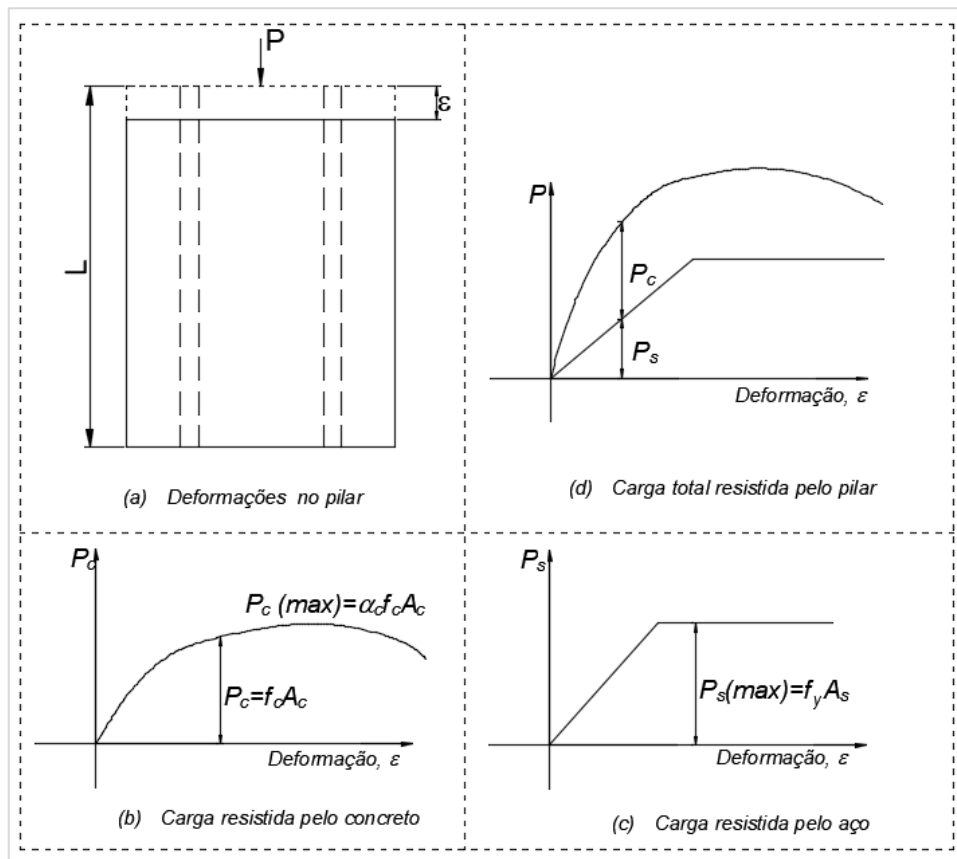


Figura 5.6 – Resistência da coluna com carregamento axial – Baseado em MacGregor (1997)

Em função dos valores de cálculo, o carregamento total na coluna é dado por:

$$P_d = \alpha_c f_{cd} (A_g - A_s) + f_{yd} A_s \quad (5.13)$$

Considerando-se que momentos presentes devido a excentricidades oriundas de imperfeições construtivas afetariam igualmente todos os pilares analisados, a análise aqui apresentada não incorpora tais momentos. Por isso, a resistência dos pilares analisados é determinada pela Eq. (5.13).

5.3 ESTATÍSTICAS DAS VARIÁVEIS BÁSICAS

Conforme foi afirmado no Capítulo 2, a simulação de Monte Carlo é o método utilizado na avaliação da confiabilidade de pilares existentes desenvolvida neste trabalho. Consequentemente, a descrição estatística (tipo de distribuição e seus parâmetros estatísticos) de todas as variáveis básicas pertinentes ao problema é imprescindível. As variáveis básicas são aqueles presentes na função de desempenho (variáveis associadas à resistência do pilar e ao carregamento aplicado).

As variáveis básicas consideradas são:

- relacionadas à resistência do pilar: a resistência à compressão do concreto (f_c), a resistência ao escoamento do aço (f_y), a largura e a altura da seção transversal do pilar;
- relacionadas ao carregamento: a carga permanente (peso próprio) e a carga variável (sobrecarga).

5.3.1 Variabilidade das Ações

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2004), ações são causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, os esforços e as deformações impostos pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. Portanto, o conceito de uma ação pode ser entendido como um conjunto de esforços concentrados ou distribuídos que atuam sobre a estrutura, as causas de deformações impostas na estrutura ou aquelas ocasionadas pelos efeitos térmicos; a influência ambiental que pode, com o tempo, causar mudanças das propriedades do material da estrutura assim como da dimensão dos componentes da mesma.

Com relação à variação no tempo, as ações são classificadas em:

- ações permanentes: aquelas que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média durante praticamente toda a vida da estrutura (por exemplo, peso próprio, pressão do solo);
- ações variáveis: aquelas que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da estrutura (por exemplo todas as ações causadas pelo uso normal da estrutura: pessoas, mobiliário, materiais diversos);
- ações excepcionais: são aquelas que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da estrutura, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas (cargas de impactos, explosões, avalanches de terras). As ações excepcionais não serão consideradas neste estudo.

Segundo Galambos *et al.* (1982), as combinações das ações gravitacionais são particularmente importantes pois, governam os projetos em muitas situações práticas. Por esta razão, neste estudo será apenas considerada a combinação de ações gravitacionais, em especial, a ação permanente e a sobrecarga.

Em geral, as ações devidas às cargas permanentes apresentam pequena variabilidade ao longo da vida útil da estrutura e assume-se que são caracterizadas por uma distribuição Normal com média igual ao valor nominal da ação e coeficiente de variação situado no intervalo entre 0,06 e 0,15 (ELLINGWOOD *et al.*, 1980). Com base em dados amostrais, Ellingwood *et al.* (1980) sugeriram que o valor característico da carga variável acidental (sobrecarga) é igual à média dos valores máximos anuais para um período de 50 anos. Com base nestes estudos de Ellingwood, Galambos *et al.* (1982) propuseram uma distribuição de valores extremos do tipo I (distribuição de Gumbel) para caracterizar a variabilidade da sobrecarga. A Tabela 5.1 apresenta as estatísticas do carregamento conforme sugerido por Galambos *et al.* (1982) e adotado neste trabalho.

Tabela 5.1 – Parâmetros estáticos do carregamento – Galambos *et al.* (1982)

Tipo de Carga	Fator de fiés (λ_v)	Coefficiente de Variação	Tipo de distribuição de probabilidade
Carga Permanente (G)	1,05	0,10	Normal
Sobrecarga (Q)	1,00	0,25	Valores extremos Tipo I
$\lambda = \mu_X / X_k$: razão entre a média da variável X e o seu valor nominal não majorado			

Para os estados-limites últimos, a combinação básica de carga considera apenas os efeitos da carga permanente e da sobrecarga nas condições normais de uso das estruturas conforme a Eq. (5.14).

$$S_d = \gamma_g G_k + \gamma_q Q_k \quad (5.14)$$

onde S_d é a solicitação de cálculo, G_k o valor nominal da carga permanente, Q_k é o valor nominal da sobrecarga, γ_g e γ_q são coeficientes de ponderação respectivamente da carga permanente e da sobrecarga.

Na combinação da Eq. (5.14), a NBR 8681 (ANBT, 2014) sugere o valor de 1,4 tanto para γ_g como para γ_q . Já o ASCE 7 (ASCE/SEI, 2002) referenciado pelo ACI 562 (ACI, 2013) para determinação da combinação de cargas para verificação da segurança em estruturas existentes, sugere os valores de 1,2 para γ_g e 1,6 para γ_q . Portanto, neste estudo, serão adotadas as combinações sugeridas tanto pelo ACI como pela ABNT totalizando duas análises diferentes e paralelas para cada caso estudado.

Para gerar uma curva de distribuição de probabilidade (*PDF*) é preciso conhecer o tipo de distribuição e seus parâmetros estatísticos, em especial, a média e o desvio padrão. No entanto, as combinações de ações prescritas nas normas são dadas em termos de valores nominais e não em termos de valores médios como seria desejável para geração de curvas associadas às respectivas combinações. Desta forma, todas expressões dadas em termos das grandezas de cálculo devem ser transformadas em expressões equivalentes dadas em termos de seus valores médios.

Para determinação dos valores médios da carga permanente (μ_G) e da sobrecarga (μ_Q), as informações da Tabela 5.1 são usadas de tal maneira que os valores característicos ou nominais são associados aos valores médios conforme ilustrado das Eqs. (5.15) a (5.18). Portanto, em função das médias, a combinação descrita pela Eq. (5.14) é transformada nas Eqs. (5.17) e (5.18) respectivamente para os coeficientes de ponderação sugeridos pela ABNT e pelo ACI.

$$G_k = \frac{\mu_G}{1,05} \quad (5.15)$$

$$Q_k = \mu_Q \quad (5.16)$$

$$S_d = 1,33\mu_G + 1,4\mu_Q \quad (5.17)$$

$$S_d = 1,143\mu_G + 1,6\mu_Q \quad (5.18)$$

Geralmente a calibração de normas técnicas é feita considerando a frequência da demanda definida no item 2.5.3. Um exemplo de frequência de demanda é o intervalo de valores mais recorrentes para a relação entre a carga permanente e a sobrecarga. No processo da calibração do ACI 318, Nowak e Szerszen (2003) reportaram que para cada tipo de componente estrutural, foram considerados valores médios de índices de confiabilidades baseando-se no intervalo de valores mais representativos da razão $r = G/(G + Q)$. Segundo os mesmos autores, no que diz respeito aos pilares, os valores da razão r considerados na calibração da referida norma variam de 0,4 a 0,9.

Da mesma forma, neste estudo foram considerados um conjunto de valores para a razão entre a carga permanente e a sobrecarga baseando-se no modelo adotado na calibração do ACI 318 conforme reportado por Nowak e Szerszen (2003). Aqui define-se a razão r como $r = G/Q$, o que permite converter o intervalo de [0,4;0,9] evocado acima em [0,42;9]. Foram considerados nove valores dentro do último intervalo para avaliação da confiabilidade de pilares existentes. Os valores considerados são especificados na Tabela 5.2. Com base na razão r assim definida, as Eqs. (5.17) e (5.18) são convertidas na forma apropriada que permite a obtenção direta da média da carga permanente e da sobrecarga em Eqs. (5.19) e (5.20) respectivamente.

$$S_d = \mu_Q \cdot (1,33 \times r + 1,4) \quad (5.19)$$

$$S_d = \mu_Q \cdot (1,143 \times r + 1,6) \quad (5.20)$$

Os valores médios da carga permanente e da sobrecarga são obtidos igualando-se a resistência de projeto (R_d) determinada através da Eq. (5.13) à solicitação (S_d) dada pelas Eqs. (5.19) e (5.20) respectivamente para a combinação sugerida pela ABNT e aquela sugerida pelo ACI. Este procedimento é explicado com mais detalhes no item 6.1.2 desta dissertação.

Tabela 5.2 – Valores adotados para r e especificação das médias de G e Q.

Razão (r)	Valores médios para geração das PDF			
	ABNT		ACI	
	Sobrecarga (μ_Q)	Carga permanente (μ_G)	Sobrecarga(μ_Q)	Carga permanente (μ_G)
0,5	$0,484 S_d$	$0,5 \mu_Q$	$0,460 S_d$	$0,5 \mu_Q$
0,75	$0,417 S_d$	$0,75 \mu_Q$	$0,407 S_d$	$0,75 \mu_Q$
1	$0,366 S_d$	μ_Q	$0,364 S_d$	μ_Q
1,5	$0,295 S_d$	$1,5 \mu_Q$	$0,302 S_d$	$1,5 \mu_Q$
2	$0,246 S_d$	$2 \mu_Q$	$0,257 S_d$	$2 \mu_Q$
2,5	$0,211 S_d$	$2,5 \mu_Q$	$0,224 S_d$	$2,5 \mu_Q$
3	$0,185 S_d$	$3 \mu_Q$	$0,198 S_d$	$3 \mu_Q$
3,5	$0,165 S_d$	$3,5 \mu_Q$	$0,179 S_d$	$3,5 \mu_Q$
4	$0,149 S_d$	$4 \mu_Q$	$0,162 S_d$	$4 \mu_Q$

5.3.2 Variabilidade da Resistência

De acordo com MacGregor (1997), se em torno de 30 ensaios de resistência à compressão são disponíveis, a tendência dos resultados mostrará que a resistência à compressão segue geralmente a distribuição normal. Da mesma forma, o ACI 214R (ACI, 2011) estabelece que a estimativa da variabilidade da resistência à compressão do concreto em torno do valor médio deve se basear em no mínimo 30 ensaios.

O tipo de distribuição geralmente atribuída à resistência à compressão do concreto é a distribuição normal. Isto é o caso por exemplo da NBR 6118 (ABNT, 2014) e do ACI 214R (ACI, 2011). Contudo, segundo Cook (1982) apud ACI 214R (ACI, 2011), a distribuição normal é mais apropriada para concretos com resistência à compressão de até 70 MPa, pois, distribuição assimétrica tendem a surgir para concretos de alta resistência, neste caso a distribuição Lognormal é mais apropriada. Todavia, neste estudo, força do método utilizado para a geração dos números aleatórios, a distribuição adotada para caracterizar a resistência à compressão do concreto é a distribuição Lognormal. Isto permite evitar a geração de números negativos, o que não faz sentido para caracterizar uma grandeza que assume exclusivamente valores positivos. Da mesma forma, para a resistência ao escoamento do aço foi adotada a distribuição Lognormal.

5.3.2.1 Variabilidade da Resistência à Compressão do Concreto

A influência da variabilidade da resistência à compressão do concreto de estruturas existentes, estimada através de ensaios em testemunhos, é de grande interesse na avaliação da confiabilidade desenvolvida neste trabalho. Por isso, não é assumido um valor fixo para o coeficiente de variação, parâmetro estatístico usado para caracterizar a variabilidade. Portanto, considerando a aleatoriedade associada à estimativa pontual dos parâmetros estatísticos via ensaios laboratoriais, a variabilidade da resistência à compressão será considerada através de cenários conforme explicados em detalhes na metodologia proposta no item 6.1.2.

Contudo, a variabilidade do concreto depende do nível de controle de qualidade adotada na hora do preparo do mesmo assim como de detalhes associados ao ensaio de caracterização. A NBR 12655 (ABNT, 2015) define condições de preparo baseadas na forma como os diferentes constituintes do concreto são especificados na dosagem em condição *A*, *B* e *C*. A condição de preparo é determinante para a qualidade do produto final. A variabilidade dada em termo de desvio padrão é definida em acordo com as referidas condições de preparo. Para a condição *A*,

aplicável a todas as classes de concreto, o desvio padrão sugerido pela norma na hora do preparo é de 4 MPa, para a condição *B* sugere-se um desvio padrão de 5,5 MPa e para a condição *C*, aplicável somente à concretos sem maior controle de qualidade, classes C10 a C15, o desvio padrão sugerido é de 7 MPa.

Ao exemplo da NBR 12655 (ABNT, 2015), o ACI 214 (ACI, 2011), define vários níveis padronizados de controle para concretos de resistência normal e associá-los a variabilidade esperada na resistência à compressão. O coeficiente de variação de 15% representa o controle de nível médio. Coeficiente de variação igual ou menor a 10% representa concretos decorrentes de um ótimo controle de qualidade e para coeficientes de variação em torno de 20%, o controle associado é de péssima qualidade.

Foi considerado que para estruturas existentes, os níveis de dispersão dos resultados não se afastariam muito daqueles almejados no momento da construção se for observado um critério de controle de qualidade coerente com a classe de dosagem. Por esta razão e outras elucidadas mais adiante, para as análises de confiabilidade realizadas nesta dissertação, foram considerados os valores de coeficientes de variação explicitados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Coeficientes de variação considerados na geração de curvas PDF para f_c
(definição do cenário da variabilidade de f_c)

Resistência média (assumida)	Coeficiente de Variação (V) — Cenários —
f_{cm}	5%
	7,5%
	10%
	12,5%
	15%
	17,5%

Nota-se que os cenários assumidos para o coeficiente de variação respeitam a ordem de grandeza dos resultados especificados na Tabela 5.4 conforme foram obtidos em estruturas existentes por Ellingwood *et al.* (1980) para diversos elementos estruturais e solicitações.

Tabela 5.4 – Estatísticas típicas de resistência para os membros do concreto – Ellingwood *et al.* (1980)

Designação	Fator de viés (λ_v)	Coefficiente de variação (V_R)
Flexão, Concreto Armado, Aço ASTM grau 60	1,05	0,11
Flexão, Concreto Armado, Aço ASTM grau 40	1,14	0,14
Flexão, Vigas Protendidas (Pretensão) moldadas em loco	1,06	0,08
Flexão, Vigas Protendidas (Post-tensão) moldadas em loco	1,04	0,095
Pilares curtos, falha na compressão, $f_{ck} = 3 \text{ ksi} (\cong 20 \text{ MPa})$	1,05	0,16
Pilares curtos, falha na compressão, $f_{ck} = 3 \text{ ksi}$ e $f_{ck} = 5 \text{ ksi} (\cong 34 \text{ MPa})$	1,05	0,12

5.3.2.2 Variabilidade da Resistência ao Escoamento do Aço

Os estudos de Ellingwood *et al.* (1980) apontaram, na descrição estatística da tensão do escoamento do aço, o fator de viés, λ , igual a 1,125 e coeficiente de variação, V igual a 0,10. Nowak e Szerszen (2003) investigaram barras de aço de 420 MPa com diâmetros de 9,5 a 34,5 mm, encontrando para a tensão do escoamento os parâmetros apresentados na Tabela 5.5. Aqueles autores observaram que, independentemente do diâmetro das barras, todos os resultados mostraram que a distribuição normal pode ser utilizada como modelo probabilístico para a tensão de escoamento do aço. Pela Tabela 5.5 observa-se que o fator de viés (λ_v) varia entre 1,125 e 1,20 para todos os diâmetros estudados; o coeficiente de variação da tensão de escoamento do aço (f_y) foi de $V = 0,035$ a 0,065.

**Tabela 5.5 – Parâmetros estatísticos para a tensão de escoamento do aço (Grade 420 MPa)
(NOWAK e SZERSZEN, 2003)**

Diâmetro da barra (mm)	Número de amostras	Tensão de escoamento média, f_{ym} , MPa	Fator de viés (λ_v)	Coefficiente de Variação (V)
9,5	72	496,1	1,20	0,04
12,5	79	473,3	1,145	0,065
15,5	116	465,1	1,125	0,04
19	38	476,1	1,15	0,05
22	29	481,6	1,165	0,05
25	36	473,7	1,145	0,05
28	28	475,7	1,15	0,05
31	5	470,2	1,14	0,04
34,5	13	473,7	1,145	0,035

O aço considerado nesta dissertação é o aço CA 50 com resistência ao escoamento característico de 500 MPa. Pelo que precede, serão assumidos os parâmetros estatísticos da Tabela 5.6 baseada nos dados propostos por Ellingwood *et al.* (1980) que, devido à ordem cronológica, são considerados mais representativos para estruturas existentes. A resistência ao escoamento média foi determinada a partir o fator de viés (λ_v) multiplicando-o pela resistência característica conforme mostrado na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Valores utilizados para geração da PDF da resistência ao escoamento do aço.

Resistência ao escoamento característica (f_{yk})	Coefficiente de Viés ($\lambda_v = \frac{f_{ym}}{f_{yk}}$)	Tensão de escoamento média, f_{ym} , MPa	Coefficiente de Variação (V)
AÇO CA-50 ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$)	1,145	$f_{ym} = \lambda \cdot f_{yk} = 562,5$	0,1

Para as análises de confiabilidade feita seguindo as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014), a resistência ao escoamento média foi determinada seguindo as recomendações do item 12.2 da referida norma. Neste item da norma é estipulado que, as resistências características dos materiais que se enquadram no escopo da mesma (aço e concreto), sejam consideradas como os valores que têm apenas 5% de probabilidade de não serem atingidos. Com base nisso, designando a resistência ao escoamento média do aço por f_{ym} , a resistência característica, a

variabilidade e f_{ym} serão relacionados segundo a Eq. (5.21) que permite determinar a resistência ao escoamento média.

$$f_{yk} = f_{ym} (1 - 1,65 V_s) \quad (5.21)$$

onde V_s é o coeficiente de variação da resistência ao escoamento do aço e f_{yk} a resistência característica ao escoamento do aço fornecidos pela Tabela 5.6

Por outro lado, para caracterizar o aço de armaduras de estruturas existentes, o ACI 562 (ACI, 2013) exige a remoção de um mínimo de três amostras de armaduras para ensaios de laboratório. Após o ensaio, a resistência ao escoamento característica equivalente do aço de armaduras de estruturas existentes deve ser determinada conforme a Eq. (5.22) (ACI 562, 2013; CAN/CSA 1-06, 2006). Por isso, para análises feitas seguindo o modelo do ACI, a resistência do pilar será determinada usando-se, para a resistência ao escoamento do aço, o valor equivalente estimado através da Eq. (5.22).

Lembramos que pela mesma razão, a resistência à compressão característica equivalente do concreto é determinada de acordo com a Eq. (4.10) para análises feitas seguindo as prescrições do ACI e conforme a Eq. (4.6) para análises feitas seguindo a ABNT.

$$f_{yeq} = (f_{ym} - 24) \text{Exp}(-1,3k_s V_s) \quad (5.22)$$

onde f_{yeq} é a resistência ao escoamento característica equivalente do aço, f_{ym} a resistência ao escoamento média do aço obtida do ensaio e expressa em MPa; V_s a média dos coeficientes de variação determinada a partir do ensaio; e k_s é o fator de modificação do coeficiente de variação do aço obtido de acordo com a Tabela 5.7. A grandeza n presente na referida tabela representa o número de ensaios de resistência ao escoamento. O valor de f_{ym} presente na Eq. (5.22) foi determinado a partir do fator de viés (λ_v) definido na Tabela 5.6.

Tabela 5.7 – Fatores de modificação do coeficiente de variação, k_s – ACI 562 (2013).

n	k_s
3	3,46
4	2,34
5	1,92
6	1,69
8	1,45
10	1,32
12	1,24
16	1,14
20	1,08
25	1,03
30 ou mais	1,00

Relembra-se aqui que dois valores são importantes para cada variável aleatória utilizada na simulação. Trata-se do valor médio e do valor característico. Para o caso desta dissertação, o valor característico depois de ponderado serve para a determinação da resistência de projeto seguindo as normas de referência e em seguida da solicitação de projeto igualando-se as duas grandezas. Já o valor médio é importante para a geração das curvas *PDF* das diferentes variáveis pois, os dados de entrada para a simulação da variabilidade são: a média, o desvio padrão e o tipo de distribuição.

5.3.2.3 Variabilidade das propriedades geométricas

Segundo JCSS (2001), a variabilidade dimensional de uma dada grandeza X é descrita pelos parâmetros estatísticos de seu desvio Y determinado a partir de seu valor nominal X_{nom} por:

$$Y = X - X_{nom} \quad (5.23)$$

De acordo com a mesma instituição, geralmente os desvios das dimensões externas de seções transversais de estruturas de concreto armado não são influenciados significativamente pelos seguintes aspectos:

- tipo do elemento (armado ou protendido);
- forma da seção transversal (retangular, I, T, L);
- classe do concreto (resistência à compressão do concreto);
- orientação da dimensão (altura, largura);
- posição da seção transversal (meio do vão ou no apoio).

Entretanto, as dimensões externas das seções transversais de estruturas de concreto são levemente influenciadas pelo modo de produção (pré-moldado, moldado *in loco*). Quando elementos pré-moldados e moldados *in loco* são estudados juntos, os resultados mostram que uma distribuição normal representa satisfatoriamente os desvios destas seções. A média e o desvio padrão de Y se encontram nos intervalos definidos abaixo:

$$0 \leq \mu_Y = 0,003X_{nom} \leq 3mm \quad (5.24)$$

$$\sigma_Y = 4mm + 0,006X_{nom} \leq 10mm \quad (5.25)$$

As Eqs. (5.24) e (5.25) são válidas para valores nominais de X_{nom} até em torno de 1000 mm pois, não há dependência significativa observada acima desta dimensão JCSS (2001). Gomes *et al.* (1997), igualmente recomendam a distribuição normal para as dimensões externas das seções transversais, porém, sugerem igualar o valor médio ao valor nominal e considerar o desvio padrão igual a 5mm para representar a variabilidade da altura e largura da seção transversal. Portanto, neste estudo, os valores médios da altura (H) e largura (B), dimensões da seção transversal do pilar, foram considerados iguais aos seus respectivos valores nominais e o desvio padrão determinado através da Eq. (5.25).

5.3.3 Erro do modelo

O erro do modelo é determinado através da comparação entre os resultados obtidos pelos experimentos numéricos e aqueles observados nos experimentos laboratoriais que geralmente são considerados como mais realistas para o problema estudado. Desta forma, para descrever o erro do modelo de um dado problema, as simulações numéricas dever-se-iam ser elaboradas concomitantemente com experimentos de laboratório. Este trabalho, considerado teórico computacional não incluiu experimentos de laboratório, porém, o erro do modelo foi adaptado

a partir das sugestões de Mirza e MacGregor (1989), Mirza e Skrabek (1992) e Diniz e Frangopol (1997).

Segundo Mirza et MacGregor (1989), Mirza e Skrabek (1992) o erro do modelo segue a distribuição normal e depende da razão (e/h) entre a excentricidade de aplicação da carga (e) e a altura da seção transversal (H). Já, Diniz e Frangopol (1997), igualmente consideram a distribuição normal para o erro do modelo com parâmetros estatísticos variando com excentricidade seguindo a configuração mostrada na Figura 5.7 via o diagrama de interação Esforço Normal–Momento Fletor ($N-M$). Nota-se que, para as combinações de $M \times N$ antes do ponto de excentricidades balanceadas (e_b); ponto onde o escoamento do aço ocorre junto com a ruptura do concreto, o coeficiente de variação sugerido é de $V = 0,11$. Portanto, como o estudo realizado nesta dissertação está associado ao ponto $(0, N)$ do diagrama de interação, ou seja, antes do ponto da falha balanceada, o erro do modelo (E_M) foi considerado seguir a distribuição normal com média igual a 1,0 e coeficiente de variação igual a 0,11.

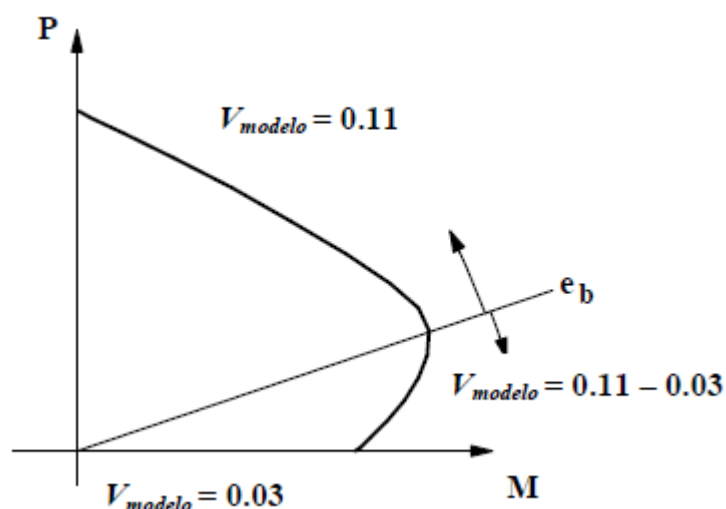


Figura 5.7 – Caracterização estatística do erro do modelo de pilares (DINIZ e FRANGOPOL, 1997)

6

AValiação da Confiabilidade de Pilares EXISTENTES: Influência da Resistência à Compressão do Concreto

6.1 METODOLOGIA

Como visto nos capítulos anteriores, várias incertezas estão presentes no processo de determinação da resistência do concreto na estrutura, o que se deve a diversos fatores. Dentre eles, fatores ligados à realização da resistência como propriedade física, como por exemplo, os procedimentos construtivos utilizados, as propriedades dos materiais escolhidos na construção e prováveis processos de deterioração atuantes na referida estrutura. Não menos importantes, fatores ligados à estimativa da propriedade física já consolidada na estrutura, que interessam a esta dissertação, contribuem consideravelmente para a tomada de decisão sobre a representatividade da realidade *in loco* pela estimativa feita. Por isso, considerações relativas aos métodos de ensaios utilizados para a estimativa das propriedades da estrutura *as built*, são de grande importância na avaliação da confiabilidade de estruturas existentes.

A variabilidade da resistência determinada através do rompimento de testemunhos pode ser observada através do coeficiente de variação dos resultados obtidos. Contudo, sendo os parâmetros estatísticos também variáveis aleatórias, a precisão sobre sua estimativa não pode ser garantida absolutamente. Diferentes pesquisadores, selecionando amostras de uma mesma população (por exemplo uma estrutura de concreto), poderão obter estimativas pontuais diferentes para o mesmo parâmetro populacional. O coeficiente de variação, que é um parâmetro estatístico pertinente na avaliação da confiabilidade está sujeito a este comportamento. Na estatística, intervalo de confiança ou estimativa intervalar é o meio pelo qual se leva em consideração a aleatoriedade dos estimadores pontuais. A consideração da aleatoriedade dos estimadores pontuais através de distribuições amostrais, leva à consolidação de intervalos de confiança onde a estimativa está atrelada a uma precisão apropriada.

No entanto, na prática, quando são observados critérios de loteamento e amostragem, geralmente sugeridos por normas, os parâmetros estatísticos (média, variância, desvio padrão etc.) obtidos em ensaios (por exemplo rompimento de testemunhos) são aceitos sem consideração do erro amostral. Isto significa que estes parâmetros são assumidos como representativos das condições *in situ* de toda a estrutura sem levar em conta intervalos de confiança associados. Para descontar os efeitos associados à desconsideração de erros amostrais e, com isso, aumentar a representatividade da estimativa para com o valor verdadeiro, tamanhos maiores da amostra podem ser requeridos. Porém, no caso da estimativa da resistência à compressão através de testemunhos, usualmente, o número de amostras para uma adequada representatividade da estrutura inteira nem sempre é viável. As condicionantes de estética e de segurança podem limitar o número de amostras que deveriam ser extraídas para a estimativa mais apropriada da resistência e de seus parâmetros estatísticos. Estes são particularmente importantes para a avaliação da confiabilidade estrutural.

De acordo com o ACI 437 (ACI, 2003), amostras são usualmente extraídas da estrutura para obter informações estatísticas a respeito da estrutura como um todo. Para obtenção de informações estatísticas representativas, a retirada de amostras deve ser aleatoriamente distribuída ao longo de toda a estrutura, o número e o tamanho dos testemunhos dependem das necessidades do laboratório e do nível de confiança desejado para os valores médios estimados através dos ensaios.

Porém, vista a limitação no número de testemunhos a extrair, torna-se interessante avaliar a influência do caráter aleatório da variabilidade obtida. Isto é, estudar a confiabilidade adotando um mecanismo semelhante à estimativa intervalar adotada na estatística para determinar intervalos de confiança e, com isso, levar em conta a aleatoriedade do estimador pontual das variáveis aleatórias. Esta consideração se deve ao fato que a confiabilidade estrutural é altamente sensível à dispersão dos resultados em torno do valor médio. Desta forma, a avaliação da confiabilidade de estruturas existentes realizada nesta dissertação considera principalmente a influência da resistência à compressão do concreto assumindo, para uma mesma média, diferentes valores para o coeficiente de variação (V) como meio de simular um intervalo de confiança para o parâmetro V . A cada valor de f_{cm} assumido são associados seis valores de V embasando cada um uma avaliação da confiabilidade que nesta dissertação denomina-se cenário de avaliação da confiabilidade.

6.1.1 Preâmbulo: variabilidade da resistência *in situ* versus número de testemunhos

Segundo o ACI 437R (ACI, 2003), o tipo de programa necessário para a amostragem do concreto de uma dada estrutura depende de algumas considerações prévias. Para tirar conclusões sobre um dado problema afetando a estrutura, o concreto da mesma pode ser considerado como uniforme, podem existir duas ou mais regiões em que o concreto da estrutura é diferente na composição, na qualidade ou na exposição a ataques. Para ensaios destinados à estimativa de valores médios da resistência à compressão do concreto ou de seu módulo de elasticidade, o número de exemplares necessário para amostragem geralmente depende:

- da diferença máxima permitida (erro aceitável) entre o valor médio da amostra e o valor médio verdadeiro que seria obtido caso todas as unidades da população fossem ensaiadas;
- da variabilidade nos resultados dos ensaios; e
- do risco aceitável se o a diferença máxima permitida é ultrapassada (o impacto do erro).

Para a estimativa de uma variável aleatória com uma precisão pré-definida, o ASTM E 122 (ASTM, 2017) recomenda calcular o tamanho da amostra (n) através da Eq. (6.1), onde V é o coeficiente de variação. Esta equação foi elaborada na hipótese de uma distribuição Normal para a referida variável aleatória. A precisão da estimativa pode ser avaliada como a diferença máxima (E) entre o valor médio estimado da variável aleatória e seu valor médio verdadeiro. Na Eq. (6.1), (e) representa a diferença máxima esperada expressa como uma fração da média (μ), isto é, o erro percentual da estimativa em relação à média verdadeira, Eq. (6.2).

$$n = \left(\frac{3V}{e} \right)^2 \quad (6.1)$$

$$e = \frac{E}{\mu} \quad (6.2)$$

A título de exemplo, a Tabela 6.1 mostra a variabilidade da resistência *in loco* obtida por Bartlett e MacGregor (1995) onde o coeficiente de variação V varia em função do número de lotes utilizados na estimativa, ou seja, do número de exemplares associados às amostras utilizadas.

Tabela 6.1 – Coeficientes de variação devido a variação da resistência na estrutura (BARTLETT E MACGREGOR, 1995)

Composição da estrutura		Um Componente	Muitos Componentes
Um lote do concreto		7%	8%
Muitos lotes	Moldado <i>in loco</i>	12%	13%
	Premoldado	9%	10%

O multiplicador 3 da Eq. (6.1) garante uma alta probabilidade (99,7% segundo o ASTM E 122) de que a precisão desejada será alcançada. Isto é, uma muito pequena probabilidade de que a diferença entre a estimativa feita e o valor real ultrapasse a precisão prescrita (E). Em grande número de problemas de engenharia, tal precisão não é necessária, por isso, no contexto da estimativa da resistência à compressão através de testemunhos, o ACI 214.4R (ACI, 2010) recomenda estimar o tamanho da amostra substituindo-se na Eq.(6.1) o multiplicador 3 por 2. Esta substituição de 3 por 2 (Eq. (6.3)) garante uma chance em 20 que a diferença entre a média obtida através do ensaio e a média verdadeira será menor do que o valor pré-definido. Isto é, garantia de 95% de probabilidade que o erro aceitável não será ultrapassado, a um nível de confiança de 95%.

$$n = \left(\frac{2V}{e} \right)^2 \quad (6.3)$$

A título de exemplo, se for considerado que o valor mais provável para o coeficiente de variação da resistência *in loco* é 15%, deverão ser extraídos 9 testemunhos caso seja desejado que, no ensaio, 19 vezes em 20 tentativas a média da resistência estimada esteja dentro de 10% do valor verdadeiro (média da população). Em outros termos, 9 testemunhos são necessários para que se tenha uma confiança de 95% que a média da amostra seja 1,1 vezes maior ou menor do que a média da população. Se uma maior confiança for necessária, então, um maior número de testemunhos deverá ser considerado.

A Figura 6.1 construída a partir da Eq. (6.3) e extraída do ACI 437R (ACI, 2003) ilustra a variação do número de testemunhos em função do erro aceitável para diferentes valores de coeficiente de variação. A título ilustrativo, pode-se estimar o número de testemunhos

necessários se especulando que a variabilidade da resistência se situa em torno de $V=17,5\%$. Analisando a Figura 6.1, será aceito um erro de 15% se forem usados 5 testemunhos para a estimativa do valor médio com o valor do coeficiente de variação considerado. Isto é, com 5 testemunhos se assume que o valor médio estimado é 15 % menor ou 15% maior do que o valor verdadeiro reconhecendo que uma vez em 20 tentativas esta faixa de erro pode ser ultrapassada. Na prática, como o coeficiente de variação dos ensaios não é conhecido com antecedência, assume-se um valor para a estimativa do tamanho da amostra e depois quando resultados estiverem disponíveis, se ajusta o valor assumido.

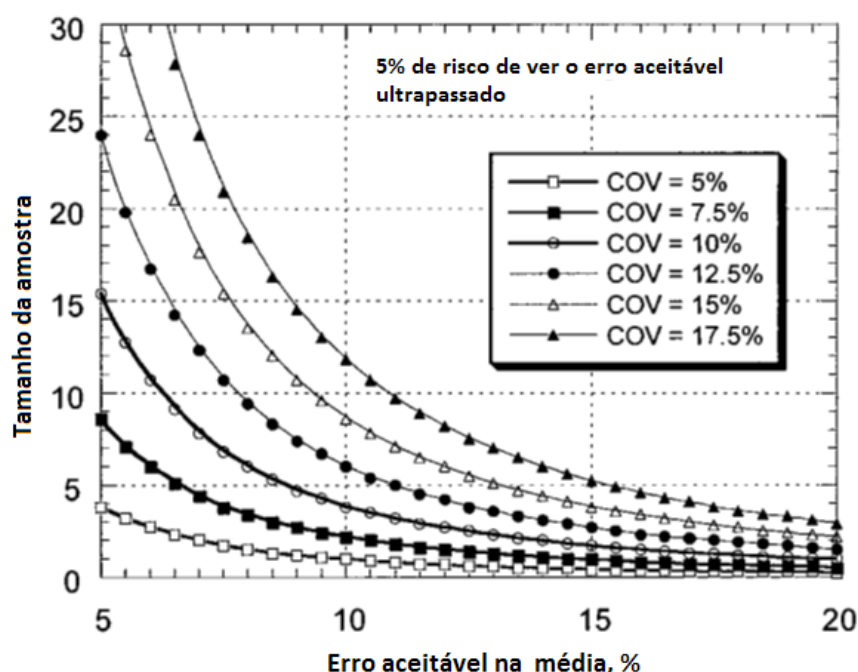


Figura 6.1 – Tamanho da amostra baseada no ASTM E 122; com risco de 5% ($COV=V$) – (ACI 437, 2003)

6.1.2 Procedimento analítico da avaliação

Pelo exposto, a precisão sobre o valor médio estimado e a variabilidade dos resultados em torno dele é altamente difícil de se alcançar. Para uma maior confiança pode ser necessário a extração de um alto número de testemunhos o que nem sempre é viável. Em função desta limitação, a precisão da estimativa em termos do valor médio e da dispersão torna-se difícil alcançar pelo estimador pontual. Dentro do alcance da praticidade, sempre haverá erros ligados ao tamanho da amostra. Por isso, a avaliação da influência da resistência à compressão *in loco* na confiabilidade de estruturas existentes pode passar através da consideração de hipóteses que simulem o nível de confiança. Desta maneira, as hipóteses consideradas devem levar em conta

o caráter aleatório dos parâmetros estatísticos estimados através de ensaios pois, como foi demonstrado, a média e o desvio padrão podem variar consideravelmente em função do número de ensaios realizados para estimá-los. De fato, pode-se eleger valores mais prováveis dos parâmetros estatísticos pertinentes e considerá-los como representativos do nível de confiança requerido.

Como meio de avaliar a influência da resistência à compressão do concreto, neste trabalho serão assumidos valores de resistência média (f_{cm}) considerando-os como resultantes de ensaio em testemunhos extraídos. Para cada f_{cm} assumido, para análises feitas seguindo as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014), a resistência característica à compressão utilizada para fins de avaliação é determinada a partir da Eq. (4.6) seguindo as etapas prescritas pela Figura 6.2. Foram considerados sucessivamente os dois valores do coeficiente z destacados na Tabela 4.2. Lembramos que o fator de confiabilidade z está associado ao quantil relativo à definição do valor característico da resistência à compressão. Como para o projeto de novas estruturas a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece o quantil de 5% para definição da resistência característica (f_{ck}), estimou-se que o mesmo valor não se aplica imperativamente no contexto da avaliação de estruturas existentes. Por isso, foram considerados outros valores com o intuito de avaliar o impacto que a variação do quantil teria nos níveis de confiabilidade observados. Portanto, três valores de z foram considerados entre eles, aquele associado ao quantil de 5% (1,65). Os valores característicos das variáveis pertinentes aqui consideradas servem para a determinação da resistência e da solicitação de cálculo para a avaliação.

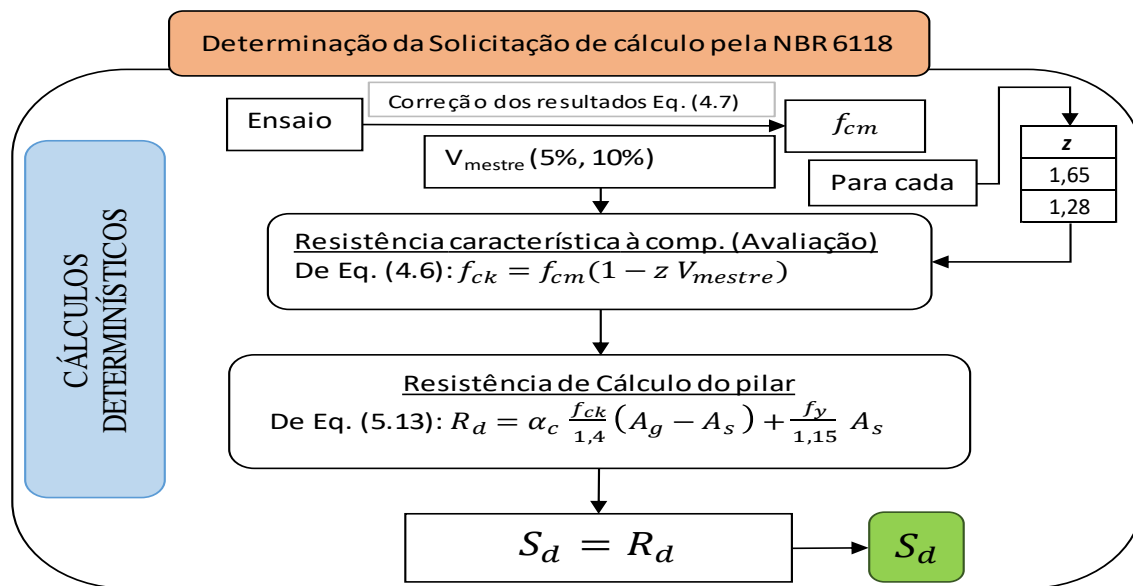


Figura 6.2 – Determinação do carregamento de cálculo seguindo a NBR 6118 (ABNT, 2014)

Por outro lado, para análises feitas seguindo as prescrições do ACI 562 (ACI, 2013), para cada valor de f_{cm} assumido, a resistência característica à compressão equivalente é determinada através da Eq. (4.10) considerando respectivamente os dois valores de n e k_c destacados na Tabela 4.3. Lembra-se que k_c é um fator que corrige o coeficiente de variação em função do número de testemunhos utilizados na estimativa da resistência. Os dois valores considerados são relativos à estimativa da resistência, respectivamente, com três e oito testemunhos. A Figura 6.3 ilustra a determinação da solicitação de cálculo seguindo o ACI 562 (ACI, 2013) quanto à determinação da resistência característica à compressão equivalente para avaliação.

Além das grandezas consideradas acima para a determinação da resistência característica à compressão equivalente (z, k_c, n), outra variável implícita nas Eqs. (4.6) e (4.10) é o coeficiente de variação. Por isso, foram considerados dois valores diferentes de coeficiente de variação, 5% e 10%, aqui denominados V_{mestre} conforme aparecem na Figura 6.2 e na Figura 6.3. Os coeficientes de variação *mestre* serviram para a definição da resistência à compressão equivalente do concreto almejando-se a determinação da resistência de cálculo do pilar e sua solicitação correspondente. Lembramos que para a calibração do ACI 318, o coeficiente de variação utilizado foi de 10% (NOWAK e SZERSZEN, 2003). Finalmente a solicitação foi determinada igualando-se para cada pilar, respectivamente S_d aos valores de R_d obtidos através

da Eq. (5.13) considerando diferentes taxas de armadura. Detalhes sobre a configuração estrutural estão dados no item 6.2.3.

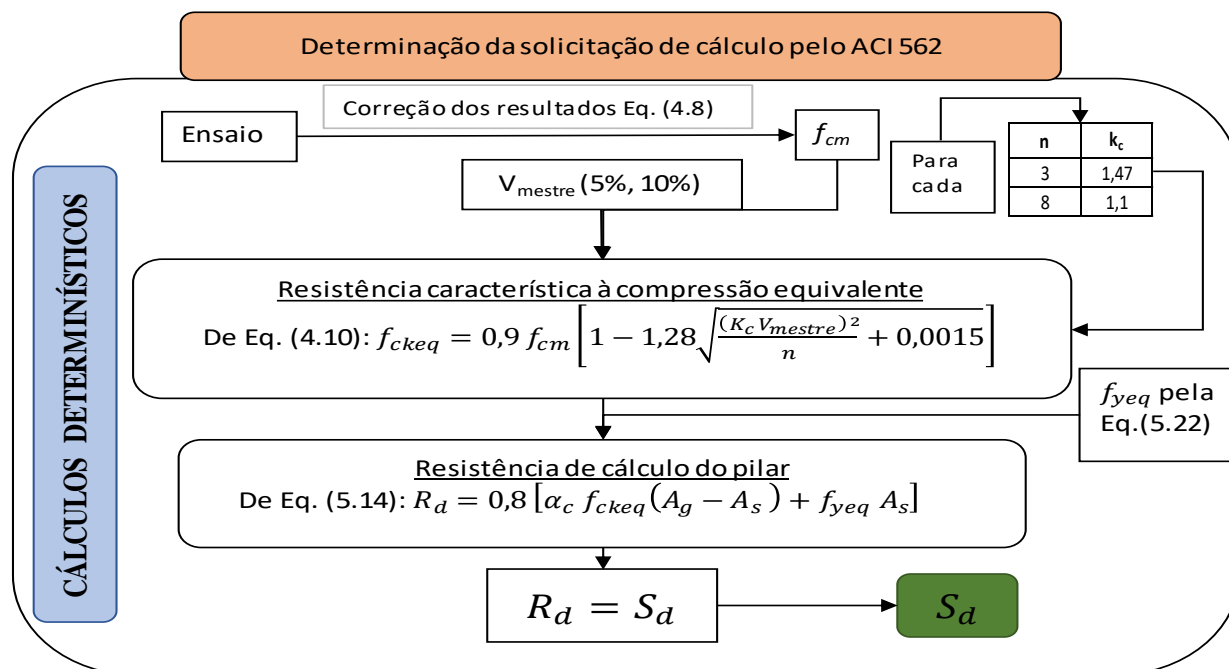


Figura 6.3 – Determinação da solicitação de cálculo de acordo com ACI 562 (2013)

Com base nas informações apresentadas na seção 5.3 para a carga permanente (G) e a sobrecarga (Q), a obtenção da solicitação de cálculo (S_d) permite gerar as demais informações necessárias para a completa descrição probabilística destas variáveis. Isto é feito considerando os valores adotados da razão r entre a média da carga permanente e a média da sobrecarga conforme ilustrado na Tabela 5.2. Para cada valor de r , foram gerados números aleatórios conforme as distribuições de probabilidades adotadas para a carga permanente e a sobrecarga. A Figura 6.4 ilustra a geração das curvas densidade de probabilidade (PDF) respectivamente para a carga permanente e a sobrecarga, a partir do valor de S_d obtido de forma determinística (Figura 6.2 e Figura 6.3).

Vale ressaltar que, independentemente do tipo de distribuição, os parâmetros estatísticos de base para gerar as curvas PDF são a média e o desvio padrão. Por isto, na Tabela 5.2, a sobrecarga e a carga permanente são descritas em termos de suas médias respectivas, sendo os

detalhes relativos à variabilidade das mesmas dados pela Tabela 5.1. As curvas *PDF* são formuladas a partir dos números aleatórios gerados respectivamente para *G* e *Q*. Inicialmente variáveis aleatórias, depois da geração dos números aleatórios, *G* e *Q* se tornam vetores (**G** e **Q**) de tamanho *N* com componentes especificados. *N* corresponde ao número de ciclos utilizados na geração dos números aleatórios seguindo o tipo de distribuição especificado para cada variável.

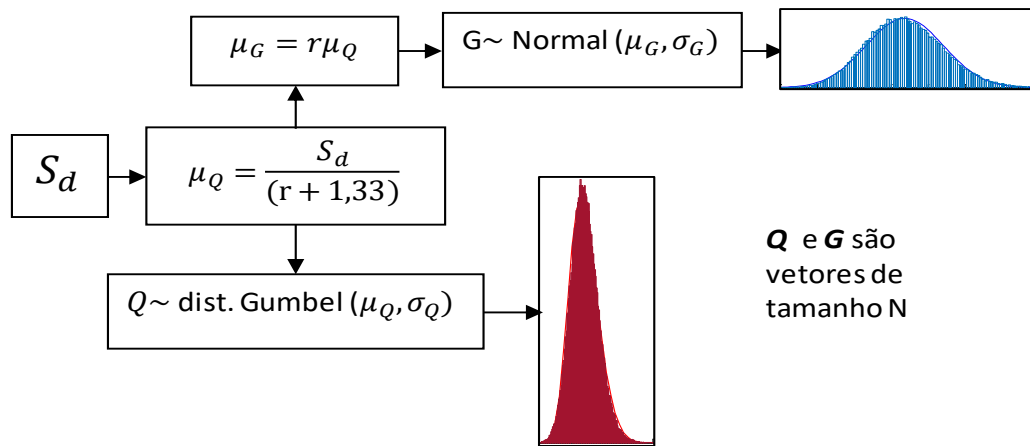


Figura 6.4 – Geração das curvas *PDF* da Carga Permanente e da Sobrecarga

Quanto à geração de números aleatórios relativos à resistência à compressão do concreto (f_c), para cada valor de resistência média assumido, foram considerados seis valores diferentes de coeficiente de variação conforme a Tabela 5.3. Os seis valores de coeficiente de variação foram escolhidos para representar distintos cenários prováveis para as condições reais das estruturas existentes.

A geração das curvas para a resistência à compressão do concreto (f_c) com base nos números aleatórios especificados seguiu a sequência ilustrada na Figura 6.5 para cada valor de *V* representando os cenários. Já com relação a resistência ao escoamento do aço (f_y), as curvas foram geradas em função das recomendações normativas de referência seguindo a sequência ilustrada na Figura 6.6. As grandezas f_c e f_y principais variáveis aleatórias na determinação da resistência do pilar, se tornam vetores (**F_c** e **F_y**) de tamanho *N* com componentes especificados depois da geração dos números aleatórios e suas correspondentes curvas *PDF*.

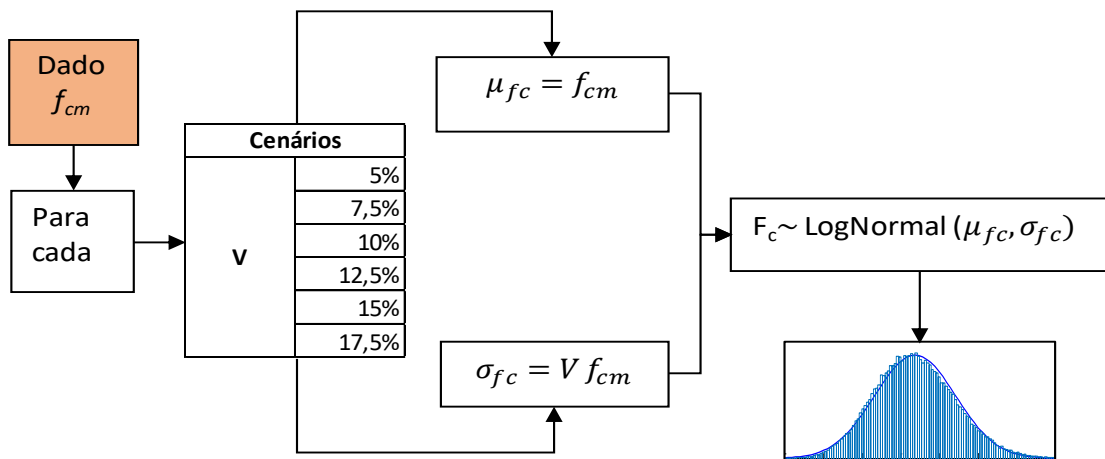


Figura 6.5 – Geração da curva PDF para Resistência à Compressão (f_c)

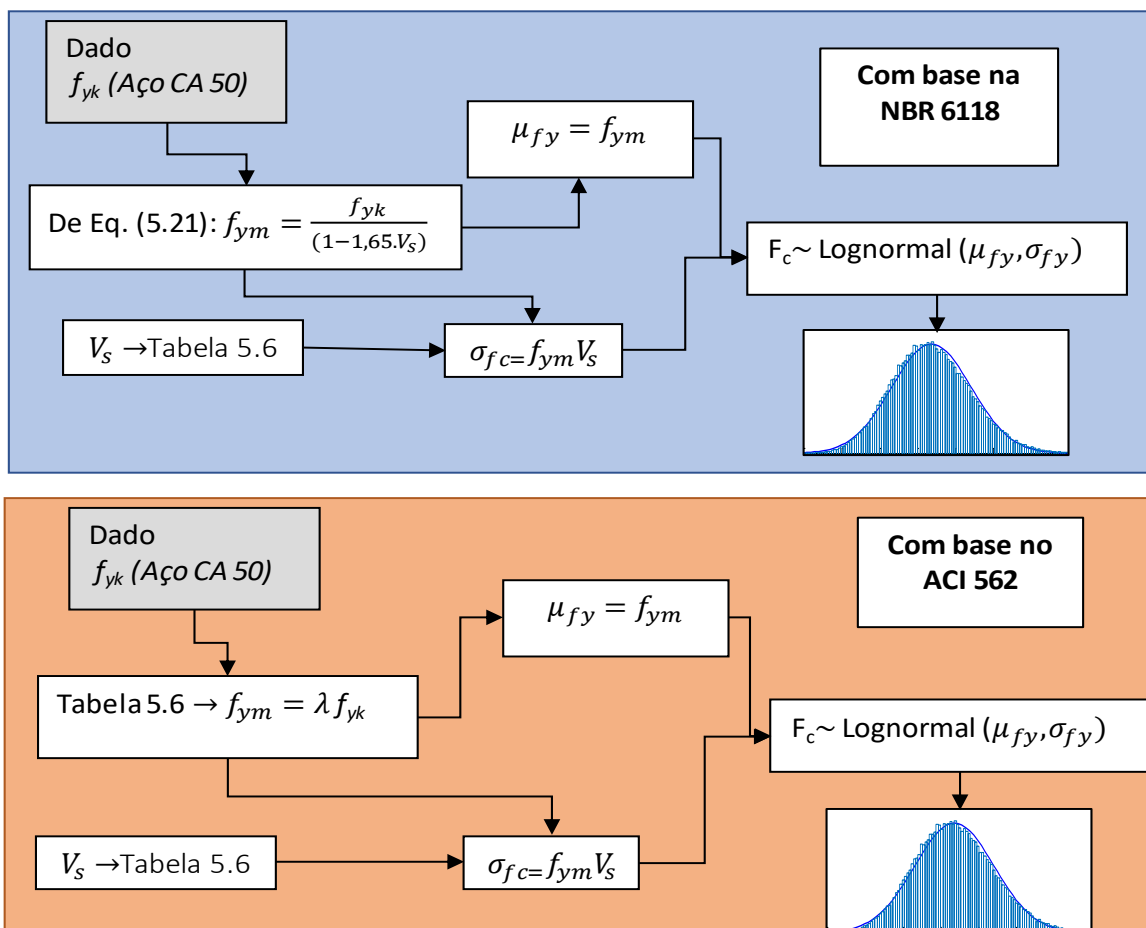


Figura 6.6 – Geração das curvas PDF para Resistência ao escoamento do aço (f_y) seguindo ABNT 6118 e ACI 562

Cada valor assumido de V cria um cenário de resistência para o pilar avaliado. Isto resulta em diferentes curvas PDF para a resistência do pilar e a interação de cada uma delas com a curva da solicitação possibilita a avaliação da confiabilidade para cada um dos cenários individualmente. A Figura 6.7 ilustra a interação entre a solicitação e as curvas associadas a cada um dos cenários descritos; nota-se a maior dispersão para os cenários de maior variabilidade indicando qualitativamente, a possibilidade de maior probabilidade de falha conforme será demonstrada no capítulo sete.

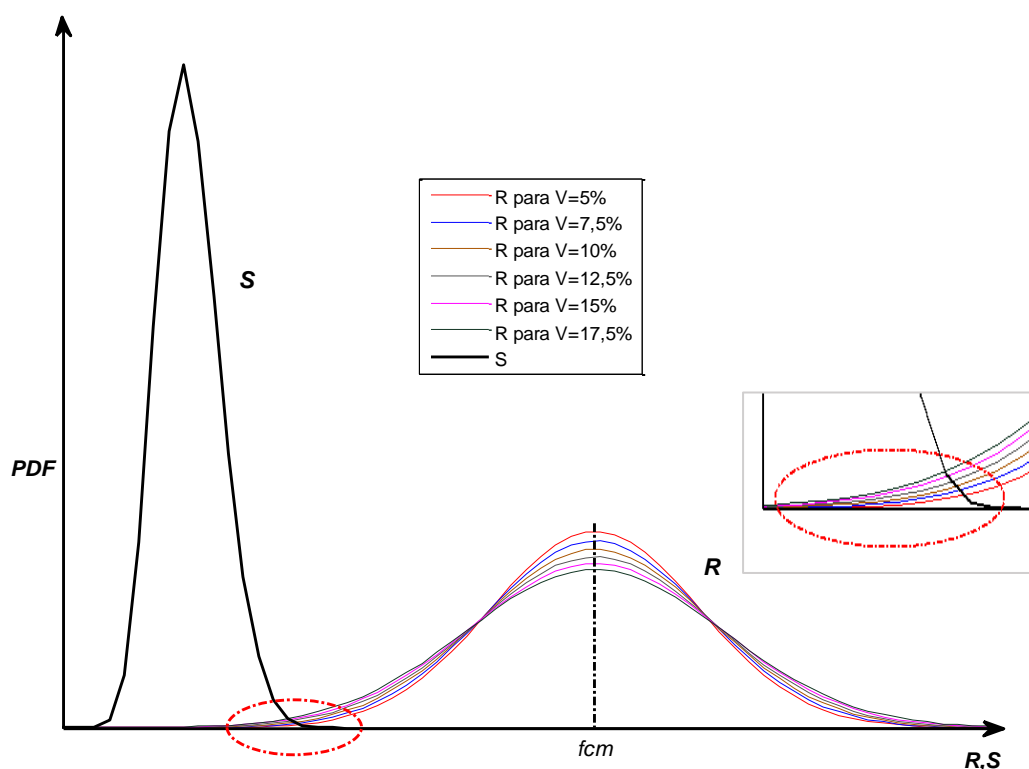


Figura 6.7 – Ilustração da interação entre a curva da solicitação e as curvas de resistência do pilar relativas aos diferentes V

Uma vez gerados os números aleatórios de todas as variáveis que interessam ao problema, a confiabilidade do pilar pôde ser avaliada de forma determinística para cada número n_i dos N números gerados. Este procedimento corresponde à avaliação da confiabilidade do pilar de forma probabilística conforme ilustrado pela interação entre as curvas de solicitação e as curvas de resistência da Figura 6.7.

6.2 IMPLEMENTAÇÃO DA SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

A luz do que foi detalhado na seção 2.4, entre outras utilidades, a simulação de Monte Carlo permite calcular a probabilidade de falha de um dado sistema. Para isto, além da relação determinística (função de desempenho) que descreva a resposta do sistema, as distribuições de probabilidade de todas as variáveis envolvidas no problema são indispensáveis. Nesta dissertação, a simulação de Monte Carlo foi usada para determinar a confiabilidade de pilares de estruturas existentes sujeitos à compressão centrada seguindo os passos propostos por Haldar e Mahadevan (2000) para a implementação da mesma. Detalhes a respeito dos referidos passos são apresentados na seção 2.4.

6.2.1 Definição do problema por meio de uma Função de Desempenho

A lei que pela qual foi avaliada a confiabilidade do pilar é definida pela Eq. (6.4).

$$F = R - S \quad (6.4)$$

onde F é a função de desempenho que descreve a interação entre a resistência do pilar (R) e os efeitos do carregamento ao qual está sujeito (S).

Considerando todas as variáveis pertinentes do problema, após geração dos números aleatórios em conformidade com o tipo de distribuição de cada uma das variáveis, a função de desempenho pode ser escrita na sua versão vetorial conforme a expressão da Eq. (6.5).

$$\mathbf{F} = [\alpha_c \mathbf{F}_c \cdot (\mathbf{A}_g - \mathbf{A}_s) + \mathbf{F}_y \cdot \mathbf{A}_s - (\mathbf{G} + \mathbf{Q})] \cdot \mathbf{E}_M \quad (6.5)$$

onde \mathbf{F} é o vetor função de desempenho que permite avaliar a probabilidade de falha do pilar, \mathbf{F}_c é o vetor resistência à compressão do concreto, \mathbf{A}_g é o vetor que representa a área bruta da seção transversal, \mathbf{A}_s é o vetor que representa a área total das armaduras de aço, \mathbf{F}_y é vetor resistência ao escoamento do aço, \mathbf{G} e \mathbf{Q} são vetores que representam os efeitos do carregamento (carga permanente e sobrecarga respectivamente). \mathbf{E}_M representa o erro do

modelo definido na seção 5.3.3 e o parâmetro α_c é determinado em função da classe do concreto de acordo com as Eqs. (5.7) e (5.8).

6.2.2 Distribuições de probabilidade de todas as variáveis envolvidas

Os componentes (números) que constituem os vetores presentes na Eq. (6.5) foram gerados de acordo com as distribuições de probabilidade descritas na seção 5.3 e resumidas na Tabela 6.2. Nota-se que para as variáveis F_c e F_y , embora a grande maioria das normas recomendam a distribuição normal para a descrição de suas respectivas variabilidades, neste estudo, foi adotada a distribuição Lognormal uma vez que a distribuição Lognormal assume apenas valores positivos.

Tabela 6.2 – Estatísticas das variáveis básicas

Média	Coefficiente de Variação	Tipo de distribuição	Referência
RESITÊNCIA À COMPRESSÃO			
$f_{cm} = 20$ MPa	Seguindo a Tabela 5.3	Lognormal	Assumida
$f_{cm} = 30$ MPa		Lognormal	Assumida
$f_{cm} = 50$ MPa		Lognormal	Assumida
$f_{cm} = 70$ MPa		Lognormal	ACI 214R (2011)
ARMADURA			
$f_{ym} = 572,5$ Mpa	10%	Lognormal	Assumida
DIMENSÃO DA SEÇÃO TRANSVESAL			
B= 25 cm	2,2%	Normal	Seção 1 (retangular) JCSS (2001)
H=50 cm	2,8%	Normal	
B=30 cm	1,93%	Normal	Seção 2 (quadrada) JCSS (2001)
H= 30 cm	1,93%	Normal	
ERRO DO MODELO			
1,0	11%	Normal	Diniz e Frangopol (1997)
CARGA PERMANENTE			
Ver Figura 6.4	10%	Normal	Galambos <i>et al.</i> (1982)
SOBRECARGA			
Ver Figura 6.4	25%	Gumbel	Galambos <i>et al.</i> (1982)

6.2.2.1 Gerar os valores aleatórios para as referidas variáveis

A geração dos números aleatórios seguindo a distribuição de probabilidade de cada variável é a principal ferramenta da simulação de Monte Carlo. Os números foram gerados considerando 1000.000 de ciclos para garantir uma precisão aceitável da estimativa da probabilidade de falha conforme especificado no item 2.4.4. O ciclo de uma simulação é o ato em que um valor é atribuído a uma variável aleatória em função de suas características probabilísticas (tipo de distribuição, média e desvio padrão). O número (N) de ciclos utilizados determina o tamanho dos vetores obtidos das variáveis aleatórias pertinentes. Estes vetores permitem a realização do vetor função de desempenho \mathbf{F} . Este, por sua vez, permite avaliar a probabilidade de falha.

6.2.2.2 Avaliar o problema de forma determinística para cada realização das variáveis

Após a obtenção, através dos N ciclos, dos valores que representam as realizações de cada uma das variáveis, o desempenho foi avaliado através da Eq. (6.5) de forma determinística permitindo a realização do vetor função de desempenho \mathbf{F} . Esta etapa corresponde ao experimento numérico em que cada realização ($\mathbf{F}(i)$) equivale a um valor obtido por ensaio experimental. Por coerência com o ensaio experimental, a equação que define o desempenho não leva os coeficientes de majoração da solicitação e minoração da resistência.

6.2.2.3 Extrair as informações probabilísticas das N realizações

As informações probabilísticas obtidas são a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade. A probabilidade de falha foi determinada dividindo o número (N_f) dos componentes do vetor função de desempenho \mathbf{F} com valores inferiores a zero pelo número total (N) dos componentes de \mathbf{F} conforme a Eq. (2.26). O número (N_f) representa o total de realizações com desempenhos insatisfatórios e o número N representa o total das realizações.

O índice de confiabilidade foi determinado a partir da Eq. (2.20) considerando a inversa da função de distribuição acumulada da variável Normal padrão (Φ), ou seja, conforme a Eq. (6.6).

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad (6.6)$$

6.2.2.4 Determinar a eficiência e a precisão da simulação

De acordo com o item 2.4.4, a eficiência da simulação se avalia através do erro determinado pela Eq. (2.30). Todavia, conforme sugerido por Haldar e Mahadevan (2000), para uma estimativa da probabilidade de falha de sistemas de engenharia realizada com 1000.000 simulações, a precisão obtida é geralmente coerente e aceitável. Sendo assim, o erro associado a tal estimativa é relativamente desprezível. Por isso, tendo usado 1000.000 ciclos, o erro da simulação não foi considerado, logo, os valores obtidos para os níveis de confiabilidade avaliados foram considerados equivalentes a outros que poderiam fornecer métodos tais o FORM ou o SFORM.

As etapas explicitadas acima foram automatizadas através de um programa desenvolvido no software MATLAB na sua versão de 2014. O referido programa fornece os resultados em planilhas do software Excel permitindo um adequado tratamento dos mesmos para finalidades específicas.

6.2.3 Configuração estrutural e detalhes das seções transversais

Os pilares curtos com carregamento centrado considerados neste trabalho foram definidos seguindo as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014) quanto à armadura mínima e as dimensões mínimas da seção transversal. Recorda-se que, com o objetivo de evitar desempenho inapropriado e propiciar boas condições de execução, a NBR 6118 (ABNT, 2014) no seu item 13.2.3 recomenda que a seção transversal de pilares e pilares-paredes maciços, qualquer que seja a sua forma, não possa apresentar dimensão menor de 19 cm. Este critério foi atendido pelas dimensões (H e B) das seções consideradas (ver Tabela 6.2).

Com relação à armadura longitudinal, a norma sugere valores máximos de armadura para assegurar as condições de ductilidade e valores mínimos de armaduras para evitar a ruptura frágil das seções transversais. Os valores da armadura mínima e armadura máxima são determinados através das Eqs. (6.7) e (6.8).

$$A_{s,\min} = (0,15N_d / f_{yd}) \geq 0,004A_c \quad (6.7)$$

$$A_{s,\max} = 0,08A_c \quad (6.8)$$

onde $A_{s,min}$, $A_{s,max}$, A_c são respectivamente a área mínima, área máxima das armaduras e área da seção bruta do elemento estrutural.

Foram consideradas duas seções transversais atendendo aos critérios especificados acima. Uma seção retangular (S1) e outra quadrada (S2) conforme ilustrado na Figura 6.8. Cada uma das seções foi avaliada para cada um dos valores de resistência considerados, respectivamente, 20, 30, 50 e 70 MPa. Para facilitar a análise dos dados, os pilares foram identificados concomitantemente em função da seção transversal e da resistência à compressão em P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7 e P8. A configuração pilar P1 corresponde ao pilar de seção S1 e resistência à compressão (f_{cm}) de 20 Mpa, A configuração pilar P2 é definida pela seção S2 e resistência à compressão de 20 MPa, o pilar P3 corresponde à seção S1 e resistência à compressão de 30 Mpa ao passo que a configuração do pilar P4 está associada à mesma resistência (30 Mpa), porém à seção S2. A caracterização das configurações P5, P6, P7 e P8 segue a mesma lógica considerando respectivamente as resistências de 50 e 70 MPa. Para cada pilar assim identificado, a confiabilidade foi avaliada variando-se a taxa geométrica de armaduras longitudinais. Foram consideradas quatro taxas de armaduras seguindo uma série linear: 1%, 2%, 3% e 4%. A Tabela 6.3 mostra detalhes sobre a configuração estrutural de cada um dos pilares assim descritos.

Tabela 6.3 – Configuração dos pilares analisados.

Configurações dos pilares	Seção	Resistência (f_{cm}) MPa	Resistência ao escoamento f_{yk} (MPa)	Taxa geom. Armadura longitudinal (ρ)	Área Aço (A_s) cm ²
P1	S1	20	500	1%	12,5
				2%	25
				3%	37,5
				4%	50
P2	S2	20	500	1%	9
				2%	18
				3%	27
				4%	36
P3	S1	30	500	1%	12,5
				2%	25
				3%	37,5
				4%	50
P4	S2	30	500	1%	9
				2%	18
				3%	27
				4%	36
P5	S1	50	500	1%	12,5
				2%	25
				3%	37,5
				4%	50
P6	S2	50	500	1%	9
				2%	18
				3%	27
				4%	36
P7	S1	70	500	1%	12,5
				2%	25
				3%	37,5
				4%	50
P8	S2	70	500	1%	9
				2%	18
				3%	27
				4%	36

Nota-se que, considerando as taxas de armadura, foram avaliados 32 pilares (4 taxas de armaduras por 8 configurações de pilares) para cada situação de estudo considerado. A luz dos procedimentos adotados para a geração das curvas de resistência e de solicitação (Figura 6.2, Figura 6.3, Figura 6.4, Figura 6.5 e Figura 6.6) variando-se sucessivamente z (dois valores) para análises feitas de acordo com NBR 6118 (ABNT, 2014) e variando-se os valores dos pares de coeficientes k_c e n (2 valores) para análises feitas de acordo com o ACI 562 (ACI, 2013), a avaliação de cada pilar corresponde à duas verificações diferentes. Estas verificações correspondem a combinações de análise conforme será explicitado no capítulo sete desta

dissertação. Portanto, para análises feitas seguindo as prescrições da ABNT, foram realizadas 64 verificações (duas vezes 32 pilares). Da mesma forma, para análises feitas seguindo o ACI foram realizadas 64 verificações fazendo-se um total de 128 pilares avaliados.

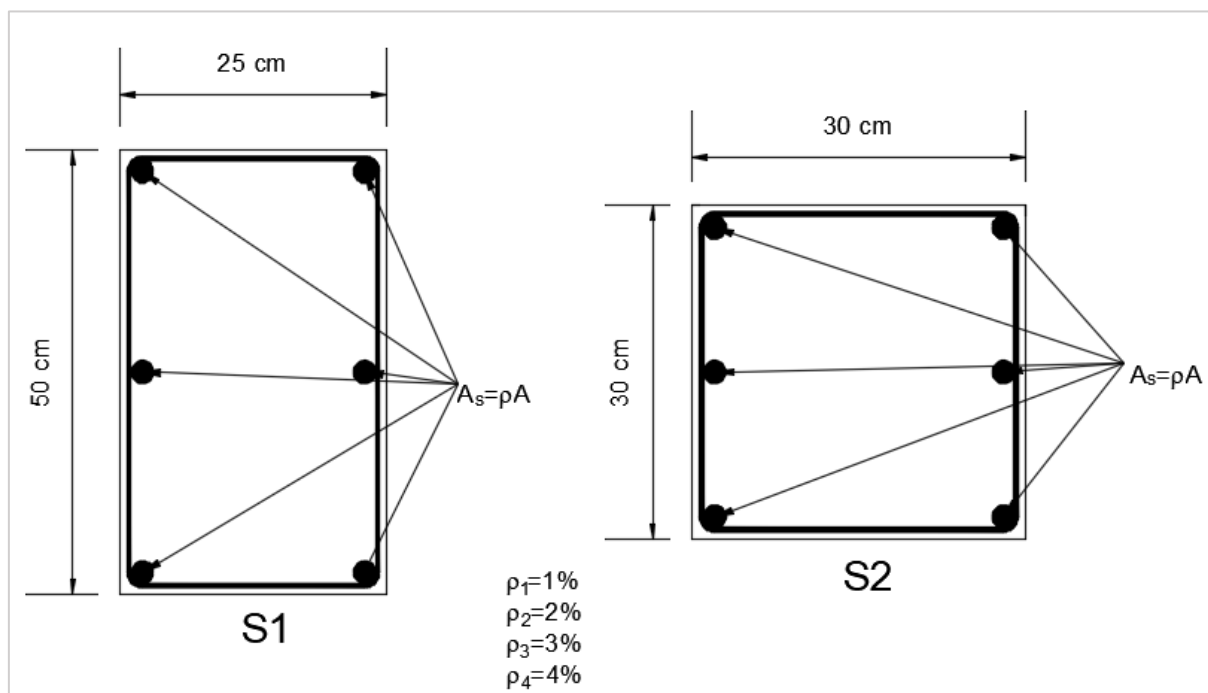


Figura 6.8 – Dimensão das seções transversais e taxas de armaduras

7

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos são apresentados em termos de probabilidades de falha e seus correspondentes índices de confiabilidade em forma de tabelas primeiramente e em seguida gráficos para a uma melhor visualização do comportamento dos parâmetros de interesse avaliados.

Diante do grande volume das análises feitas, para cada parâmetro de avaliação (taxa de armadura, razão r , resistência à compressão do concreto, seção transversal) será escolhido um valor específico em função do qual serão apresentados os resultados nas tabelas (por exemplo $r=2$). As diferenças existentes entre os resultados fornecidos nas tabelas, relativos ao valor escolhido da variável de interesse, e resultados dos outros valores da mesma variável poderão ser visualizadas por meio dos gráficos. Estes são mostrados logo depois das tabelas para cada caso específico de avaliação. Todos os resultados são apresentados dando ênfase na influência dos cenários considerados para a variabilidade da resistência à compressão do concreto e na influência da razão r entre a carga permanente e a sobrecarga. Por isto, em todos os gráficos no eixo das abscissas, ora a variável de interesse é a razão r , ora ela é o coeficiente de variação que define os cenários.

A avaliação da confiabilidade dos pilares curtos existentes realizada seguiu as prescrições normativas da ABNT 6118 (ABNT, 2014) e aquelas do ACI 562 (ACI, 2013) adotando-se valores específicos para algumas variáveis de interesse (por exemplo, o quantil que define a resistência característica, o coeficiente de variação *mestre* definido neste trabalho, o fator de modificação do coeficiente de variação em função do número de testemunhos, número de testemunhos, etc.). Em primeiro serão apresentados os resultados obtidos seguindo as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014). Estes serão expostos em uma série de quatro combinações de análise ($V_i Q_j$) onde os índices i e j variam de um a dois. O índice i representa os respectivos valores de V_{mestre} (coeficiente de variação *mestre*), utilizados para a determinação da solicitação de cálculo. Recordar-se que foram considerados dois valores diferentes de V_{mestre} , 5% e 10%. Já o índice j representa a variação do quantil utilizado na

definição da resistência característica à compressão para fim de especificação da solicitação de cálculo (ver Figura 6.2). Lembra-se que os valores de z estão associados ao quantil que define a grandeza característica, neste caso a resistência característica à compressão do concreto.

Para evidenciar a influência da classe do concreto, ou seja, da intensidade da resistência à compressão média (f_{cm}) — neste capítulo, para uma melhor interpretação dos resultados, a classe do concreto foi definida em função da resistência média que foi assumida como resultante do ensaio em testemunhos — serão apresentados os resultados obtidos para as configurações de pilar P1, P3, P5 e P7 que têm em comum a mesma seção transversal (S1) mas possuem valores diferentes de resistência à compressão média, 20, 30, 50 e 70 MPa respectivamente.

Da mesma forma, os resultados obtidos por meio das prescrições do ACI 562 (ACI, 2013) serão apresentados seguindo o formato descrito acima para as combinações de análises. Isto é, os referidos resultados serão expostos em uma série de quatro combinações (V_iK_j), onde i e j variam de um a dois. Conforme descrito acima, o índice i representa os valores de V_{mestre} considerados. Já neste caso o índice j representa respectivamente os valores dos pares de coeficientes k_c e n considerados na definição da solicitação de cálculo (ver Figura 6.3).

De todos os pilares rodados, serão apresentados detalhadamente apenas os resultados obtidos para as configurações dos pilares P3 (configuração dada pela seção S1 e $f_{cm} = 30 MPa$) e P8 (configuração dada pela seção S2 e $f_{cm} = 70 MPa$). Os resultados obtidos para as outras configurações são apresentados sequencialmente na comparação entre os resultados das combinações de análises (por exemplo comparação entre as combinações V_1K_1 e V_2K_2).

7.1 COMBINAÇÃO DE ANÁLISE $V_I Q_I$ (NBR 6118)

A combinação de análise $V_I Q_I$ considera V_{mestre} igual a 5% e z igual a 1,65. As duas grandezas são utilizadas na Eq. (4.6) para especificar a resistência característica à compressão do concreto destinada à definição da solicitação de cálculo. O valor de z igual a 1,65 corresponde ao quantil de 5%. O quantil de 5% é o valor especificado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para a definição da resistência característica para projeto de novas estruturas. Por falta de um procedimento equivalente para definição da resistência característica para avaliação de estruturas existentes, o f_{ck} foi especificado com resultados de resistências obtidos pelo rompimento de testemunhos ao exemplo do que ocorre com os cilindros convencionais, assumindo a variabilidade dada pelo V_{mestre} (Eq. (4.6)).

Com o intuito de diversificar o panorama envolvendo a definição da resistência característica para fim de especificação da solicitação de cálculo, foi considerado um outro valor para o quantil (10%) em análises feitas separadamente resultando na combinação de análise $V_I Q_2$ cujos resultados serão expostos na sequência. Detalhes sobre o emprego das duas grandezas e o procedimento aqui explicado são ilustrados na Figura 6.4 quanto ao uso simultâneo de V_{mestre} e z .

7.1.1 Pilar P3

Foram consideradas quatro taxas geométricas de armaduras longitudinais de aço na avaliação da confiabilidade. Os resultados detalhados serão apresentados apenas para a taxa de armadura correspondente a 1% da área bruta da seção transversal, denominada Taxa 1. Os resultados obtidos para as outras taxas de armaduras consideradas, 2%, 3% e 4%, respectivamente denominadas Taxa 2, Taxa 3 e Taxa 4, são mostrados na Figura 7.2.

A Figura 7.1 ilustra a variação dos níveis de confiabilidade em termos da probabilidade de falha (Figura 7.1– (a)) e índice de confiabilidade (Figura 7.1 – (b)). Os gráficos da referida figura estão relacionados aos dados da Tabela 7.1 e da Tabela 7.2.

Tabela 7.1 – Probabilidades de falha do Pilar P3, Taxa 1, $V_1 Q_1$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	0,000254	0,00047	0,000866	0,001539	0,002341	0,003355
0,75	0,000178	0,000383	0,000767	0,001301	0,002041	0,00303
1	0,000148	0,000348	0,000662	0,001147	0,001933	0,002783
1,5	0,000132	0,000324	0,000624	0,001064	0,001751	0,00268
2	0,000118	0,000305	0,000535	0,00105	0,001685	0,00259
2,5	0,000125	0,000292	0,000633	0,001069	0,001701	0,002546
3	0,000127	0,000323	0,000565	0,001028	0,001633	0,002536
3,5	0,000126	0,000301	0,000632	0,001027	0,001671	0,002598
4	0,000142	0,000319	0,000596	0,001058	0,001723	0,002535

Tabela 7.2 – Índices de confiabilidade do Pilar P3, Taxa 1, $V_1 Q_1$

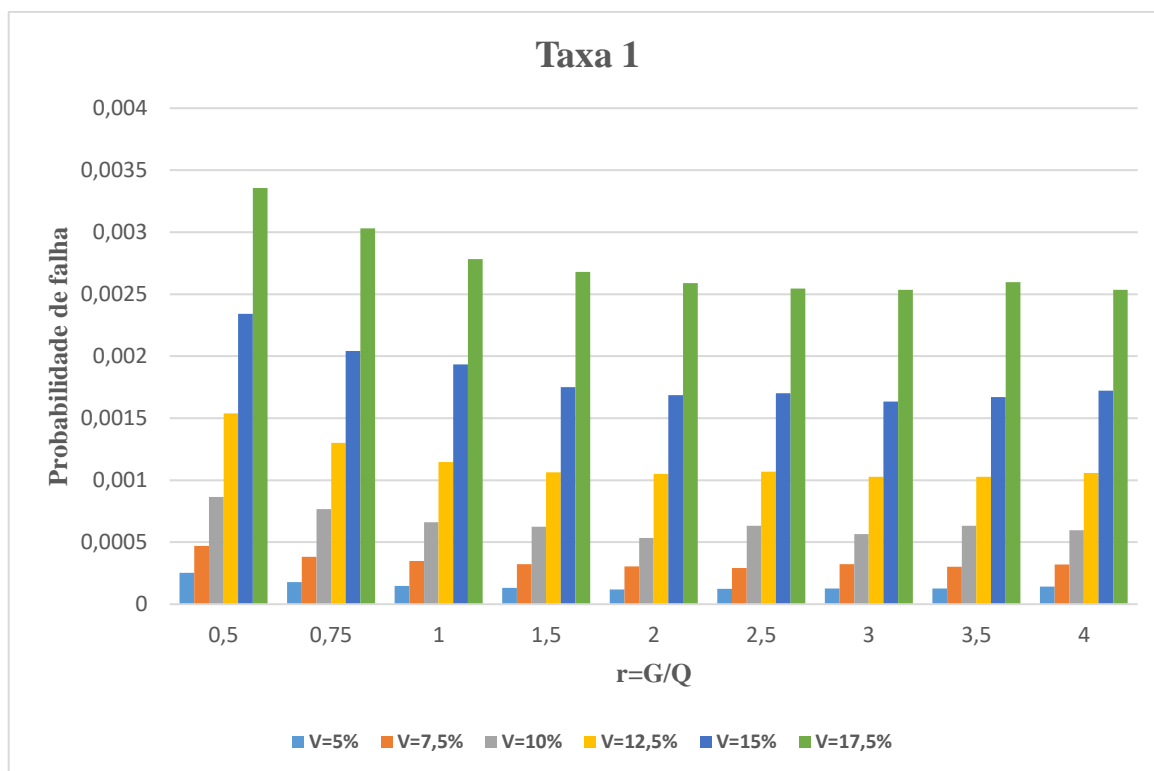
r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,50%	10%	12,50%	15%	17,50%
0,5	3,48	3,31	3,13	2,96	2,83	2,71
0,75	3,57	3,36	3,17	3,01	2,87	2,74
1	3,62	3,39	3,21	3,05	2,89	2,77
1,5	3,65	3,41	3,23	3,07	2,92	2,78
2	3,68	3,43	3,27	3,08	2,93	2,8
2,5	3,66	3,44	3,22	3,07	2,93	2,8
3	3,66	3,41	3,26	3,08	2,94	2,8
3,5	3,66	3,43	3,22	3,08	2,93	2,79
4	3,63	3,41	3,24	3,07	2,92	2,8

A Figura 7.1 ilustra os níveis de confiabilidade observados na avaliação do pilar P3 considerando a taxa de armadura Taxa 1. Observa-se que há diferença considerável nas probabilidades de falha, conseqüentemente nos índices de confiabilidade para os diferentes cenários definidos em termo do coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto (5%, 7,5%, 10%, 12,5%, 15% e 17,5%). Pode-se constatar (com o auxílio da Tabela 7.2) por exemplo que para a linha correspondente à razão de carregamento r igual a 0,5; o índice de confiabilidade obtido para o coeficiente de variação de $V=5\%$ é de 3,48 sendo que para o coeficiente de variação de 17,5% o valor obtido é de 2,71. Isto representa uma grande diferença na probabilidade de falha entre os dois cenários conforme pode ser observado na Tabela 7.1).

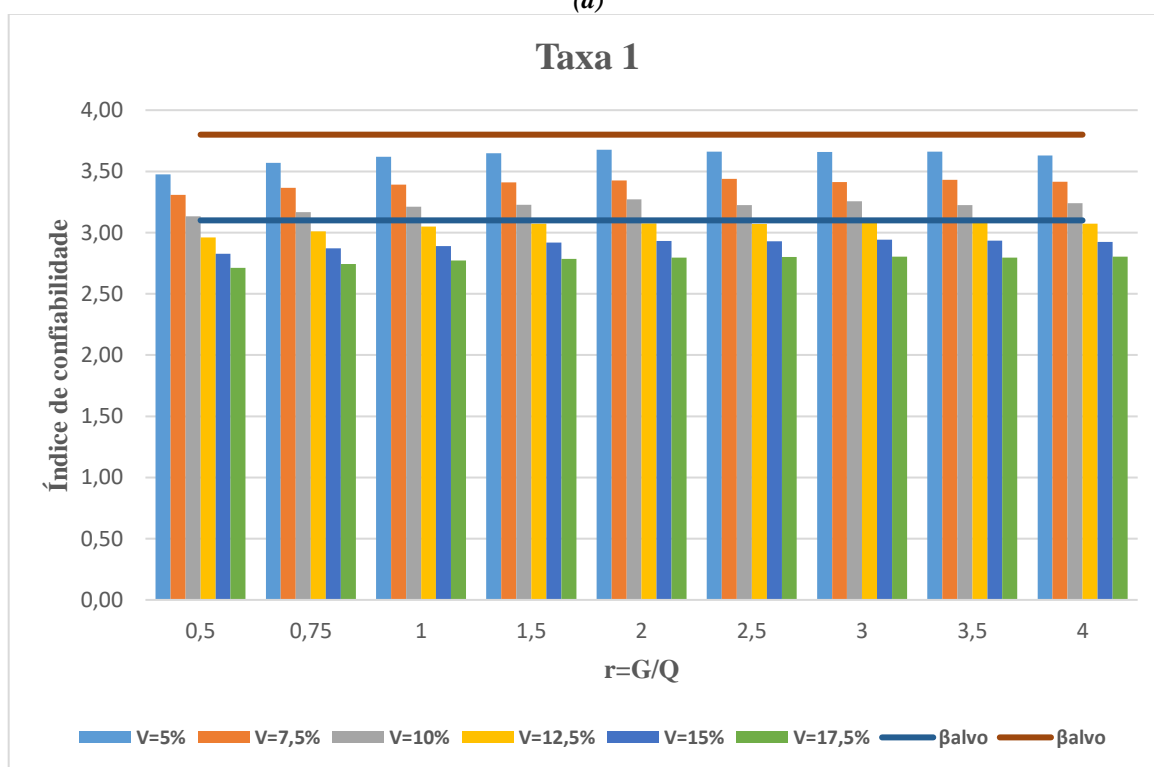
Portanto, quanto maior o coeficiente de variação menor é o índice de confiabilidade associado a ele. Isto se justifica pela maior variabilidade que acarreta um alto coeficiente de variação, ou seja, maior dispersão da resistência à compressão em torno da resistência média considerada. Dado que para todos cenários considerados, os outros parâmetros de resistência (seção transversal, taxa de armadura, resistência média) e a solicitação foram mantidos constantes, para a solicitação inclusive sua variabilidade; as diferenças observadas na confiabilidade do pilar são oriundas unicamente da variabilidade da resistência à compressão do concreto.

Pela mesma figura (Figura 7.1) pode-se também observar que, para uma dada razão r , a variação linear adotada para a os coeficientes de variação que definem os cenários foi mantida nos resultados obtidos. Os coeficientes de variação que definem os cenários foram estabelecidos seguindo uma série linear com razão igual a 2,5 ($V_1=5\%$, $V_2=7,5\%$, $V_3=10\%$, etc.). Observa-se, por exemplo, que para a razão do carregamento r igual a 0,5; os índices de confiabilidade foram obtidos seguindo uma série linear com razão igual a aproximadamente 0,17. Pode-se dizer que, para este caso, que $\beta_{i+1} \cong \beta_i + 0,17$ (confere Tabela 7.2). Portanto, a especificação dos cenários em série linear resultou em resultados de índices confiabilidades seguindo uma série linear. Logo, conclui-se que os índices de confiabilidade obtidos são diretamente proporcionais aos coeficientes de variação da resistência à compressão do concreto.

Nota-se que a faixa de valores para o índice de confiabilidade alvo de estruturas existentes proposta, considerando uma extensão de vida útil de 50 anos, pelo *fib* MC 10 (CEB-FIP, 2011) (confere Tabela 2.5), foi atendida para os cenários correspondentes a 5%; 7,5% e 10%, para praticamente todas as razões r .



(a)



(b)

Figura 7.1 – Níveis de confiabilidade: Pilar P3, Combinação $V_1 Q_1$

(a) – Probabilidade de falha

(b) – Índice de confiabilidade

Embora na Figura 7.1 seja observada uma ligeira queda na probabilidade de falha com o aumento da razão r , acarretando índices de confiabilidades ligeiramente maiores para maiores valores de r , isso não corresponde ao que era esperado. Eram esperadas grandes diferenças entre os níveis de confiabilidade obtidos para a razão r igual a 0,5 e aqueles obtidos para r igual a 4 em decorrência da maior variabilidade considerada para a sobrecarga (25%) em comparação à carga permanente (10%). Estima-se que os coeficientes de majoração da solicitação utilizados na combinação de cargas foram responsáveis pela ocorrência destas diferenças relativamente pequenas com relação à diferença no valor de r . Lembra-se que na Eq. (5.17), a sobrecarga como a carga permanente são ambas majoradas pelos coeficientes γ_q e γ_g iguais a 1,4.

7.1.1.1 Influência da taxa de armadura de aço

A seguir é apresentada, na Figura 7.2, a variação dos níveis de confiabilidade do pilar P3 em função da taxa de armadura. Os resultados são apresentados considerando os cenários correspondentes aos coeficientes de variação da resistência à compressão do concreto iguais a 5%, 10% e 17,5%. Observa-se que para o menor coeficiente de variação ($V=5\%$), quanto maior a taxa de armadura maior é a probabilidade de falha correspondente, conseqüentemente menor é o índice de confiabilidade. Isto pode ser visto pela Figura 7.2.(a) onde a curva amarela representa a variação da probabilidade de falha para a Taxa 4. Vê-se que a Taxa 4 apresenta maior probabilidade de falha em comparação às outras taxas e a probabilidade de falha decresce junto com a taxa de armadura. Conseqüentemente, a Taxa 1 (curva azul) apresenta a menor probabilidade de falha.

Já para o coeficiente de variação igual a 10% (Figura 7.2.(c)), a diferença nítida observada anteriormente para $V=5\%$ deixa de existir. Observa-se, por exemplo, que a Taxa 2 (curva laranja) passa a apresentar a menor probabilidade falha, seguida da Taxa 3, sendo os dois extremos (Taxa 1 e Taxa 4) apresentando a maior probabilidade de falha, porém sem diferenças expressivas em comparação ao que foi observado anteriormente.

Na Figura 7.2.(e) onde está ilustrada a influência da taxa de armadura para o coeficiente de variação $V=17,5\%$, a variação da probabilidade de falha em função da taxa de armadura segue um comportamento oposto aquele observado para o coeficiente de variação igual a 5%. Nota-se que, quanto maior a taxa de armadura menor é a probabilidade de falha correspondente e conseqüentemente, maior é o índice de confiabilidade. Pode-se observar a diferença nítida entre

os níveis de confiabilidade resultantes de cada taxa de armadura permitindo concluir que a probabilidade de falha, para este caso, é inversamente proporcional à taxa de armadura.

O comportamento observado na Figura 7.2 conforme comentado acima evidencia a influência da resistência ao escoamento do aço na sua interação com a resistência à compressão do concreto na realização da resistência do pilar. Recorda-se que o pilar P3 é definido pela seção S1 e a resistência à compressão média igual a 30 MPa. Para esta classe do concreto, foi evidente que, quando menor é o coeficiente de variação, a taxa de armadura influencia inversamente a probabilidade de falha dando menores probabilidades de falha para maiores taxas de armadura. Atribui-se este fato a menor variabilidade da resistência à compressão do concreto (5%) que, para maior área de aço, é dominada pela maior variabilidade da resistência ao escoamento do aço.

Foi adotado um coeficiente de variação igual a 10% para a resistência ao escoamento do aço. Quando maior é a taxa de armadura, maior se torna a influência do aço na resistência do pilar, conseqüentemente a sua variabilidade se torna relevante para a variabilidade da resistência do pilar em comparação àquela do concreto para esta classe (30 MPa). Logo, como para este cenário ($V=5\%$) a variabilidade da resistência ao escoamento do aço ($V_s=10\%$) é maior do que aquela da resistência à compressão do concreto, o aço passa a ter preponderância na variabilidade da resistência do pilar resultando na maior variabilidade para a mesma. Por conseguinte, com maior dispersão para a resistência do pilar, dado que a variabilidade da solicitação foi mantida constante para todos os cenários, ocorre maior interação entre as curvas de solicitação e aquela da resistência, por isso, maior probabilidade de falha.

Nota-se que para o coeficiente de variação $V=10\%$, a influência da variabilidade da resistência ao escoamento do aço diminuiu, pois neste caso tanto a resistência à compressão do concreto como a resistência ao escoamento do aço têm a mesma variabilidade. Porém, a Taxa 4 continuou oferecendo as maiores probabilidades de falha. Contrariamente ao que foi observado anteriormente, a Taxa 1 também ofereceu a maior probabilidade de falha, logo após a Taxa 4. Isto se explica pelo fato que tanto a resistência ao escoamento do aço como a resistência à compressão do concreto têm a mesma variabilidade criando um certo equilíbrio entre influência da variabilidade dos dois materiais na variabilidade derivada do pilar. Por isso, quando a área de um (concreto) e de outro (aço) tendem a ter predominância equivalente na resistência resultante do pilar, o nível de confiabilidade obtido é praticamente o mesmo. Razão pela qual a

Taxa 1 (predominância do concreto) e a Taxa 4 (predominância do aço) tiveram níveis de confiabilidade próximos.

No entanto, para o cenário correspondente ao coeficiente de variação igual a 17,5%, a resistência à compressão do concreto passa a ter preponderância na variabilidade da resistência do pilar por ser muito superior à variabilidade da resistência ao escoamento do aço. Portanto, dado que a variabilidade do aço (10%) se torna insignificante diante daquela do concreto, para maior área do concreto deverá haver maior probabilidade de falha. A maior área do concreto corresponde a situações de menores taxas de armaduras (Taxa 1 e Taxa 2).

Quando a taxa de armadura é maior ocorre um aumento da influência do aço na resistência do pilar acarretando uma diminuição na dispersão da resistência do pilar em torno do seu valor médio. Logo, menor se torna a probabilidade de falha resultante quando comparado com situações de poucas áreas de aço (Taxa 1, Taxa 2) onde a menor área de aço não permite a menor variabilidade do mesmo afetar significativamente a variabilidade da resistência do pilar. Sabe-se que esta resulta da interação entre o aço e o concreto. Por isso, a probabilidade de falha se torna inversamente proporcional à taxa de armadura conforme ilustrado pela Figura 7.2.(e). Isto é quanto maior a taxa de armadura menor é a probabilidade de falha, melhores são os níveis de confiabilidade.

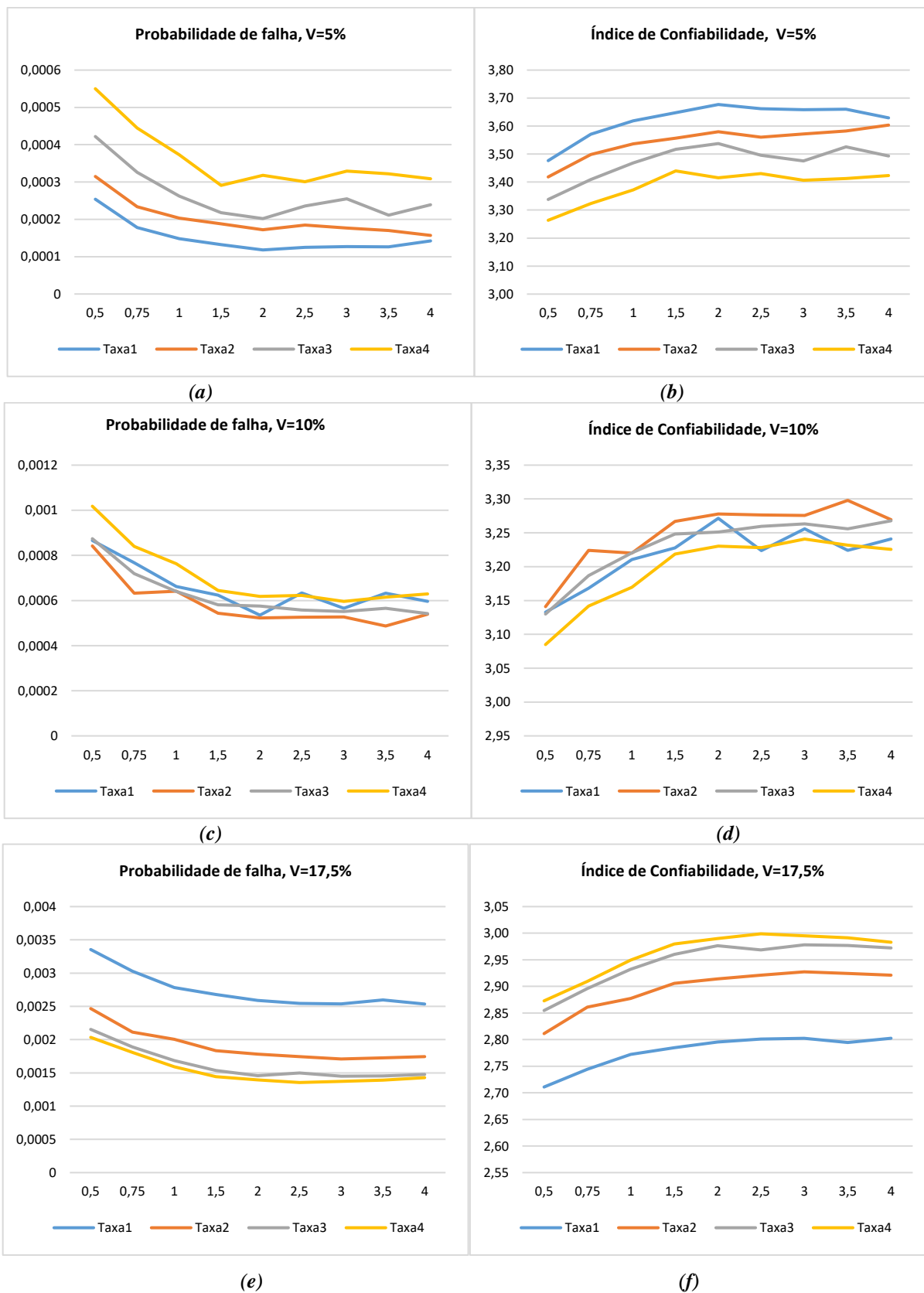


Figura 7.2 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura: Pilar P3, Taxa 1, Combinação $V_I Q_I$
 (a), (c), (e) – Probabilidade de falha
 (b), (d), (f) – Índice de confiabilidade

7.1.2 Pilar P8

A configuração do pilar P8 é definida pela seção transversal S2 e a resistência à compressão média do concreto (f_{cm}) igual a 70 MPa. Na apresentação destes resultados objetiva-se confirmar as observações feitas anteriormente com relação à influência do aço e aquela do concreto no comportamento da confiabilidade do pilar. Os resultados são mostrados seguindo o formato utilizado para o pilar P3. Isto é, em tabelas são apresentadas as probabilidades de falha (Tabela 7.3) e os correspondentes índices de confiabilidade (Tabela 7.4) para a Taxa 1 sendo a influência das outras taxas de armadura ilustrada através dos gráficos da Figura 7.4.

Tabela 7.3 – Probabilidades de falha: Pilar P8, Taxa 1, $V_I Q_I$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	0,000062	0,000096	0,000151	0,000227	0,000319	0,000486
0,75	0,000036	0,000066	0,000111	0,000169	0,000265	0,000406
1	0,000024	0,000067	0,0001	0,000141	0,000245	0,000378
1,5	0,000033	0,000057	0,00009	0,000115	0,00023	0,000331
2	0,000022	0,000048	0,000085	0,000114	0,000219	0,000333
2,5	0,000019	0,00006	0,000075	0,000117	0,000227	0,000323
3	0,000034	0,000062	0,000082	0,000119	0,000231	0,000306
3,5	0,000023	0,00005	0,00009	0,000103	0,000211	0,00032
4	0,000026	0,000039	0,00008	0,000111	0,000201	0,000322

Tabela 7.4– Índices de confiabilidade: Pilar P8, Taxa 1, $V_I Q_I$

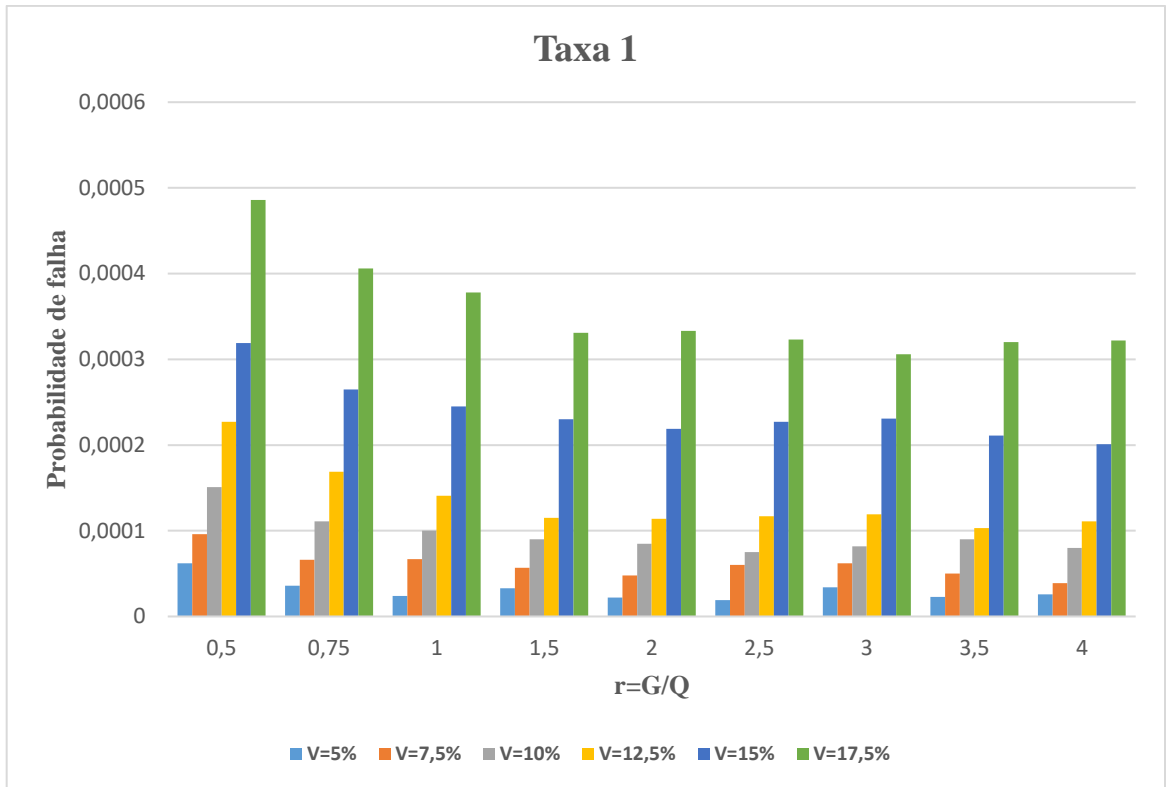
r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	3,84	3,73	3,61	3,51	3,41	3,30
0,75	3,97	3,82	3,69	3,58	3,47	3,35
1	4,07	3,82	3,72	3,63	3,49	3,37
1,5	3,99	3,86	3,75	3,68	3,50	3,40
2	4,09	3,90	3,76	3,69	3,52	3,40
2,5	4,12	3,85	3,79	3,68	3,51	3,41
3	3,98	3,84	3,77	3,67	3,50	3,43
3,5	4,08	3,89	3,75	3,71	3,53	3,41
4	4,05	3,95	3,78	3,69	3,54	3,41

Como auxílio da Tabela 7.3, da Tabela 7.4 e da Figura 7.3, observa-se a confirmação da diminuição dos níveis de confiabilidade com o aumento do coeficiente de variação como foi

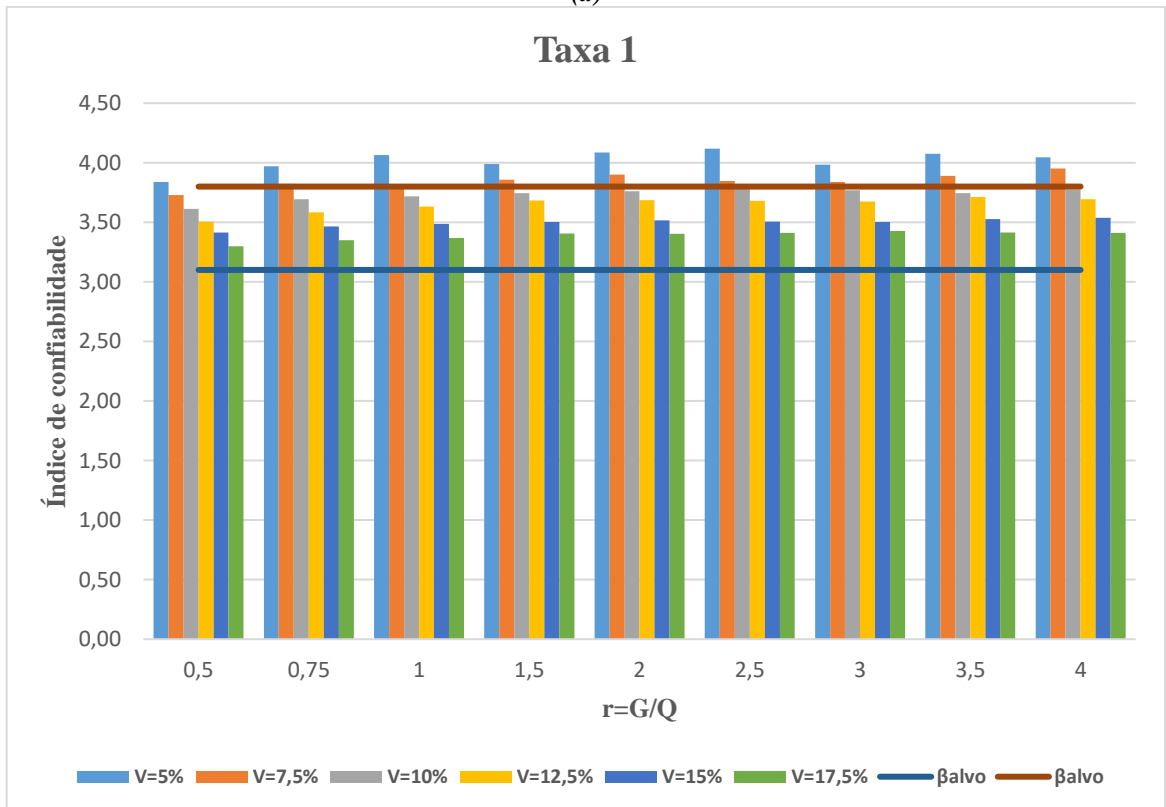
visto para o pilar P3. A variação dos resultados apresenta o mesmo comportamento linear comentado acima. Vê-se, por exemplo que, através da Tabela 7.3, para o caso da razão r igual a 0,5; os resultados foram obtidos seguindo uma série linear com razão aproximadamente igual a 0,11. Isto confirma a linearidade dos resultados em compatibilidade com a linearidade adotada na definição dos cenários.

Ao exemplo do que foi observado para o pilar P3, há aumento dos índices de confiabilidade com a razão r . Quanto maior a carga permanente maior é o índice de confiabilidade resultante, conseqüentemente menor é a probabilidade de falha correspondente. Como foi comentado anteriormente, isso se deve a menor variabilidade da carga permanente, que domina a combinação de carregamento para maiores razões r , logo influencia na menor dispersão em torno do valor médio para a solicitação resultante.

Em geral, o pilar P8 mostrou altos níveis de confiabilidade em comparação ao pilar P3. Vê-se pela Figura 7.3 que, para todos os cenários e todas as razões r , os índices de confiabilidade alvos propostos para o *fib* MC 10 (CEB-FIP, 2011) foram superados; o que foi observado apenas para os três primeiros cenários do pilar P3. Dado que todas as outras variáveis foram mantidas constantes (taxas de armadura, variabilidade da resistência à compressão do concreto definida através dos cenários, variabilidade da resistência ao escoamento do aço, etc.), o único fator responsável pelas diferenças observadas é a intensidade da resistência à compressão do concreto. Portanto, quanto maior a resistência do concreto mais altos são os níveis de confiabilidade do pilar a ela associado. Poderíamos ser tentados em afirmar que a classe de concreto mais alta usufrui de um melhor controle de qualidade, por isso, têm a menor variabilidade de resistência justificando os maiores índices de confiabilidade. Todavia, esta afirmação não justifica as diferenças observadas pois foram considerados os mesmos cenários de variabilidade para todas as classes de concreto. Em geral conforme demonstra os gráficos da Figura 7.11, quanto maior a resistência à compressão, maiores se mostraram os níveis de confiabilidade relativos à mesma.



(a)



(b)

Figura 7.3 – Níveis de confiabilidade: Pilar P8, Combinação $V_I Q_I$
 (a) – Probabilidade de falha
 (b) – Índices de confiabilidade

7.1.2.1 *Influência da taxa de armadura do aço*

A influência da taxa de armadura do aço pode ser observada através dos gráficos da Figura 7.4. Em concordância com o que foi constatado para o pilar P3, percebe-se que as taxas de armaduras influenciam os níveis de confiabilidade em função de sua predominância ou não na realização da resistência do pilar. Esta predominância está definida em comparação com a resistência e a variabilidade da resistência à compressão do concreto. Da mesma forma, para o pilar P8 a Figura 7.4.(a) revela que, para o cenário de $V=5\%$, a probabilidade de falha permaneceu diretamente proporcional à taxa de armadura. Quanto maior a taxa de armadura maior é a probabilidade de falha. Isto se deve à variabilidade da resistência ao escoamento do aço que, neste cenário, é menor do que aquela do concreto, além do mais, a resistência do concreto agrega a maior contribuição na resistência do pilar.

Como o Pilar P8 é de uma classe do concreto superior (70 MPa), a variabilidade da resistência do pilar torna-se mais sensível àquela da resistência à compressão do concreto reduzindo-se com isso, a influência da variabilidade da resistência ao escoamento do aço. Isto faz com que mesmo para o cenário de maior variabilidade (Figura 7.4.(e)) para a resistência à compressão do concreto ($V=17,5\%$), a taxa de armadura não influenciou de maneira significativa os níveis de confiabilidade ao exemplo do que foi observado para o pilar P3 (Figura 7.3.(e)).

A situação observada para o pilar P3 no cenário correspondente a $V=10\%$ — onde houve aproximação da influência do aço com aquela do concreto dando curvas menos afastadas para as Taxa 1 e Taxa 4 devido a níveis de confiabilidade próximos — é semelhante àquela observada para o pilar P8 no cenário de $V=17,5\%$.

Todavia, para a configuração do pilar P8, em geral, a maior taxa de armadura foi prejudicial à confiabilidade do pilar, pois, o concreto se tornou o principal elemento determinante da resistência do pilar em decorrência da maior intensidade de sua resistência fazendo com que a confiabilidade do pilar seja mais sensível à sua variabilidade quando comparado àquela do aço. Uma comparação entre os gráficos da Figura 7.2 e os da Figura 7.4 permite entender esta afirmação.

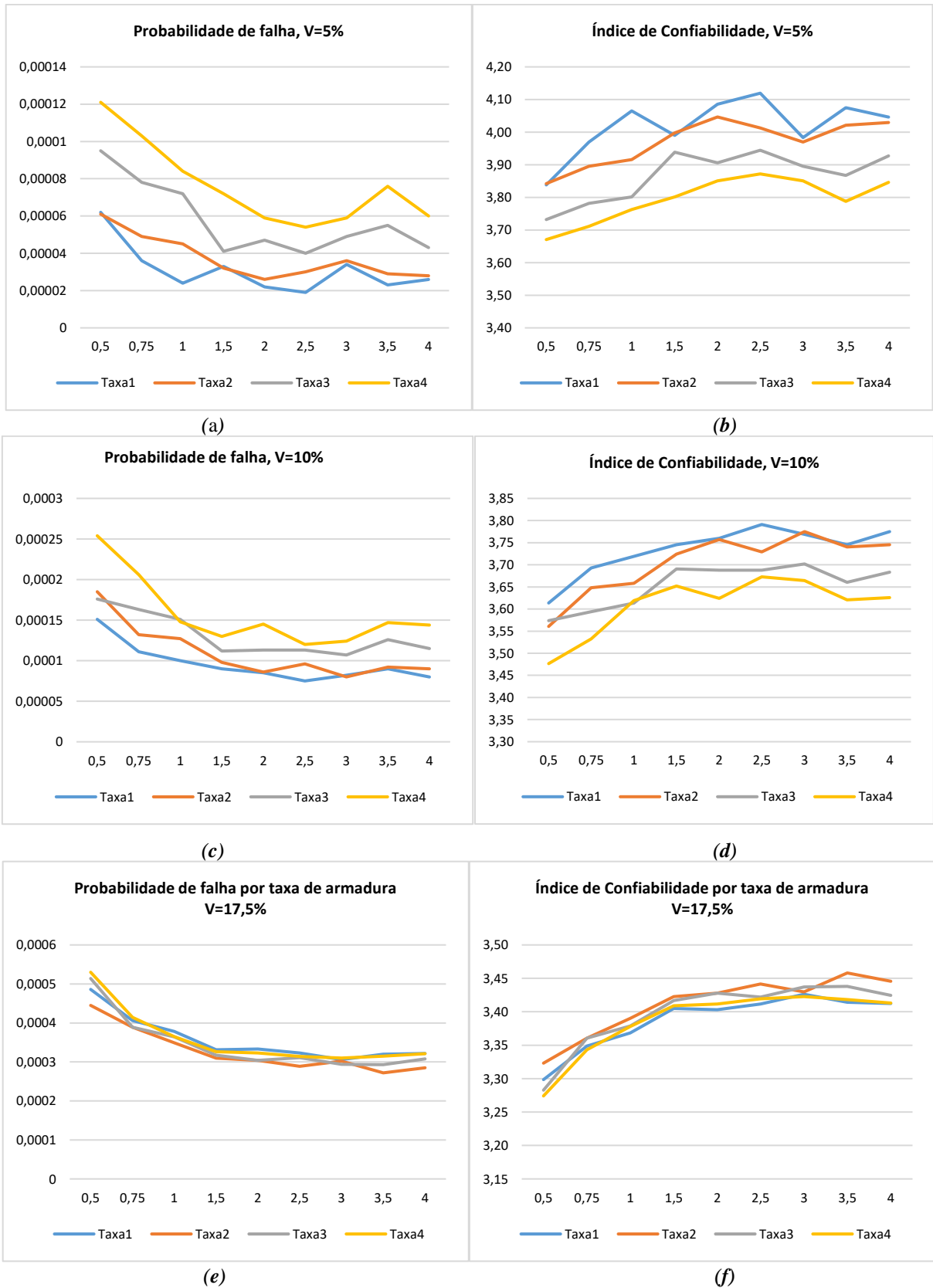


Figura 7.4 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura: Pilar P8, Combinação $V_I Q_I$
 (a), (c), (e) – Probabilidade de falha
 (b), (d), (f) – Índice de confiabilidade

7.1.3 Influência da classe do concreto

Os gráficos da Figura 7.5 mostram a variação dos níveis de confiabilidade de quatro diferentes classes do concreto. Lembra-se que neste capítulo a classe do concreto foi definida em função da resistência média (f_{cm}). Os gráficos comparam os níveis de confiabilidade obtidos para uma mesma seção (S1), mantendo constante todas as outras variáveis para verificações feitas mudando a resistência à compressão do concreto. As classes de maiores resistências ofereceram maiores índices de confiabilidade em comparação àquelas de menores resistências. Nota-se uma aproximação entre a classe de 50 MPa com aquela de 70 MPa. Como o nível de confiabilidade se mostrou sensível à intensidade da resistência à compressão do concreto, a aproximação entre as duas classes se deve ao parâmetro (α_c) associado à largura do bloco de tensão na definição da resistência do concreto (confere Eq. (5.8)). Para a classe correspondente a 50 MPa, α_c é igual a 0,85 ao passo que para a classe de 70 MPa, a Eq. (5.8) resulta no valor de α_c igual a 0,765. Um valor menor α_c reduz a intensidade da resistência à compressão, logo a sua influência no nível de confiabilidade fazendo com que as duas curvas (cinza e amarela) da Figura 7.4 sejam mais próximas quando comparadas às outras curvas.

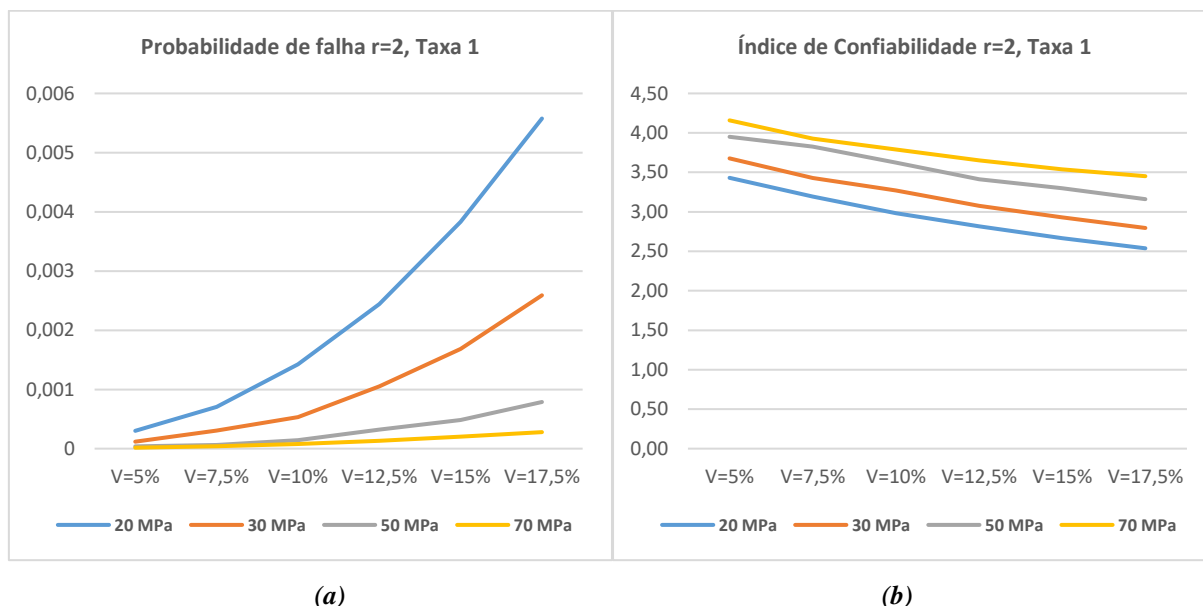


Figura 7.5 – Variação dos níveis de confiabilidade com a classe do concreto: Seção S1, Combinação $V_I Q_I$
(a) – Probabilidade de falha para r igual a 2
(b) – Índice de confiabilidade para r igual a 2

7.1.4 Influência da seção transversal

A seção transversal S1 é uma seção retangular de dimensão $50 \times 25 \text{ cm}$ ao passo que a seção S2 é uma quadrada de dimensão $30 \times 30 \text{ cm}$. O interesse em avaliar a influência da seção transversal se justifica pelo fato que a dimensão da seção está diretamente associada ao nível de resistência do pilar. Quanto maior a seção de um pilar, maior é a resistência do mesmo. Foi visto que a intensidade da resistência à compressão do concreto aumenta o nível de confiabilidade. Isto pode sugerir que para pilares de maior resistência em decorrência das propriedades geométricas teríamos os maiores índices de confiabilidade. Isto não se verifica pois, como pode ser observado através da Figura 7.6.(a), a seção S1 de maior dimensão apresenta praticamente os mesmos níveis de confiabilidade com a seção S2 que têm a menor área transversal sendo ultrapassada por esta para certos valores de coeficiente de variação.

Todavia observa-se que, para menores coeficientes de variação, até $V=10\%$, a seção de menor área tende a oferecer o melhor desempenho em relação àquela de maior área; a situação oposta ocorre para maiores coeficientes de variação, a partir de em torno de $12,5\%$. A justificativa disso, mais uma vez, está relacionada à influência da variabilidade da resistência à compressão do concreto na sua interação com aquela da resistência ao escoamento do aço. Como a taxa de armaduras longitudinais é a mesma para as duas seções, para a seção de maior área, a influência do concreto cresce mais rapidamente do que aquela do aço para maiores coeficientes de variação, ao passo que o contrário acontece para menores coeficientes de variação onde a influência do aço cresce mais rapidamente do que aquela do concreto.

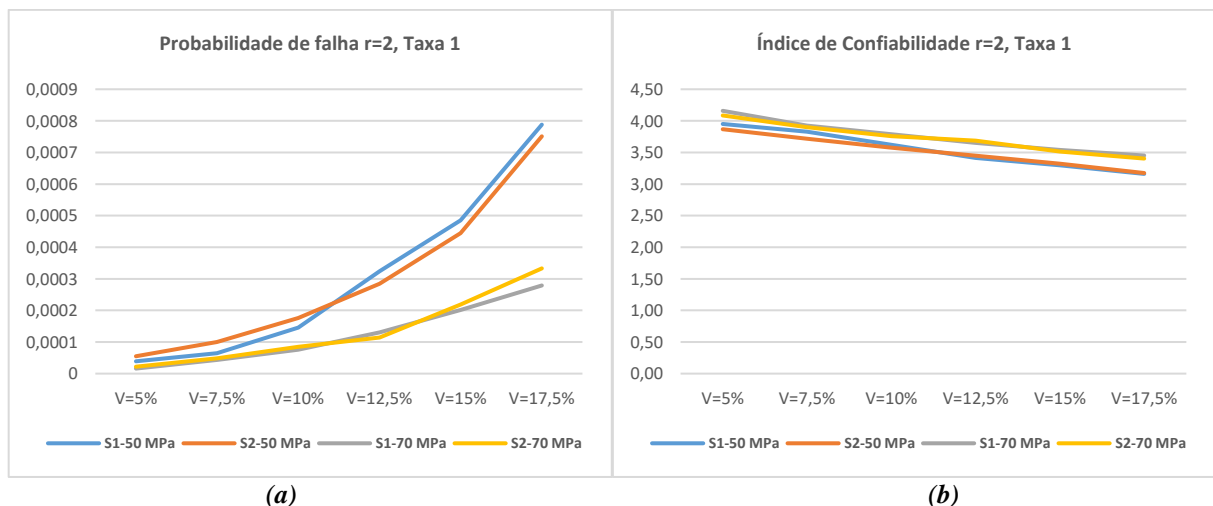


Figura 7.6 – Variação dos níveis de confiabilidade em função da seção transversal: $r=2$, Combinação $V_I Q_I$

7.2 COMBINAÇÃO DE ANÁLISE V_1Q_2 (NBR 6118)

A combinação de análise V_1Q_2 considera V_{mestre} igual a 5% e z igual a 1,28 (confere a Tabela 4.2 para o coeficiente z). As duas grandezas são utilizadas na Eq. (4.6) para determinar a resistência característica à compressão do concreto destinada a especificação da solicitação de cálculo considerando um quantil de 10%. O quantil de 10% é o limite proposto pelo ACI 214.R (ACI, 2011) como porcentagem máxima de resultados insatisfatórios ou menores do que o f_{ck} em ensaios de caracterização do concreto. Este valor é próximo do valor de 13% utilizado para Bartlett e MacGregor (1995) para especificar a resistência característica equivalente para estruturas existentes conforme adotado pelo ACI 562 (ACI, 2013) através da Eq. (4.10) .

Nesta seção serão apresentados a título ilustrativo, por meio de tabelas e gráficos, apenas os níveis de confiabilidade obtidos para os dois pilares de referência, P3 e P8 deixando os comentários para a seção 7.3. Esta seção compara os resultados obtidos para as combinações V_1Q_1 e V_1Q_2 . A comparação entre as duas combinações objetiva elucidar a influência do critério de projeto definido em torno do quantil de resistência à compressão do concreto.

Todavia, a observância do comportamento comentado anteriormente em torno da influência da taxa de armadura, da resistência à compressão do concreto e outros parâmetros, será sinalizada indicando o que já foi constatado com a combinação V_1Q_1 .

7.2.1 Pilar P3

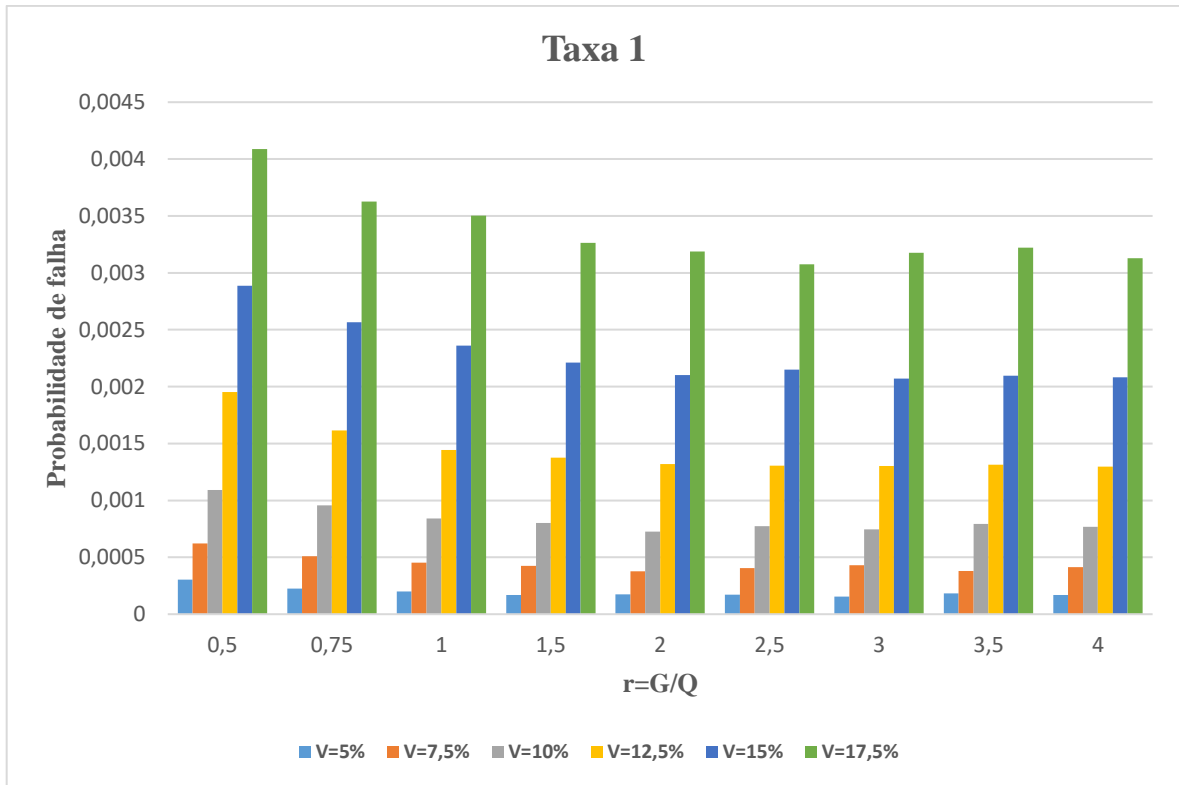
A seguir serão apresentados os resultados da configuração do pilar P3. Alerta-se sobre a semelhança entre os gráficos da Figura 7.8 com aqueles da Figura 7.2 confirmando as justificativas feitas nas seções anteriores deste capítulo para comportamentos avaliando os mesmos parâmetros.

Tabela 7.5 – Probabilidades de falha: Pilar P3, Taxa 1, Combinação $V_1 Q_2$

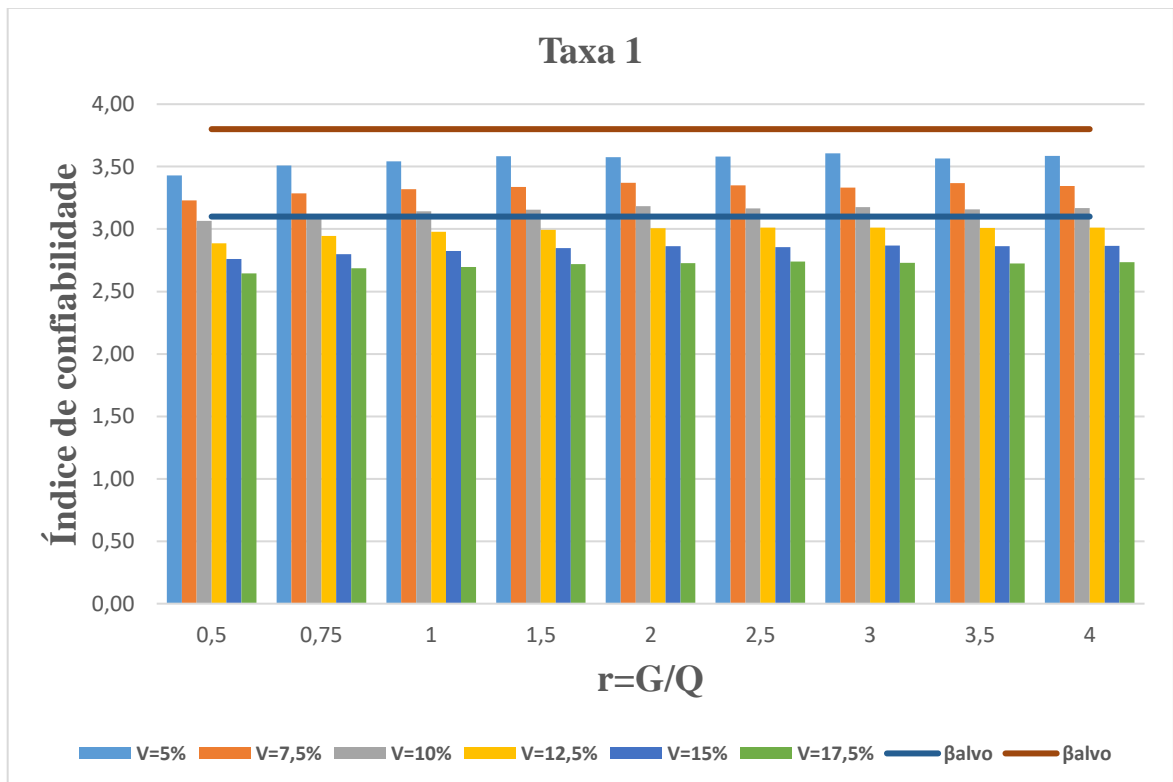
r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	0,000303	0,000623	0,001091	0,001953	0,002888	0,004088
0,75	0,000224	0,00051	0,000956	0,001615	0,002565	0,003626
1	0,000199	0,000453	0,000842	0,001444	0,00236	0,003502
1,5	0,000169	0,000425	0,000801	0,001376	0,002211	0,003263
2	0,000175	0,000377	0,000725	0,001319	0,002101	0,003188
2,5	0,000171	0,000404	0,000773	0,001305	0,00215	0,003076
3	0,000156	0,00043	0,000746	0,001302	0,00207	0,003177
3,5	0,000182	0,00038	0,000794	0,001315	0,002096	0,003221
4	0,000168	0,000413	0,000768	0,001296	0,002081	0,003129

Tabela 7.6 – Índices de confiabilidade: Pilar P3, Taxa 1, Combinação $V_1 Q_2$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	3,43	3,23	3,06	2,89	2,76	2,64
0,75	3,51	3,28	3,10	2,94	2,80	2,69
1	3,54	3,32	3,14	2,98	2,83	2,70
1,5	3,58	3,34	3,16	2,99	2,85	2,72
2	3,58	3,37	3,18	3,01	2,86	2,73
2,5	3,58	3,35	3,17	3,01	2,86	2,74
3	3,61	3,33	3,18	3,01	2,87	2,73
3,5	3,56	3,37	3,16	3,01	2,86	2,72
4	3,59	3,34	3,17	3,01	2,87	2,73



(a)



(b)

Figura 7.7 – Níveis de confiabilidade: Pilar P3, Combinação $V_1 Q_2$
 (a) – Probabilidade de falha
 (b) – Índices de confiabilidade

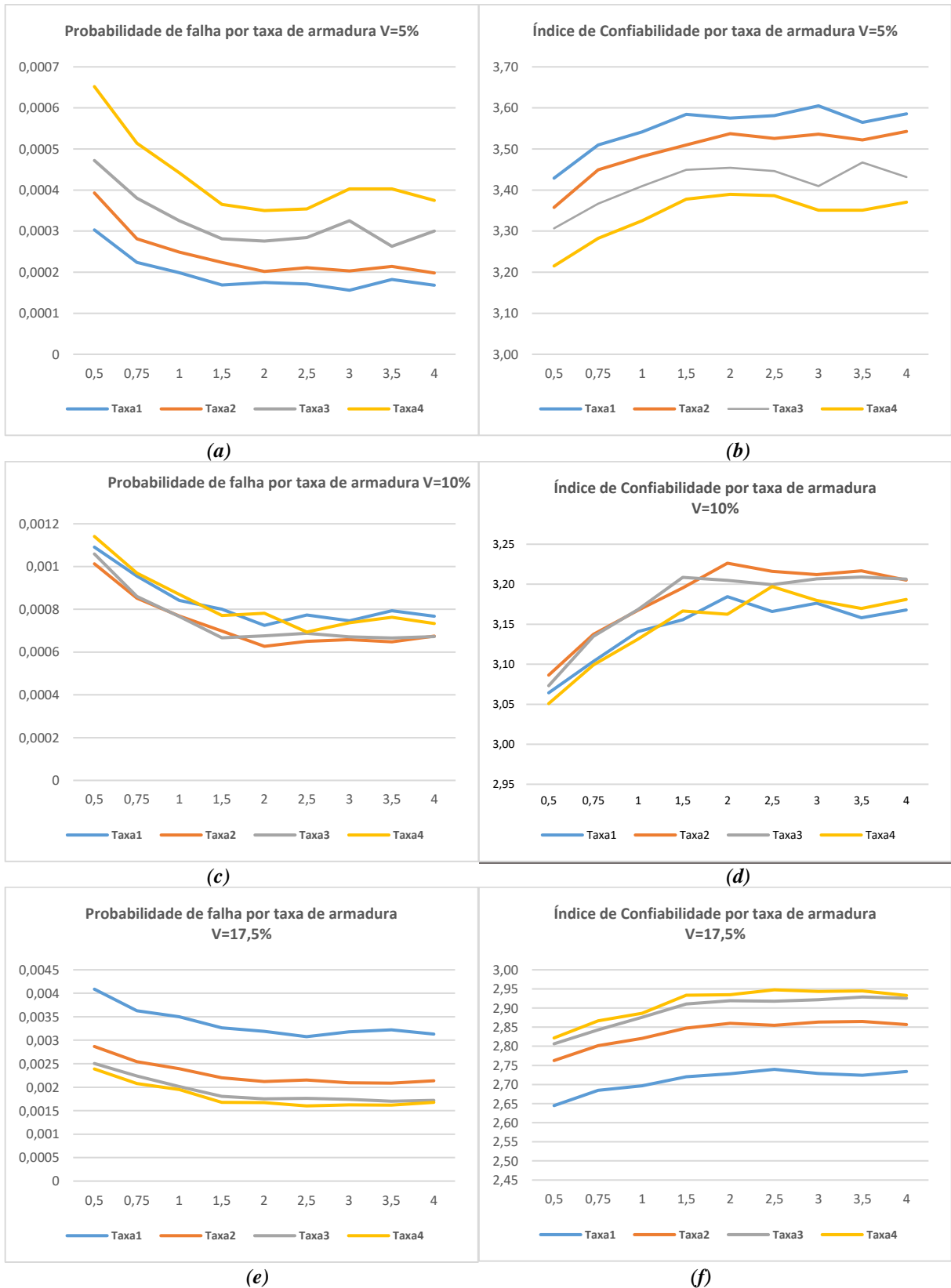


Figura 7.8 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura:Pilar P3, Combinação $V_1 Q_2$
(a), (c), (e) – Probabilidade de falha
(b), (d), (f) – Índice de confiabilidade

7.2.2 Pilar P8

A seguir são apresentados os resultados obtidos para o pilar P8 a partir da combinação de análise $V_1 Q_2$. A Figura 7.9 revela, ao exemplo do que foi observado para a combinação $V_1 Q_1$, que o pilar P8 ofereceu maiores níveis de confiabilidade tendo superado aos valores de índices de confiabilidade alvos definidos pelo *fib* MC 10 (CEB-FIP, 2011).

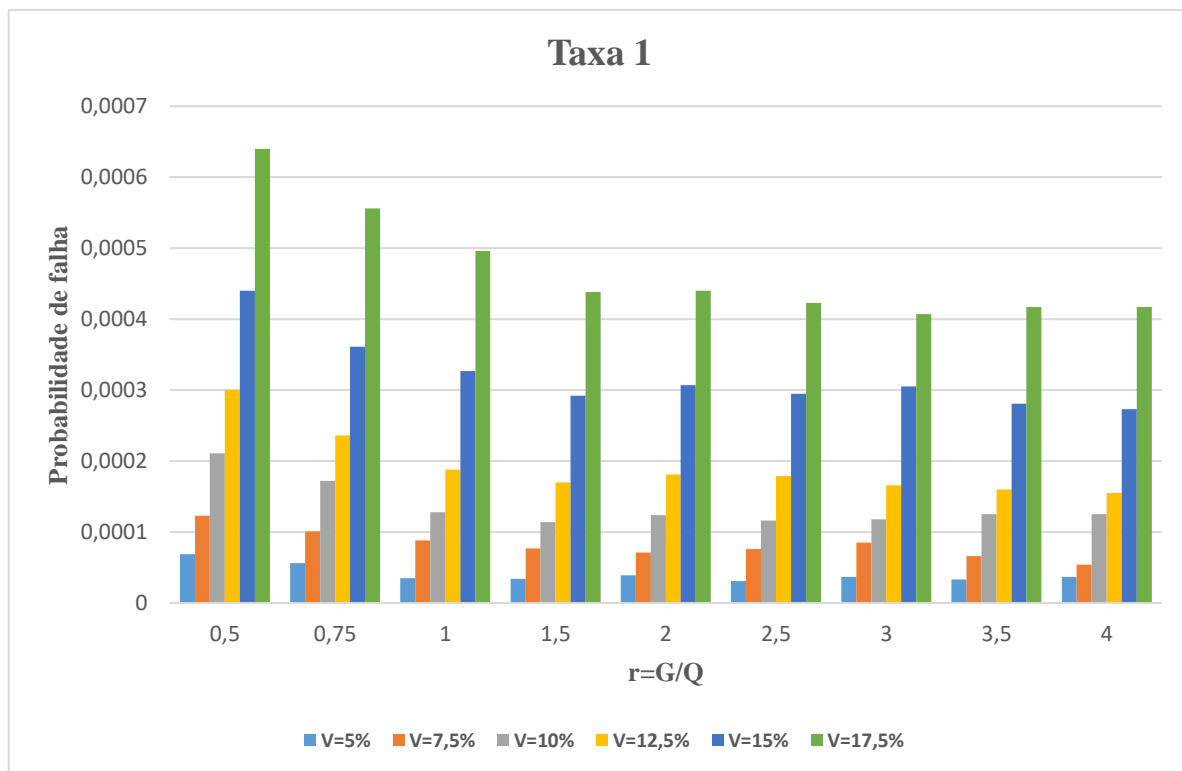
A Figura 7.10 mostra que, devido à maior intensidade da resistência à compressão do concreto, a variabilidade da resistência do pilar que justifica os níveis de confiabilidade ficou fortemente influenciada pela variabilidade da resistência à compressão do concreto. As explicações a respeito desta situação são dadas no item 7.2.2.

Tabela 7.7 – Probabilidade de falha: Pilar P8, Taxa 1, Combinação $V_1 Q_2$

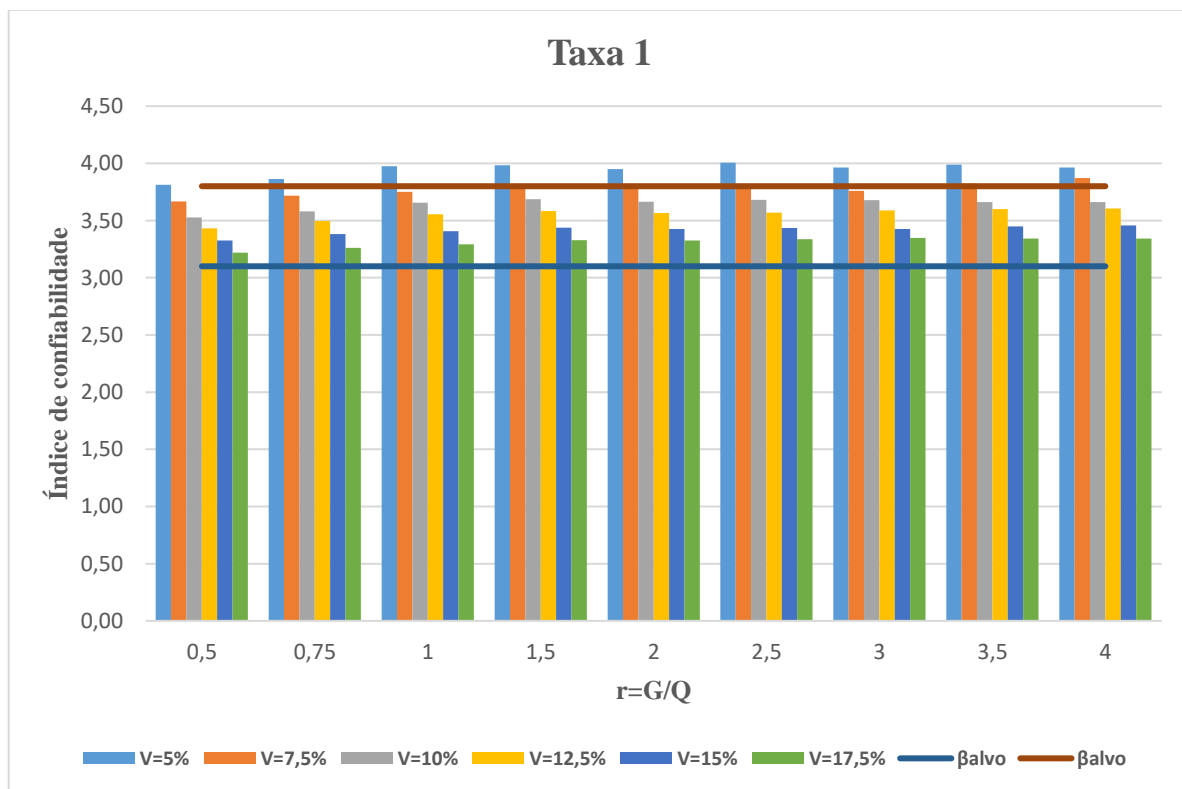
r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	0,000069	0,000123	0,000211	0,0003	0,00044	0,00064
0,75	0,000056	0,000101	0,000172	0,000236	0,000361	0,000556
1	0,000035	0,000088	0,000128	0,000188	0,000327	0,000496
1,5	0,000034	0,000077	0,000114	0,00017	0,000292	0,000438
2	0,000039	0,000071	0,000124	0,000181	0,000307	0,00044
2,5	0,000031	0,000076	0,000116	0,000179	0,000295	0,000423
3	0,000037	0,000085	0,000118	0,000166	0,000305	0,000407
3,5	0,000033	0,000066	0,000125	0,00016	0,000281	0,000417
4	0,000037	0,000054	0,000125	0,000155	0,000273	0,000417

Tabela 7.8 – Índice de confiabilidade: Pilar P8, Taxa 1, Combinação $V_1 Q_2$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	3,81	3,67	3,53	3,43	3,33	3,22
0,75	3,86	3,72	3,58	3,50	3,38	3,26
1	3,98	3,75	3,66	3,56	3,41	3,29
1,5	3,98	3,78	3,69	3,58	3,44	3,33
2	3,95	3,80	3,66	3,57	3,43	3,33
2,5	4,01	3,79	3,68	3,57	3,44	3,34
3	3,96	3,76	3,68	3,59	3,43	3,35
3,5	3,99	3,82	3,66	3,60	3,45	3,34
4	3,96	3,87	3,66	3,61	3,46	3,34



(a)



(b)

Figura 7.9 – Níveis de confiabilidade: Pilar P3, Combinação $V_1 Q_2$
 (a) – Probabilidade de falha
 (b) – Índice de confiabilidade

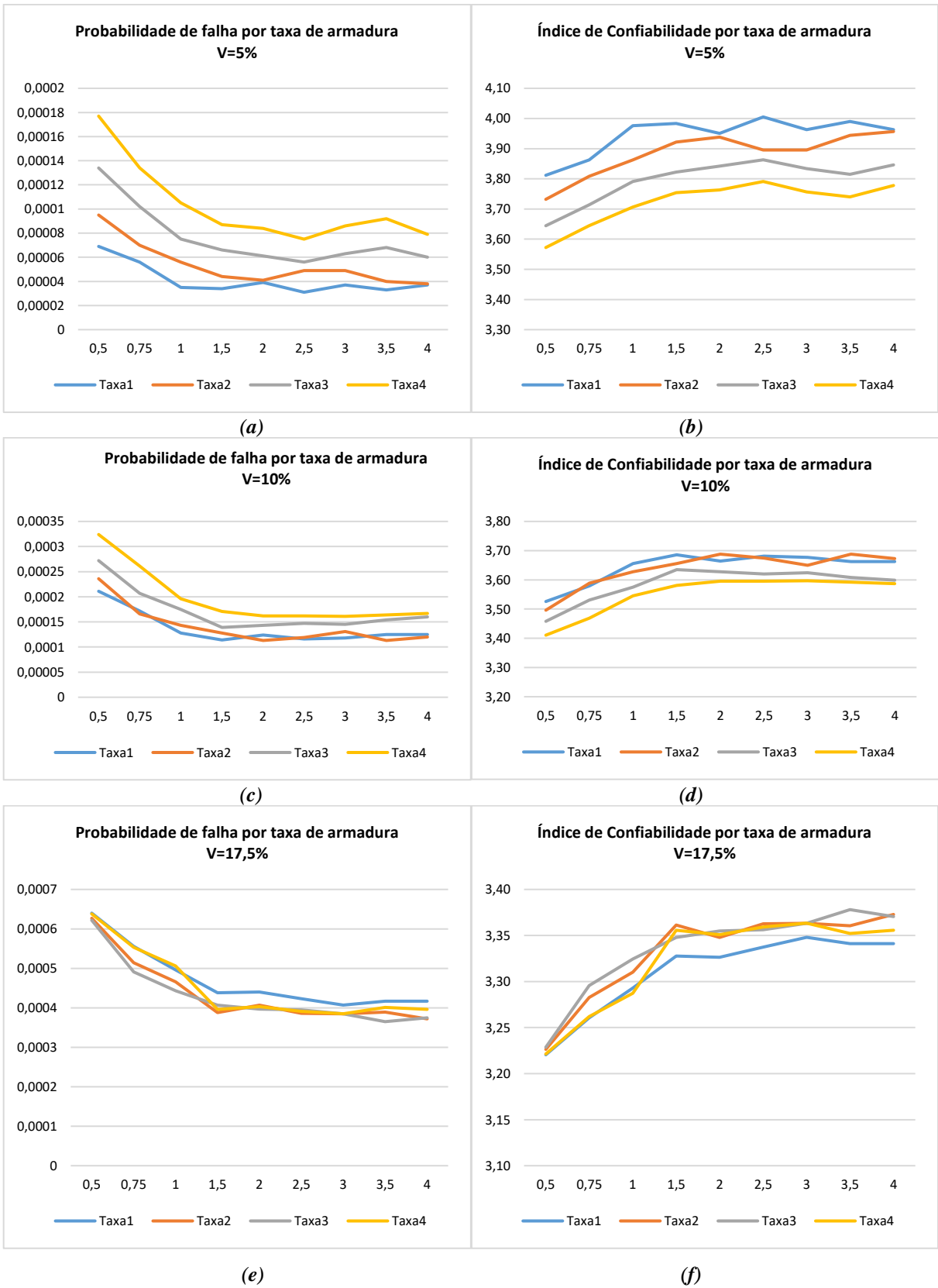


Figura 7.10 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura: Pilar P8, Combinação V_1Q_2
 (a), (c), (e) – Probabilidade de falha
 (b), (d), (f) – Índice de confiabilidade

7.2.3 Influência da classe do concreto

A Figura 7.11 mostra a influência da classe do concreto na variação dos níveis de confiabilidade para os diferentes cenários considerados em torno da variabilidade da resistência à compressão do concreto. Vê-se que o comportamento é o semelhante àquele observado para a combinação $V_I Q_I$ independentemente da razão r . Na Figura 7.11 a influência do concreto é exposta para meio de dois valores da razão r que ambos evidenciam exatamente o mesmo comportamento.

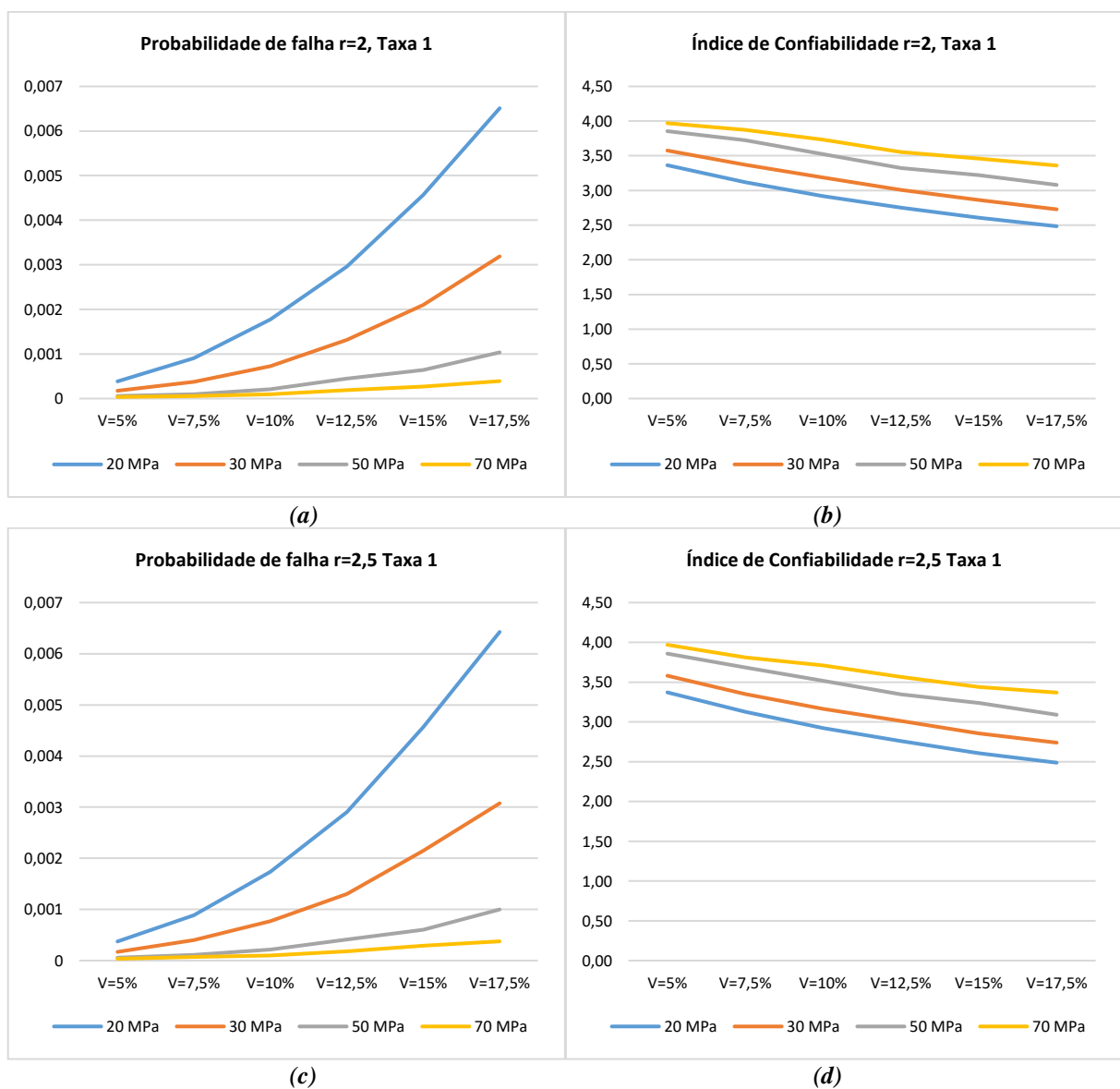


Figura 7.11 – Variação dos níveis de confiabilidade com a classe do concreto: Seção S1, Combinação $V_I Q_2$
 (a), (c), – Probabilidade de falha
 (b), (d) – Índice de confiabilidade

7.2.4 Influência da seção transversal

Foi observado um comportamento semelhante aquele comentado no item 7.1.4. As justificativas dadas no referido item continuam válidas para o que está exposto na Figura 7.12 abaixo.

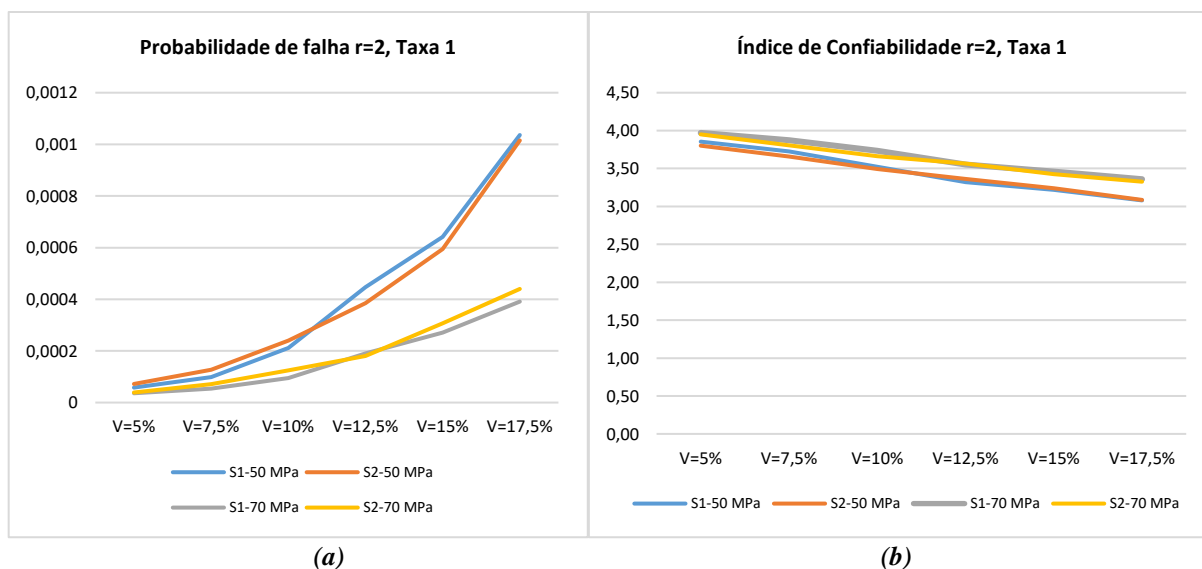


Figura 7.12 – Variação dos níveis de confiabilidade em função da seção transversal: Combinação V_1Q_2

7.3 COMPARAÇÃO ENTRE COMBINAÇÕES V_1Q_1 e V_1Q_2

7.3.1 Avaliação da Influência do quantil

Considerando os resultados obtidos para a configuração do pilar P6 apresentados abaixo, apresenta-se a diferença observada nos níveis de confiabilidade devido à influência do quantil utilizado na definição da resistência característica à compressão do concreto. Como foi descrito nas seções anteriores, a combinação V_1Q_1 é definida pelo coeficiente de variação *mestre* de 5% e coeficiente z igual a 1,65 — este é associado ao quantil de 5%. Já a combinação V_1Q_2 está relacionada ao coeficiente z igual a 1,28; sendo este associado ao quantil de 10%. Os resultados apresentados correspondem aos valores de índices de confiabilidade obtidos para a taxa de armadura Taxa 2 da configuração do pilar P6.

Os resultados mostrados na Tabela 7.9 e na Tabela 7.10 e ilustrados através dos gráficos da Figura 7.13 evidenciam que o critério de projeto voltado em torno do quantil de 5% apresentou maiores índices de confiabilidade. A diferença entre os valores de índices de confiabilidade obtidos para as duas combinações é praticamente a mesma para todos os valores da razão r e para todos os cenários. Portanto, o maior quantil resultou em maiores probabilidades de falha.

Tabela 7.9– Índices de confiabilidade: Pilar P6, Taxa 2, Combinação $V_1 Q_1$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	3,63	3,53	3,40	3,31	3,19	3,10
0,75	3,73	3,61	3,48	3,37	3,26	3,15
1	3,79	3,71	3,52	3,40	3,30	3,18
1,5	3,85	3,69	3,56	3,42	3,31	3,21
2	3,84	3,70	3,55	3,44	3,33	3,22
2,5	3,83	3,70	3,54	3,47	3,34	3,21
3	3,90	3,73	3,57	3,44	3,36	3,22
3,5	3,83	3,70	3,56	3,44	3,34	3,22
4	3,82	3,72	3,55	3,42	3,32	3,21

Tabela 7.10 – Índices de confiabilidade: Pilar P6, Taxa 2, Combinação $V_1 Q_2$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	3,57	3,48	3,33	3,24	3,12	3,03
0,75	3,68	3,55	3,40	3,28	3,19	3,08
1	3,72	3,58	3,42	3,32	3,24	3,11
1,5	3,78	3,62	3,47	3,36	3,23	3,14
2	3,76	3,64	3,47	3,36	3,26	3,14
2,5	3,79	3,63	3,47	3,38	3,26	3,15
3	3,82	3,65	3,48	3,37	3,28	3,16
3,5	3,78	3,62	3,48	3,36	3,26	3,14
4	3,75	3,64	3,48	3,35	3,25	3,14

Os maiores índices de confiabilidade observados pelo menor quantil se justificam pelo fato que, quanto menor é o quantil maior é o fator z a ele associado. Este fator está diretamente ligado à intensidade da solicitação de cálculo (S_d) dado que esta foi especificada igualando-se R_d a S_d

conforme ilustrado na Figura 6.2. Está evidente através da Eq. (4.6) que, quanto menor for o valor de z maior será o f_{ck} a ele associado, conseqüentemente, maior será a intensidade de R_d , logo aquela de S_d também. Foi explicado no item 2.3.2 e ilustrado pela Figura 2.4 que a posição relativa entre as médias da resistência (R) e da solicitação (S) está atrelada ao nível de confiabilidade. Este resulta da interação entre as duas curvas (S e R). Quanto mais próximas forem estas médias, maior se tornará a probabilidade de falha, logo, menor se tornará o índice de confiabilidade associado à mesma. Portanto, mantendo fixa a posição da média da resistência, a determinação da solicitação com o menor z , ou seja, com maior quantil aumenta a intensidade de S_d fazendo com que média da solicitação seja maior aproximando-se daquela da resistência. Com as médias mais próximas aumenta-se a área de interação entre as curvas e qualitativamente a probabilidade de falha. Por isso, o menor quantil (5%) que possibilitou a menor interação entre as curvas, resultou em maiores índices de confiabilidade em relação aquele de 10%. A Figura 7.13 ilustra as diferenças observadas entre as duas combinações de análises V_1Q_1 e V_1Q_2 .

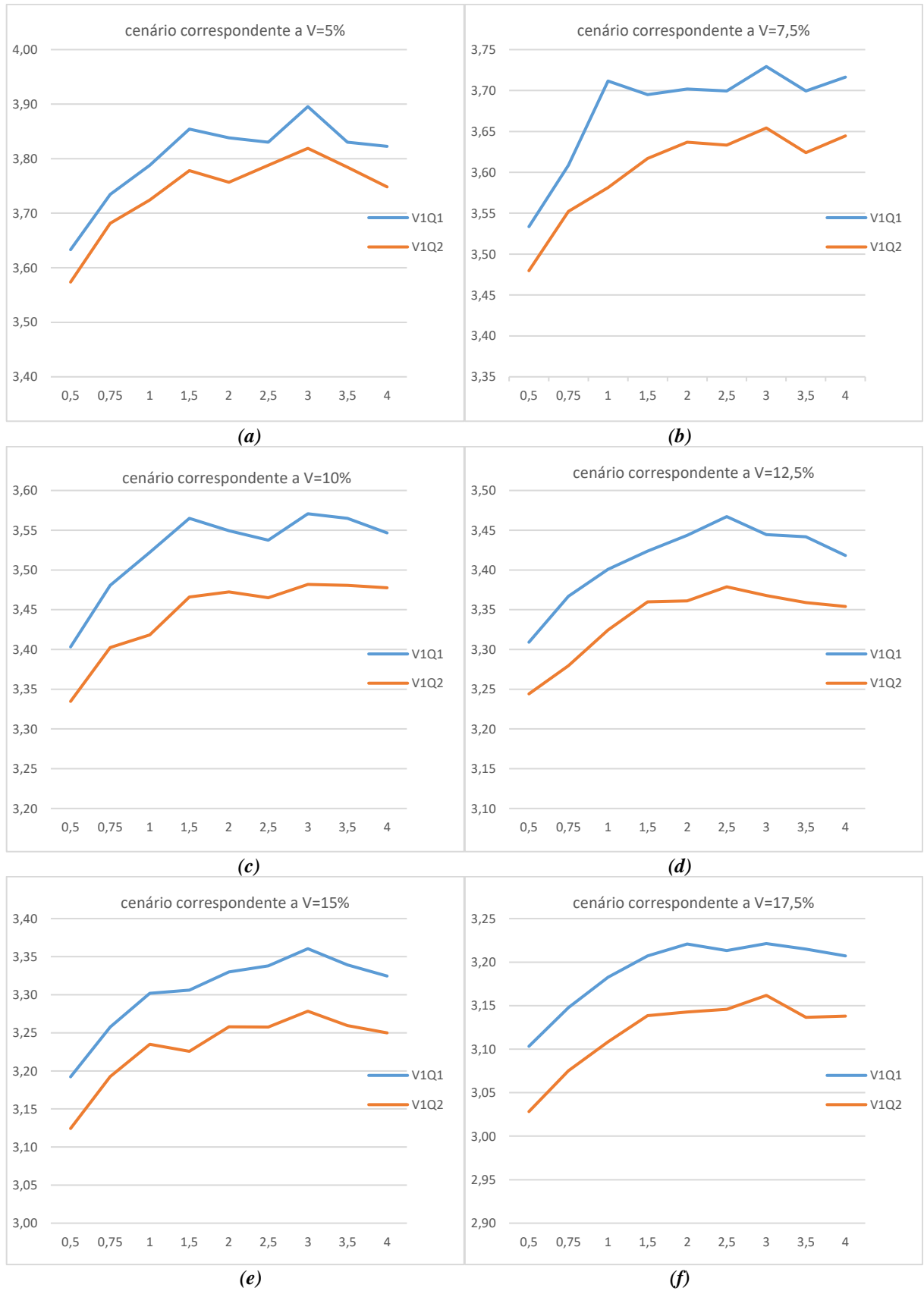


Figura 7.13 – Índices de confiabilidade resultantes de todos os cenários; Influência do quantil nos níveis de confiabilidade: Pilar P6, Taxa 2.

7.4 COMPARAÇÃO ENTRE COMBINAÇÕES V_1Q_1 e V_2Q_1

7.4.1 Influência do coeficiente de variação *mestre* na especificação da solicitação

Na definição da solicitação de cálculo de forma determinística, a resistência de cálculo foi igualada à solicitação de cálculo. Diante dos seis cenários estudados para avaliar a variabilidade da resistência à compressão nos níveis de confiabilidade, dois dentre eles foram considerados na definição da solicitação de cálculo. Foram considerados os coeficientes de variação de 5% e 10% que, neste trabalho, foram denominados coeficientes de variação *mestres*. Nesta seção, apresentaremos a influência nos níveis de confiabilidade relativa ao procedimento de definição da solicitação baseado nestes coeficientes de variação. A comparação feita, em termos de índices de confiabilidade, se baseia nos resultados obtidos para configuração do pilar P5 considerando a taxa de armadura Taxa 3.

Os resultados expostos na Tabela 7.11 e na Tabela 7.12 evidenciam maiores níveis de confiabilidade para a combinação associada ao maior (em porcentagem) coeficiente de variação *mestre*, ou seja, para V igual a 10%. Os gráficos da Figura 7.14 mostram a variação dos índices de confiabilidade baseando-se nos resultados das referidas tabelas.

Seguindo a lógica que foi apresentada acima para explicar a influência do quantil nos níveis de confiabilidade, pode-se afirmar que os maiores níveis de confiabilidade ofertados pelo maior V_{mestre} estão associados à posição relativa entre a média da resistência do pilar e aquela da solicitação.

A solicitação de cálculo foi determinada igualando-se a resistência de cálculo com a solicitação. Pela equação adaptada $f_{ck} = f_{cm} (1 - z V_{mestre})$ obtida da Eq. (4.6), para o mesmo quantil, ou seja, para o mesmo valor de z , quanto maior em porcentagem for o coeficiente de variação, menor será o f_{ck} . No entanto, o f_{ck} foi utilizado na Eq. (5.15) para determinar a resistência do pilar que, em seguida é igualada à solicitação de cálculo. Portanto, para o maior V_{mestre} em porcentagem resulta um menor f_{ck} , em seguida menor resistência e finalmente menor solicitação.

A menor solicitação acarreta um menor valor de solicitação média em torno do qual são gerados os números aleatórios, conseqüentemente as curvas de distribuição de probabilidade. Tendo mantido todos os parâmetros de resistência constantes, a menor solicitação média se afasta da resistência média resultando-se em menor área de interação entre as curvas, logo maior confiabilidade. Por isso, para o maior V_{mestre} que acarreta menor área de interação entre as curvas, foram obtidos maiores índices de confiabilidade conforme mostrado pela Figura 7.14.

Tabela 7.11 – Índices de confiabilidade: Pilar P5, Taxa 3, $V_1 Q_I$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	3,63	3,50	3,39	3,29	3,21	3,12
0,75	3,69	3,59	3,46	3,35	3,27	3,18
1	3,72	3,59	3,50	3,41	3,30	3,20
1,5	3,77	3,62	3,54	3,41	3,32	3,23
2	3,78	3,69	3,55	3,43	3,34	3,24
2,5	3,77	3,64	3,56	3,42	3,34	3,26
3	3,79	3,65	3,57	3,44	3,34	3,24
3,5	3,80	3,70	3,53	3,41	3,35	3,23
4	3,76	3,65	3,55	3,42	3,36	3,25

Tabela 7.12 – Índice de confiabilidade: Pilar P5, Taxa 3, $V_2 Q_I$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	3,90	3,84	3,69	3,54	3,50	3,41
0,75	4,06	3,89	3,75	3,64	3,61	3,47
1	4,07	3,89	3,77	3,67	3,61	3,51
1,5	4,16	3,98	3,81	3,70	3,61	3,55
2	4,14	3,98	3,85	3,71	3,66	3,56
2,5	4,08	3,99	3,86	3,69	3,66	3,54
3	4,11	3,99	3,85	3,69	3,64	3,55
3,5	4,06	3,92	3,79	3,71	3,65	3,55
4	4,16	3,98	3,80	3,70	3,68	3,56

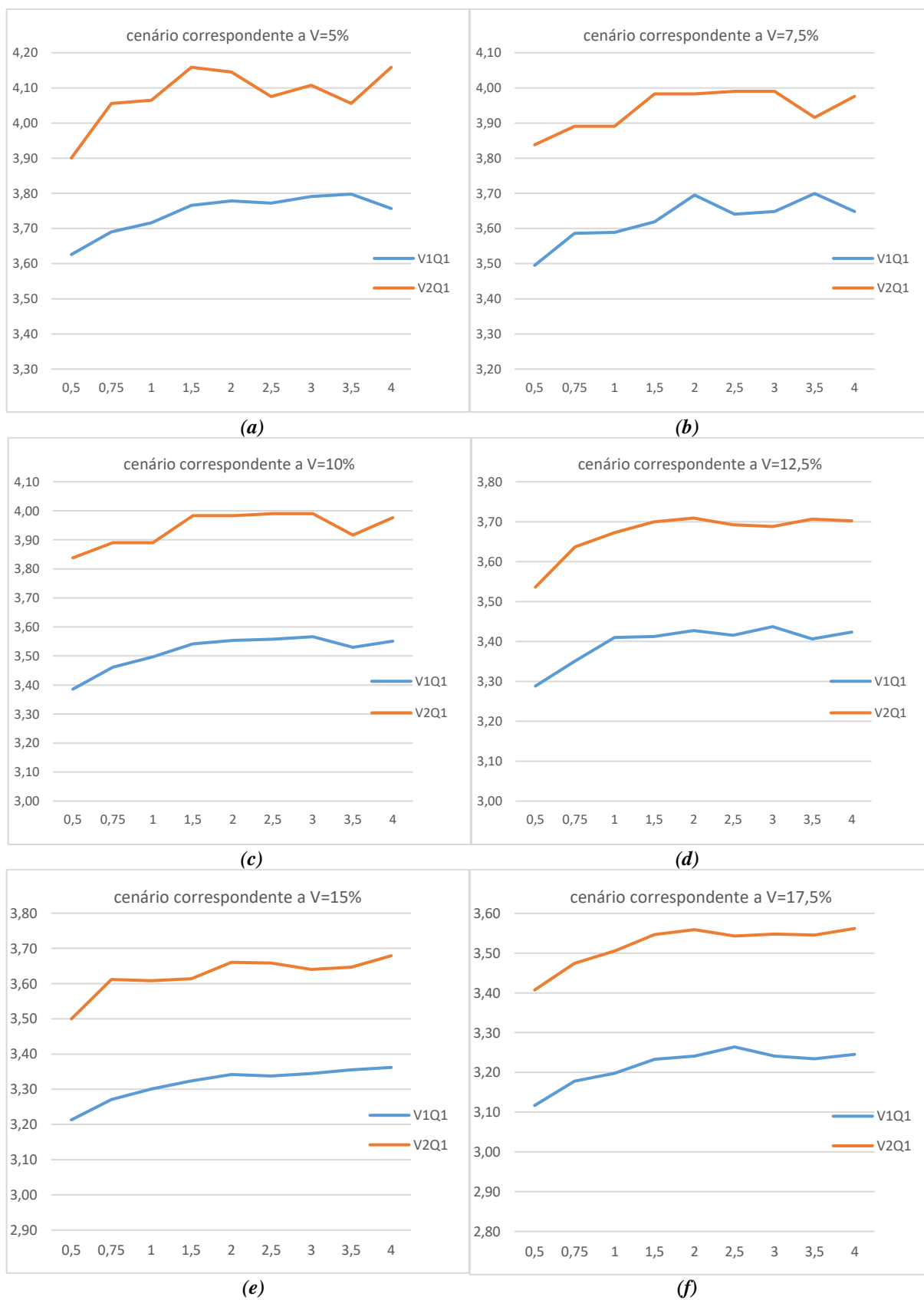


Figura 7.14 – Índices de confiabilidade para todos os cenários; influência da solicitação de cálculo (V_{mestre}) nos níveis de confiabilidade: Pilar P5, Taxa 3

7.5 COMBINAÇÃO DE ANÁLISE V_1K_1 (ACI 562)

A combinação de análise V_1K_1 foi realizada em torno das recomendações do ACI 562 (ACI, 2013) quanto à determinação da resistência característica equivalente para avaliação da segurança de estruturas existentes. Foi considerado o coeficiente de variação *mestre* igual a 5% e o par dos coeficientes k_c e n correspondentes a estimativa da resistência à compressão usando-se três testemunhos (confere Tabela 4.3). Nesta avaliação os valores de n e k_c foram respectivamente considerados iguais a 3,0 e 1,47.

Os resultados serão apresentados seguindo o formato adotado nas seções anteriores, ou seja, com base nos pilares P3 e P8 considerando a taxa de armadura Taxa 1.

7.5.1 Pilar P3

Os resultados obtidos para a configuração do pilar P3 estão apresentados na Tabela 7.13 para a probabilidade de falha e na Tabela 7.14 para os índices de confiabilidade correspondentes. A Figura 7.15 mostra a variação dos níveis de confiabilidade relativa aos resultados apresentados nas tabelas precitadas ao passo que a Figura 7.16 mostra a variação dos níveis de confiabilidade em função das taxas de armadura.

A Figura 7.15 revela que a probabilidade de falha diminui sensivelmente com o aumento do valor da razão r entre a carga permanente e a sobrecarga resultando, conseqüentemente, a um aumento sensível dos índices de confiabilidade com o aumento do valor de r . Como exemplo, para o cenário correspondente ao coeficiente de variação igual a 5%, para r igual a 0,5 o índice de confiabilidade obtido é de 3,01; sendo observado um valor 4,03 para a razão r igual a 4,0. A diferença de 1,03 no índice de confiabilidade corresponde a uma grande diferença na probabilidade de falha conforme pode ser visto na Tabela 7.13.

A grande diferença observada com satisfação na variação dos níveis de confiabilidade com a razão r se deve aos coeficientes de majoração sugeridos pelo ACI 562 (ACI, 2013) para a carga permanente e a sobrecarga. Devido à grande variabilidade da sobrecarga, situação desfavorável à segurança, a referida norma sugere um coeficiente de majoração igual a 1,6 para a sobrecarga, ao passo que, o coeficiente de majoração sugerido para a carga permanente é de 1,2 (ver Eq. (5.18)). Como resultado, para valores de r superiores à unidade, o que representa situações de maior carga permanente, a variabilidade da solicitação em torno de sua média é majoritariamente afetada por aquela da carga permanente. Como a variabilidade da carga

permanente é menor do que aquela da sobrecarga, ocorre menor dispersão da solicitação em torno de sua média e com isso menor interação entre as curvas (R e S) resultando, conseqüentemente, em altos níveis de confiabilidade.

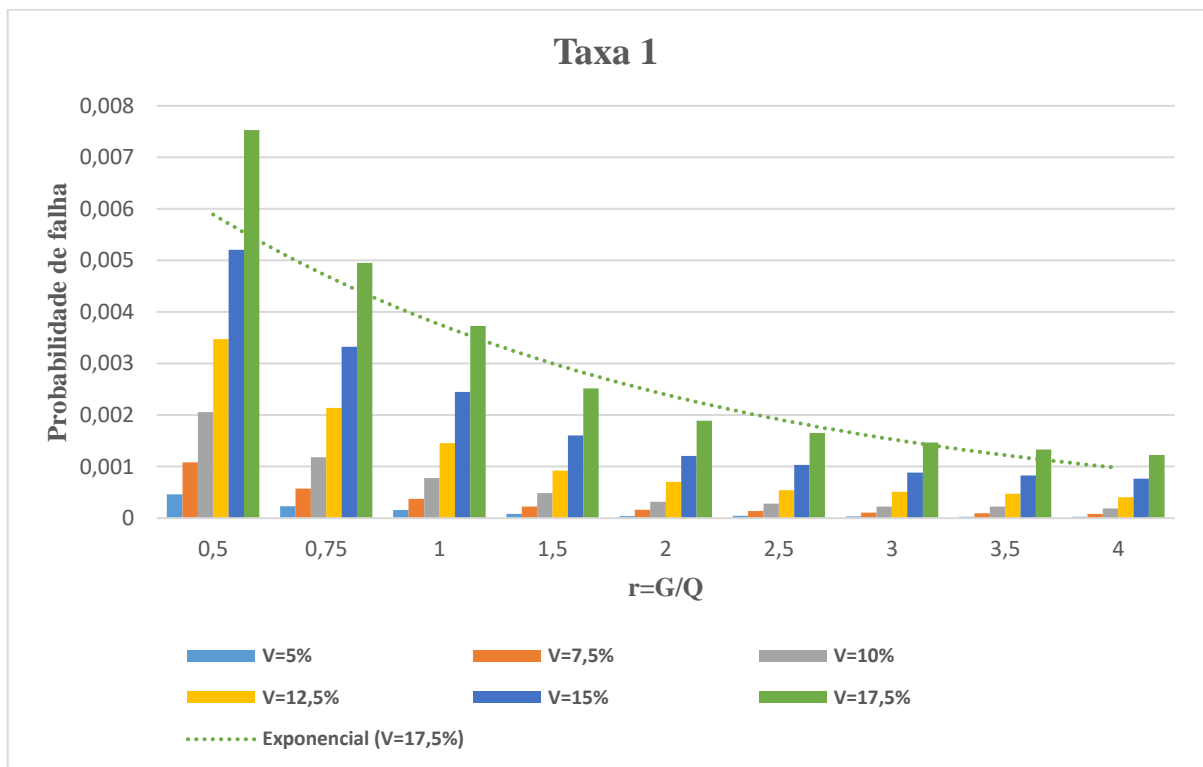
A comparação entre a Figura 7.15 e a Figura 7.2 mostra que, em geral foram obtidos melhores níveis de confiabilidade para as recomendações do ACI 562 (ACI, 2013) com relação aquelas do NBR 6118 (ABNT, 2014). A comparação entre as duas figuras é válida pois, ambas são baseadas em combinações que consideram a coeficiente de variação V_{mestre} igual a 5% ($V_I Q_I$ e $V_I K_I$). Este melhor nível de confiabilidade observado para as recomendações do ACI se deve em parte ao melhor equilíbrio estabelecido pelo ACI 562 (ACI, 2013) entre a carga permanente e a sobrecarga através dos coeficientes de majoração.

Tabela 7.13 – Probabilidades de falha: Pilar P3, Taxa 1, Combinação $V_I K_I$

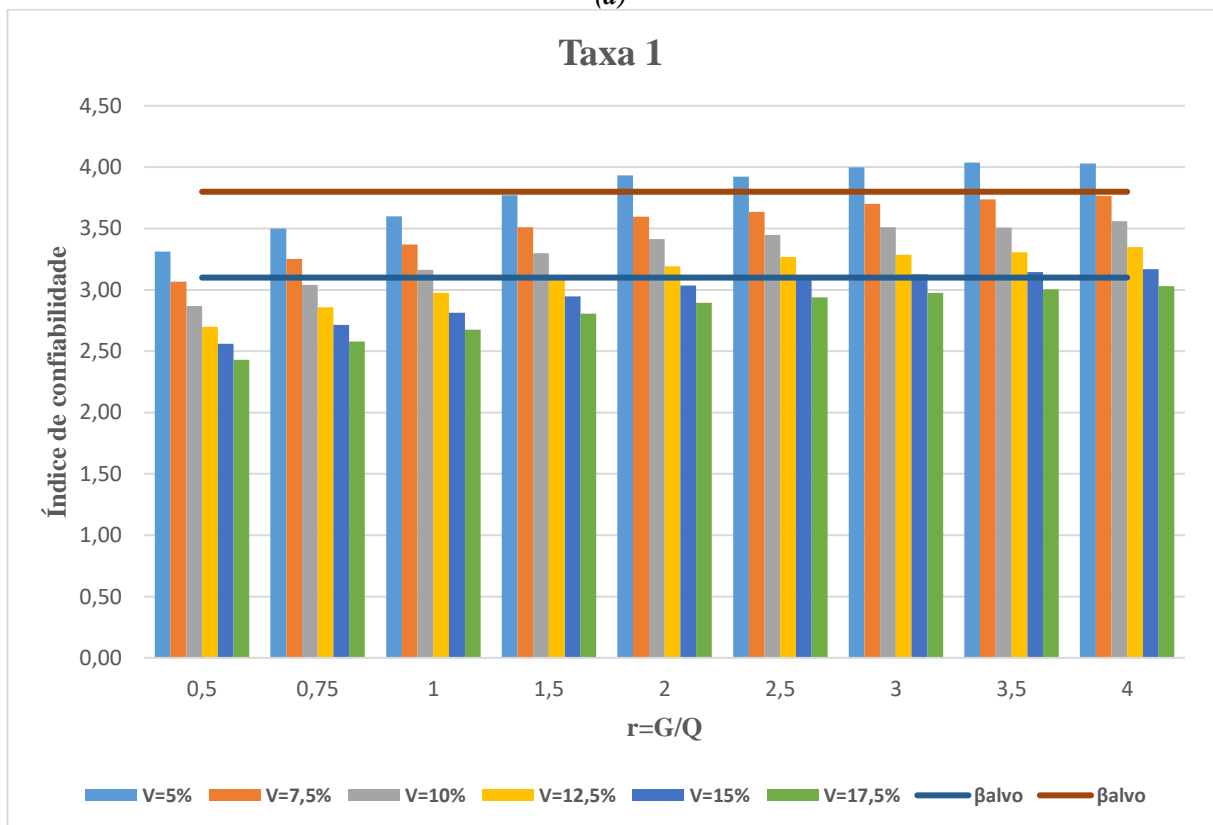
r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	0,000464	0,001083	0,002056	0,003474	0,005209	0,007529
0,75	0,000233	0,000571	0,001181	0,002137	0,003328	0,004954
1	0,00016	0,000377	0,000777	0,001458	0,002452	0,003726
1,5	0,000081	0,000224	0,000484	0,00092	0,001602	0,002518
2	0,000042	0,000162	0,00032	0,000707	0,001206	0,001892
2,5	0,000044	0,000139	0,000283	0,000544	0,001036	0,001653
3	0,000032	0,000108	0,000223	0,000509	0,000883	0,001466
3,5	0,000027	0,000093	0,000227	0,000473	0,000831	0,001333
4	0,000028	0,000083	0,000186	0,000407	0,000767	0,001227

Tabela 7.14 – Índices de confiabilidade: Pilar P3, Taxa 1, Combinação $V_I K_I$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	3,31	3,07	2,87	2,70	2,56	2,43
0,75	3,50	3,25	3,04	2,86	2,71	2,58
1	3,60	3,37	3,16	2,98	2,81	2,68
1,5	3,77	3,51	3,30	3,11	2,95	2,80
2	3,93	3,60	3,41	3,19	3,03	2,90
2,5	3,92	3,63	3,45	3,27	3,08	2,94
3	4,00	3,70	3,51	3,29	3,13	2,97
3,5	4,04	3,74	3,51	3,31	3,14	3,00
4	4,03	3,77	3,56	3,35	3,17	3,03



(a)



(b)

Figura 7.15 – Níveis de confiabilidade: Pilar P3, Combinação $V_I K_I$

(a) – Probabilidade de falha

(b) – Índices de confiabilidade

7.5.1.1 *Influência da Taxa de armadura do aço*

Para a combinação de análise V_1K_I , a influência da taxa de armadura pode melhor ser observada através da variação da probabilidade de falha por meio dos gráficos da Figura 7.16.(a, c, e). Constatou-se através da Figura 7.16.(a) — esta figura mostra o comportamento para o cenário correspondente ao coeficiente de variação da resistência à compressão (V) igual a 5% — que a diferença existente entre as quatro taxas de armadura é muito pequena, quase inexistente. Para a combinação V_1Q_I foi observada uma situação diferente, houve uma nítida diferença entre as diferentes curvas apresentando menores probabilidades de falha para as menores taxas de armadura.

Para a combinação V_1K_I vê-se claramente que, tirando o cenário de $V=5\%$ (Figura 7.16.(a)), para os outros dois cenários (Figura 7.16.(a), (e)), a Taxa 4 apresentou o melhor desempenho e quanto maior a taxa de armadura melhor é o nível de confiabilidade correspondente. Em função disso, para estes dois cenários, pode-se afirmar que a influência da variabilidade da resistência à compressão do concreto na confiabilidade do pilar foi ainda menor devido ao efeito combinado da maior área de aço e menor variabilidade da resistência ao escoamento do aço com relação à maior variabilidade da resistência à compressão do concreto ($V=10\%$ e $V=17,5\%$ respectivamente). A variabilidade da resistência do pilar passou a ser menos sensível àquela do concreto fazendo com que o aço tenha uma influência que cresce ainda mais significativamente para coeficientes de variação da resistência à compressão do concreto um pouco maiores, logo acima de 5%. Por isto, quanto maior a taxa de armadura melhor se mostrou a confiabilidade do pilar.

Para as análises feitas seguindo as prescrições do ACI 562 (ACI, 2013), pode-se observar que a influência da variabilidade da resistência à compressão na confiabilidade do pilar é controlada com mais eficiência. Isto se justifica pelo que o coeficiente de variação da resistência à compressão não afeta diretamente a resistência característica à compressão equivalente conforme evidencia a Eq. (4.10). Nesta equação, o coeficiente de variação é corrigido pelos coeficientes k_c e n de forma a introduzir a influência do número de testemunhos na estimativa da resistência à compressão. Como outro resultado, a intensidade da resistência característica à compressão equivalente deixa de ser diretamente proporcional ao coeficiente de variação

reduzindo-se, com isso, a influência da variabilidade da resistência à compressão do concreto na variabilidade derivada da resistência do pilar.

Contudo, ficou evidente que para maiores coeficientes de variação da resistência à compressão do concreto, a influência da variabilidade deste material diminuiu mais rapidamente (Figura 7.16.(e)), deixando a menor variabilidade da resistência ao escoamento do aço guiar a confiabilidade do pilar. Isto resulta nos melhores níveis de confiabilidade observados para a Taxa 4 e a Taxa 3.

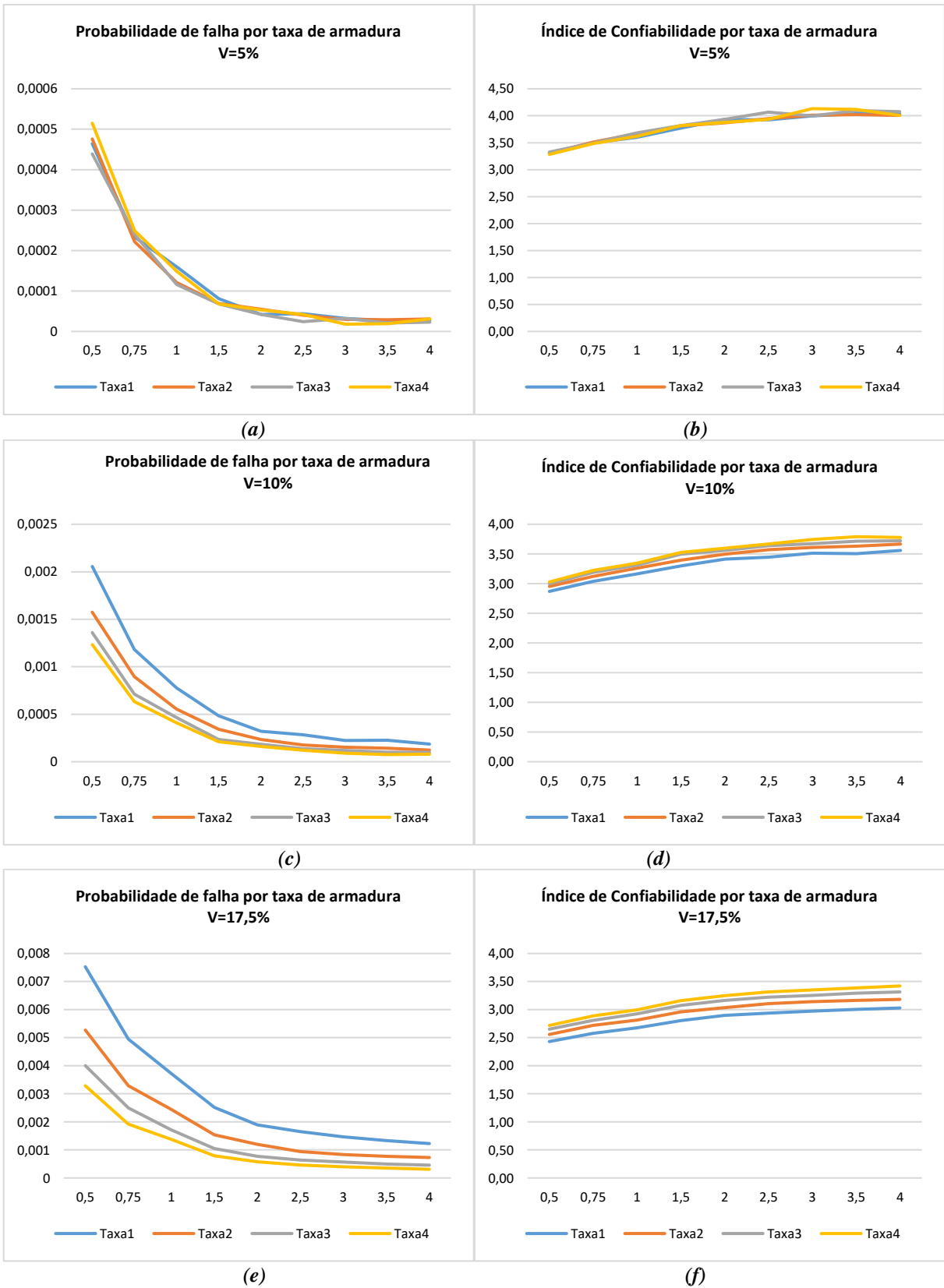


Figura 7.16 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura: Pilar P3, Combinação $V_I K_I$
 (a), (c), (e) – Probabilidade de falha
 (b), (d), (f) – Índice de confiabilidade

7.5.2 Pilar P8

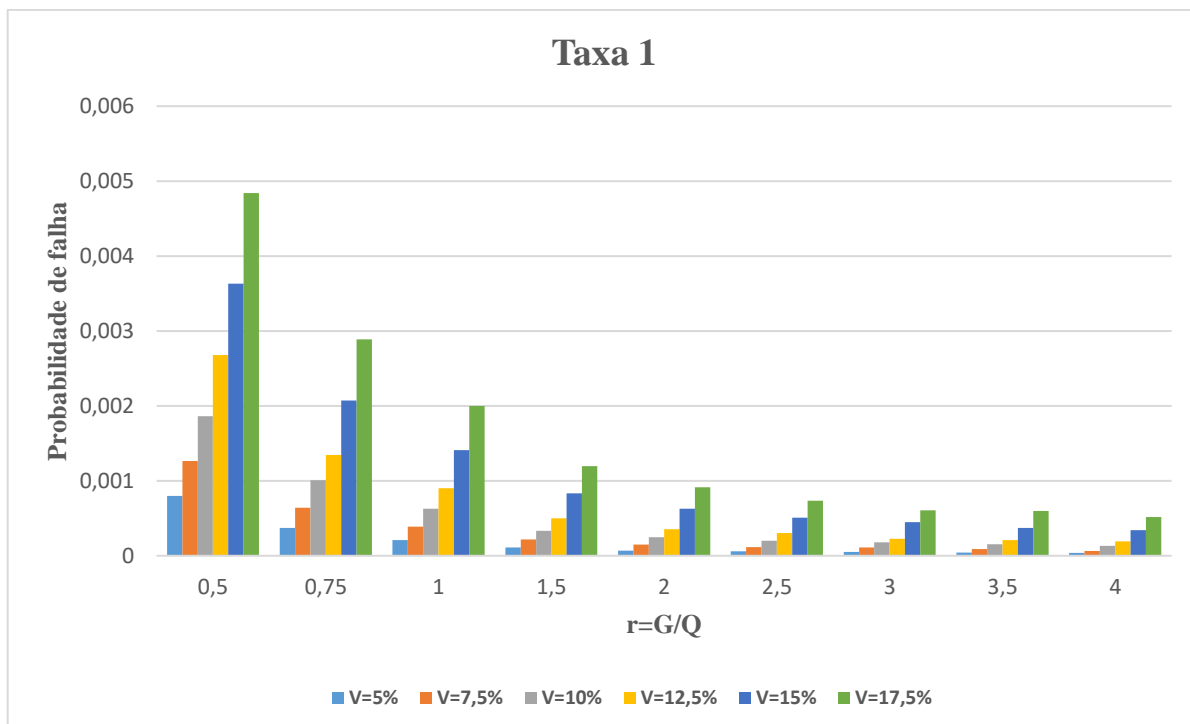
A Tabela 7.15 e a Tabela 7.16 fornecem os níveis de confiabilidade obtidos para a configuração do pilar P8 quando verificado seguindo o critério da combinação $V_I K_I$. A Figura 7.17 ilustra graficamente os níveis de confiabilidade mostrados nas referidas tabelas. A influência da taxa de armadura está evidenciada nos gráficos da Figura 7.18 onde pode se observar um comportamento semelhante àquele mostrado na Figura 7.15, porém com um pequeno espaçamento entre as curvas. A causa deste pequeno espaçamento será comentada a seguir.

Tabela 7.15 – Probabilidades de falha: Pilar P8, Taxa 1, Combinação $V_I K_I$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	0,000801	0,001265	0,001861	0,00268	0,003631	0,004841
0,75	0,00037	0,000642	0,001007	0,001346	0,002072	0,002886
1	0,00021	0,000388	0,000629	0,000901	0,001409	0,002001
1,5	0,000112	0,000219	0,000332	0,0005	0,000835	0,001197
2	0,00007	0,000148	0,000246	0,000355	0,000629	0,000913
2,5	0,000058	0,000114	0,000199	0,000305	0,000507	0,000737
3	0,000051	0,000113	0,000181	0,000228	0,00045	0,000605
3,5	0,000044	0,000092	0,000155	0,000208	0,00037	0,0006
4	0,00004	0,000064	0,000133	0,000194	0,000343	0,000516

Tabela 7.16 – Índices de confiabilidade: Pilar P8, Taxa 1, Combinação $V_I K_I$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	3,16	3,02	2,90	2,78	2,68	2,59
0,75	3,37	3,22	3,09	3,00	2,87	2,76
1	3,53	3,36	3,23	3,12	2,99	2,88
1,5	3,69	3,52	3,40	3,29	3,14	3,04
2	3,81	3,62	3,49	3,39	3,23	3,12
2,5	3,85	3,69	3,54	3,43	3,29	3,18
3	3,89	3,69	3,57	3,51	3,32	3,24
3,5	3,92	3,74	3,61	3,53	3,37	3,24
4	3,94	3,83	3,65	3,55	3,40	3,28



(a)



(b)

Figura 7.17 – Níveis de confiabilidade: Pilar P8, combinação $V_I K_I$

(a) – Probabilidade de falha

(b) – Índices de confiabilidade

7.5.2.1 Influência da taxa de armadura de aço

A Figura 7.18 ilustra a variação dos níveis de confiabilidade com a taxa de armadura. Observa-se o mesmo comportamento constatado para o pilar P3, porém com pequeno espaçamento entre as curvas, em especial para cenários de maiores coeficientes de variação da resistência à compressão do concreto (10% e 17,5%). A Taxa 4 continuou oferecendo o melhor desempenho. O menor espaçamento está associado ao crescimento da influência da variabilidade da resistência do concreto na variabilidade derivada da resistência do pilar devido à maior intensidade da resistência à compressão. Juntas, as maiores intensidade e variabilidade da resistência à compressão afetaram a variabilidade da resistência do pilar reduzindo-se consideravelmente a influência da menor variabilidade do aço na confiabilidade do mesmo. Isto faz com que a influência da Taxa 4, que corresponde à maior área de aço, por isto à maior contribuição deste material tanto na resistência do pilar como na sua variabilidade, cresça menos rapidamente em comparação ao que foi observado anteriormente (ver Figura 7.16.(e)).

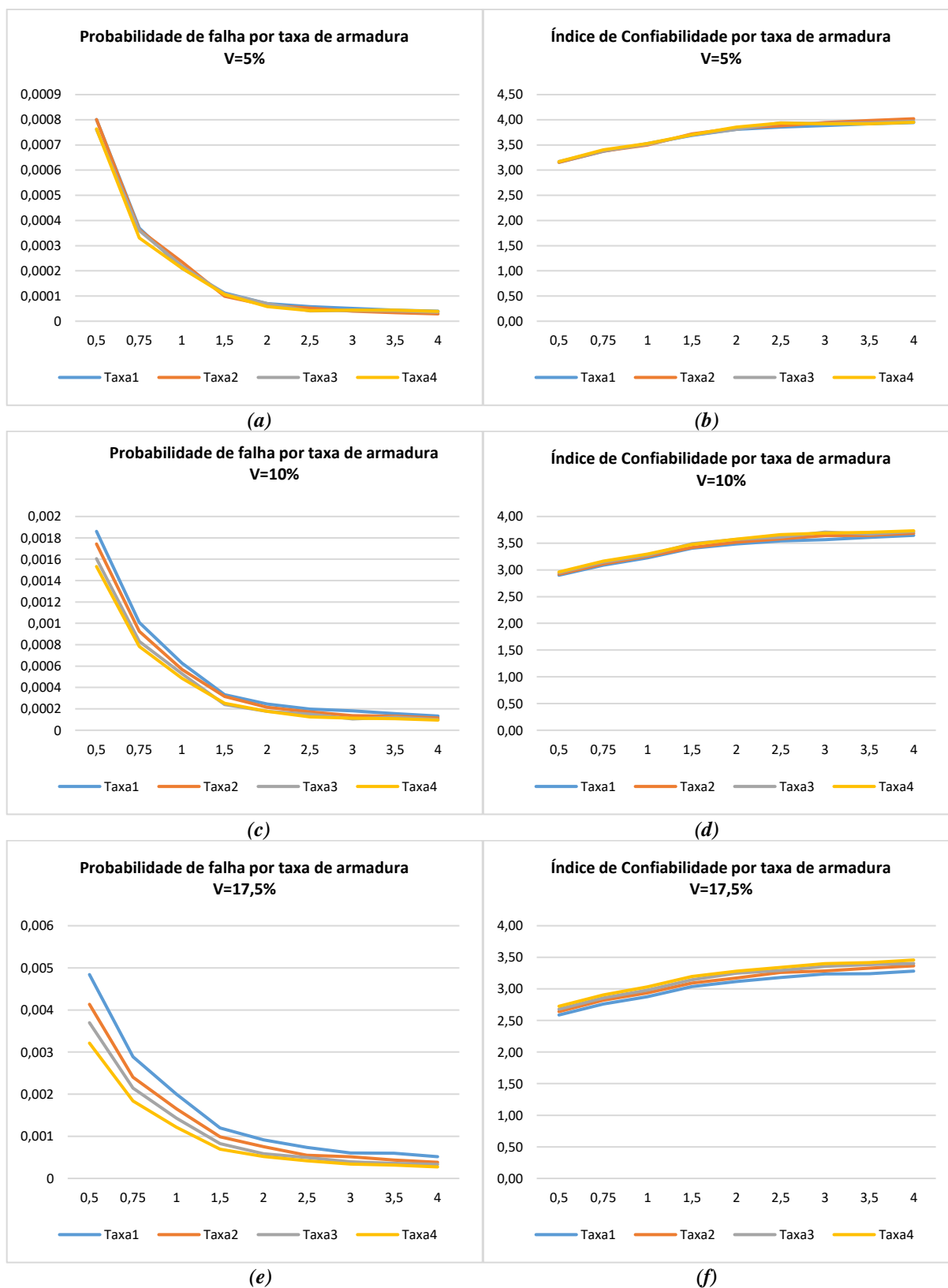


Figura 7.18 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura: Pilar P8, Combinação $V_i K_i$
 (a), (c), (e) – Probabilidade de falha
 (b), (d), (f) – Índice de confiabilidade

7.5.3 Influência da classe do concreto

A Figura 7.19 ilustra a influência da classe do concreto nos níveis de confiabilidade. Observa-se um comportamento semelhante aquele obtido para as combinações V_1Q_1 e V_1Q_2 conforme ilustrado pela Figura 7.5, a Figura 7.11 e a Figura 7.19, isto é, menores níveis de confiabilidade para menores classes de resistência. Como comentado anteriormente no item 7.1.3, o pequeno espaçamento entre as curvas que representam as classes de 50 MPa (curva cinza) e aquela de 70 MPa (curva amarela) está em parte relacionado ao bloco de tensão utilizado para as duas classes do concreto. O coeficiente α_c de 0,765 utilizado para o concreto de 70 MPa afetou muito a intensidade da resistência à compressão desta classe reduzindo-se sua influência na resistência do pilar. Já o valor de 0,85 utilizado para o concreto de 50 MPa foi mais favorável no sentido do aumento de sua intensidade fazendo com que se reduza a diferença em intensidade de resistência entre as duas classes de concreto. Por isso, os níveis de confiabilidade obtidos foram mais próximos para as duas classes do concreto dado que, em geral a confiabilidade do pilar apresentou uma dependência à intensidade da resistência à compressão do concreto, ou seja, para maiores resistências foram obtidas menores probabilidades de falha.

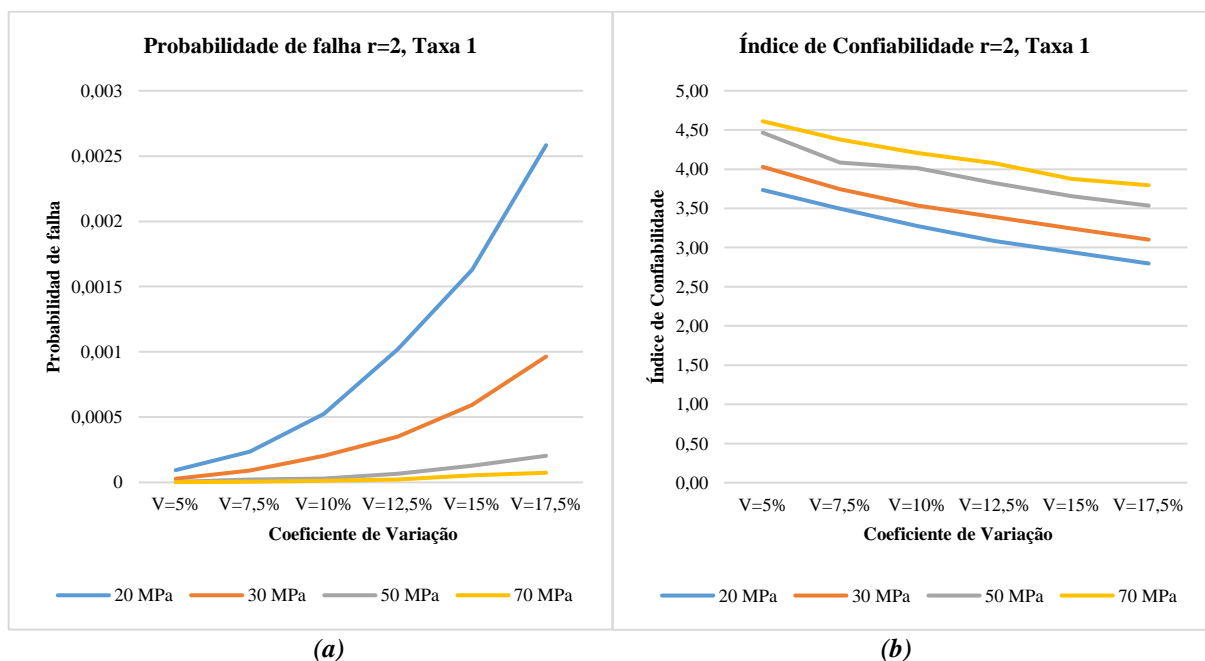


Figura 7.19 – Variação dos níveis de confiabilidade com a classe do concreto: Seção S1, Combinação V_1K_1
(a) – Probabilidade de falha
(b) – Índice de confiabilidade

7.5.4 Influência da seção transversal

A influência da seção transversal foi comentada nos itens 7.1.4 e 7.2.4. Aqui a Figura 7.20 ilustra o que foi obtido de influência da seção transversal para a combinação de análise V_1K_1 mostrando o mesmo comportamento já explicado nas seções anteriores.

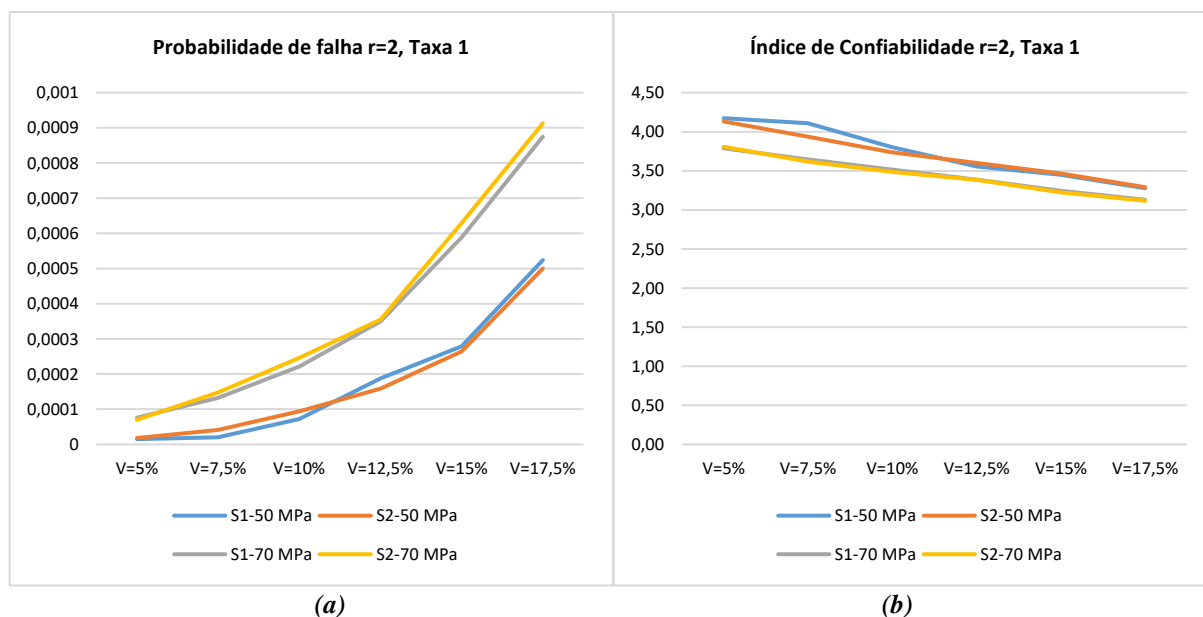


Figura 7.20 – Variação dos níveis de confiabilidade em função da seção transversal: Taxa 1, Combinação V_1K_1

7.6 COMBINAÇÃO DE ANÁLISE V_1K_2 (ACI 562)

Ao exemplo da combinação de análise V_1K_1 , a combinação V_1K_2 foi realizada em torno das recomendações do ACI 562 (ACI, 2013) quanto à determinação da resistência característica equivalente para avaliação da segurança de estruturas existentes. Foi considerado o coeficiente de variação *mestre* igual a 5% e um par dos coeficientes k_c e n correspondentes a estimativa da resistência à compressão usando-se oito testemunhos (confere Tabela 4.3). Nesta avaliação os valores de n e k_c foram respectivamente considerados iguais a 8,0 e 1,1.

7.6.1 Pilar P3

Tanto para o pilar P3 como para o pilar P8, as informações a respeito dos resultados obtidos para a combinação V_1K_2 são apresentadas apenas a título ilustrativo nesta seção e na seção

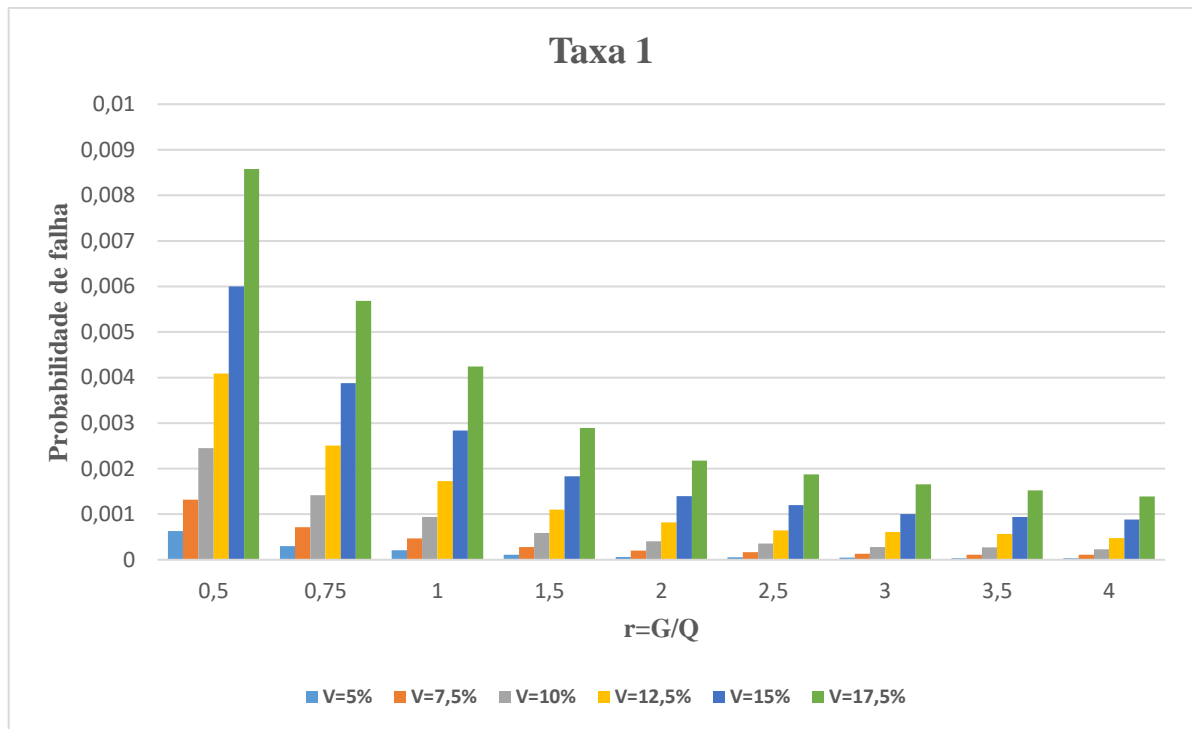
seguinte. As diferenças observadas entre as duas combinações de análises realizadas em torno das recomendações do ACI 562 (ACI, 2013) são comentadas nas seções 7.7 e 7.8. Todavia pode-se ver que a Figura 7.21 e a Figura 7.22 apresentam em geral um comportamento semelhante àquele observado para a combinação $V_I K_I$ (Figura 7.15 e Figura 7.16). Os níveis de confiabilidade obtidos para o pilar P3 estão apresentados na Tabela 7.17 e na Tabela 7.18.

Tabela 7.17 – Probabilidades de falha: Pilar P3, Taxa 1, $V_I K_2$

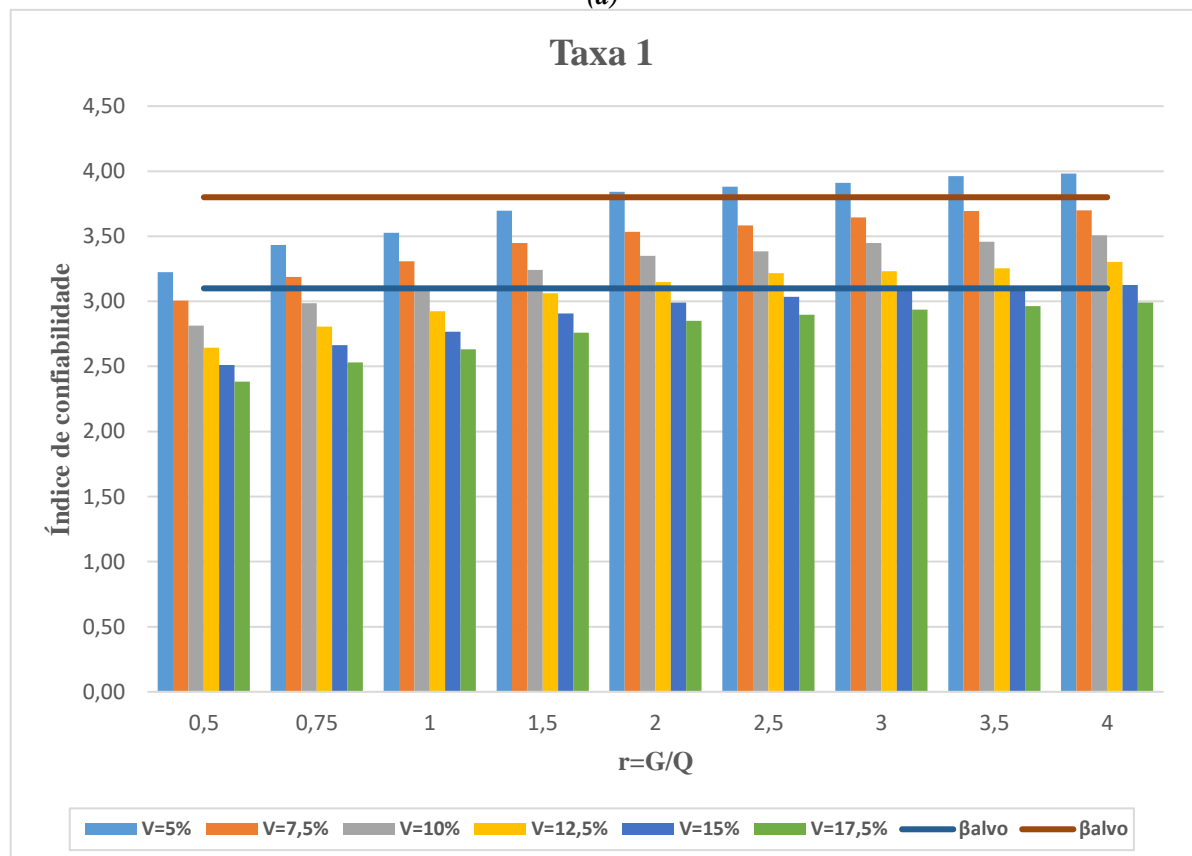
r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	0,000633	0,001322	0,002449	0,004089	0,005999	0,008575
0,75	0,000299	0,000717	0,001418	0,002504	0,003875	0,00568
1	0,00021	0,00047	0,000939	0,00173	0,002838	0,004239
1,5	0,000109	0,000282	0,000592	0,001099	0,00183	0,002891
2	0,000061	0,000204	0,000404	0,000823	0,001396	0,002176
2,5	0,000052	0,000169	0,000358	0,000646	0,001203	0,001877
3	0,000046	0,000134	0,000283	0,000613	0,001003	0,001659
3,5	0,000037	0,00011	0,000272	0,000571	0,00094	0,001524
4	0,000034	0,000108	0,000227	0,000477	0,000886	0,00139

Tabela 7.18 – Índices de confiabilidade: Pilar P3, Taxa 1, $V_I K_2$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	3,22	3,01	2,81	2,64	2,51	2,38
0,75	3,43	3,19	2,98	2,81	2,66	2,53
1	3,53	3,31	3,11	2,92	2,77	2,63
1,5	3,70	3,45	3,24	3,06	2,91	2,76
2	3,84	3,53	3,35	3,15	2,99	2,85
2,5	3,88	3,58	3,38	3,22	3,03	2,90
3	3,91	3,64	3,45	3,23	3,09	2,94
3,5	3,96	3,69	3,46	3,25	3,11	2,96
4	3,98	3,70	3,51	3,30	3,13	2,99



(a)



(b)

Figura 7.21 – Níveis de confiabilidade: Pilar P3, Combinação $V_1 K_2$
 (a) – Probabilidade de falha
 (b) – Índices de confiabilidade

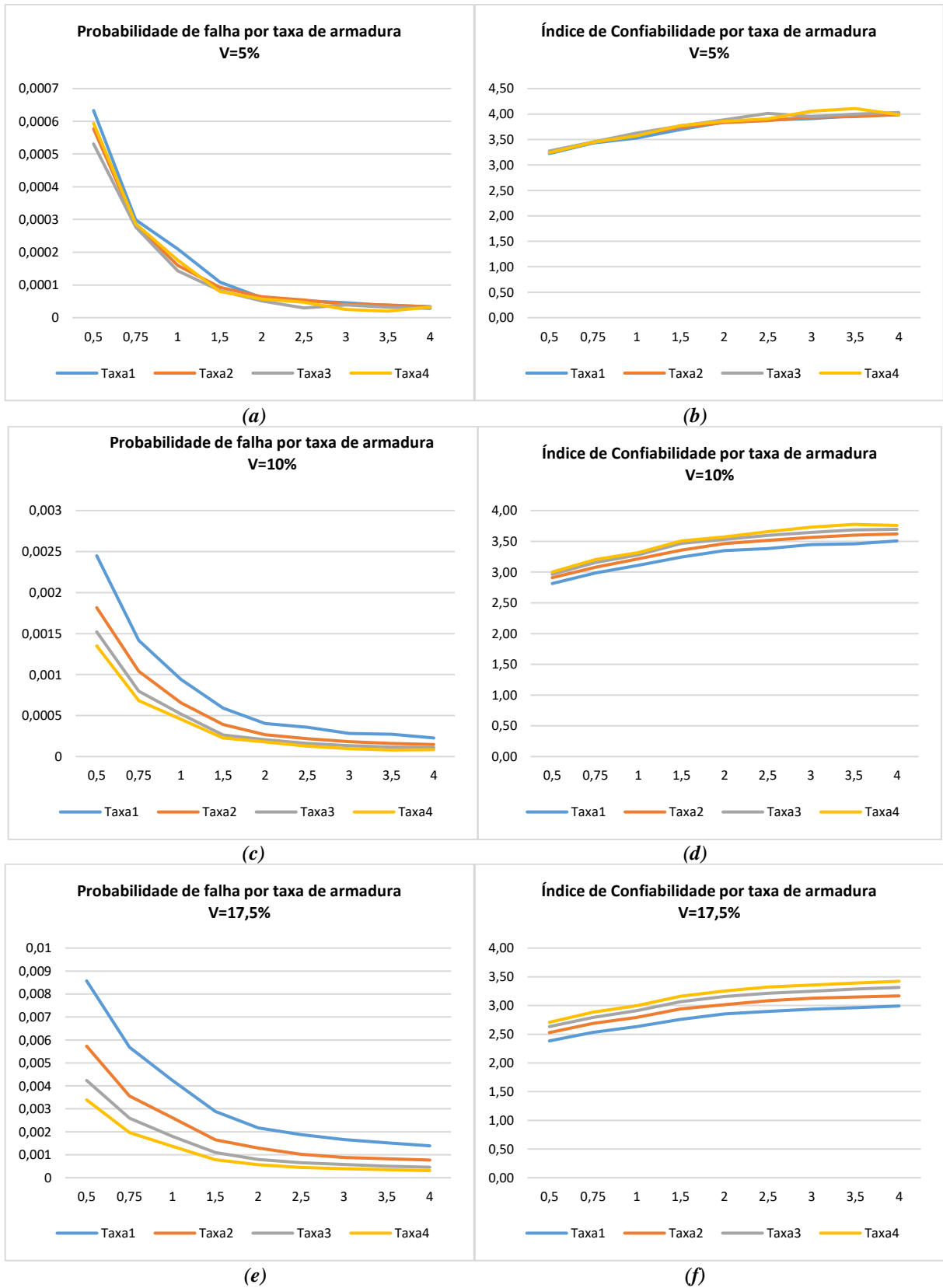


Figura 7.22 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura: Pilar P3, Combinação V_1K_2
 (a), (c), (e) – Probabilidade de falha
 (b), (d), (f) – Índice de confiabilidade.

7.6.2 Pilar P8

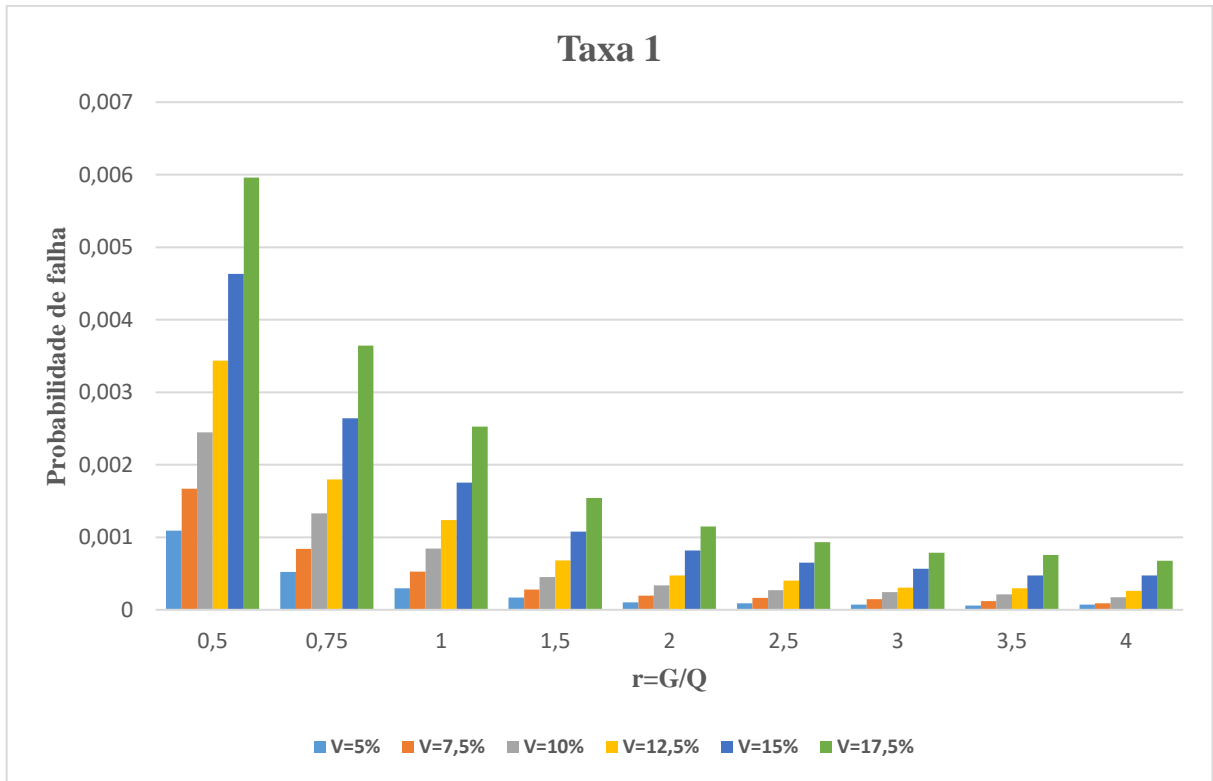
Os níveis de confiabilidade obtidos para a configuração do pilar P8 são dados na Tabela 7.19 e na Tabela 7.20. Os valores mostrados nestas tabelas não apresentam grandes diferenças daqueles obtidos para a combinação V_1K_1 (confere Tabela 7.15 e Tabela 7.16). Isto indica que os coeficientes k_c e n que diferenciam as duas combinações afetaram apenas suavemente a confiabilidade do pilar. Nota-se o comportamento semelhante entre as curvas da Figura 7.23 e da Figura 7.24 com aquelas da Figura 7.17 e da Figura 7.18 evidenciando a pequena diferença existente conforme comentado.

Tabela 7.19 – Probabilidades de falha: Pilar P8, Taxa 1, Combinação V_1K_2

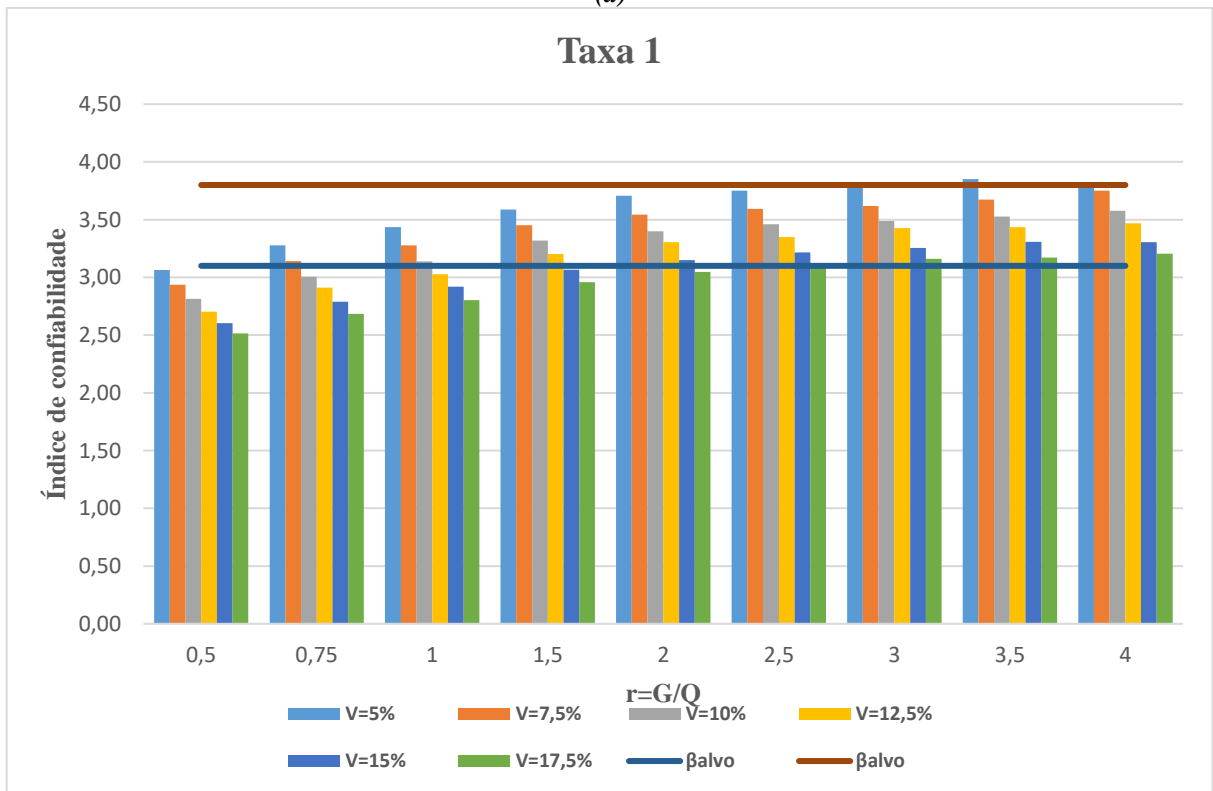
r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	0,001093	0,001668	0,002448	0,003435	0,004631	0,005961
0,75	0,000522	0,000839	0,001329	0,001797	0,00264	0,003644
1	0,000297	0,000525	0,000845	0,001237	0,001755	0,002528
1,5	0,000167	0,000279	0,00045	0,00068	0,001079	0,001542
2	0,000105	0,000197	0,000337	0,000474	0,000819	0,001151
2,5	0,000088	0,000164	0,000271	0,000405	0,00065	0,000933
3	0,000074	0,000149	0,000243	0,000305	0,000568	0,000787
3,5	0,000059	0,00012	0,000211	0,000295	0,000472	0,000755
4	0,00007	0,000088	0,000174	0,000263	0,000473	0,000678

Tabela 7.20 – Índices de confiabilidade: Pilar P8, Taxa 1, Combinação V_1K_2

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	3,06	2,93	2,81	2,70	2,60	2,51
0,75	3,28	3,14	3,00	2,91	2,79	2,68
1	3,43	3,28	3,14	3,03	2,92	2,80
1,5	3,59	3,45	3,32	3,20	3,07	2,96
2	3,71	3,54	3,40	3,31	3,15	3,05
2,5	3,75	3,59	3,46	3,35	3,22	3,11
3	3,79	3,62	3,49	3,43	3,25	3,16
3,5	3,85	3,67	3,53	3,44	3,31	3,17
4	3,81	3,75	3,58	3,47	3,31	3,20



(a)



(b)

Figura 7.23 – Níveis de confiabilidade: Pilar P8, Combinação $V_1 K_2$
 (a) – Probabilidade de falha
 (b) – Índice de confiabilidade

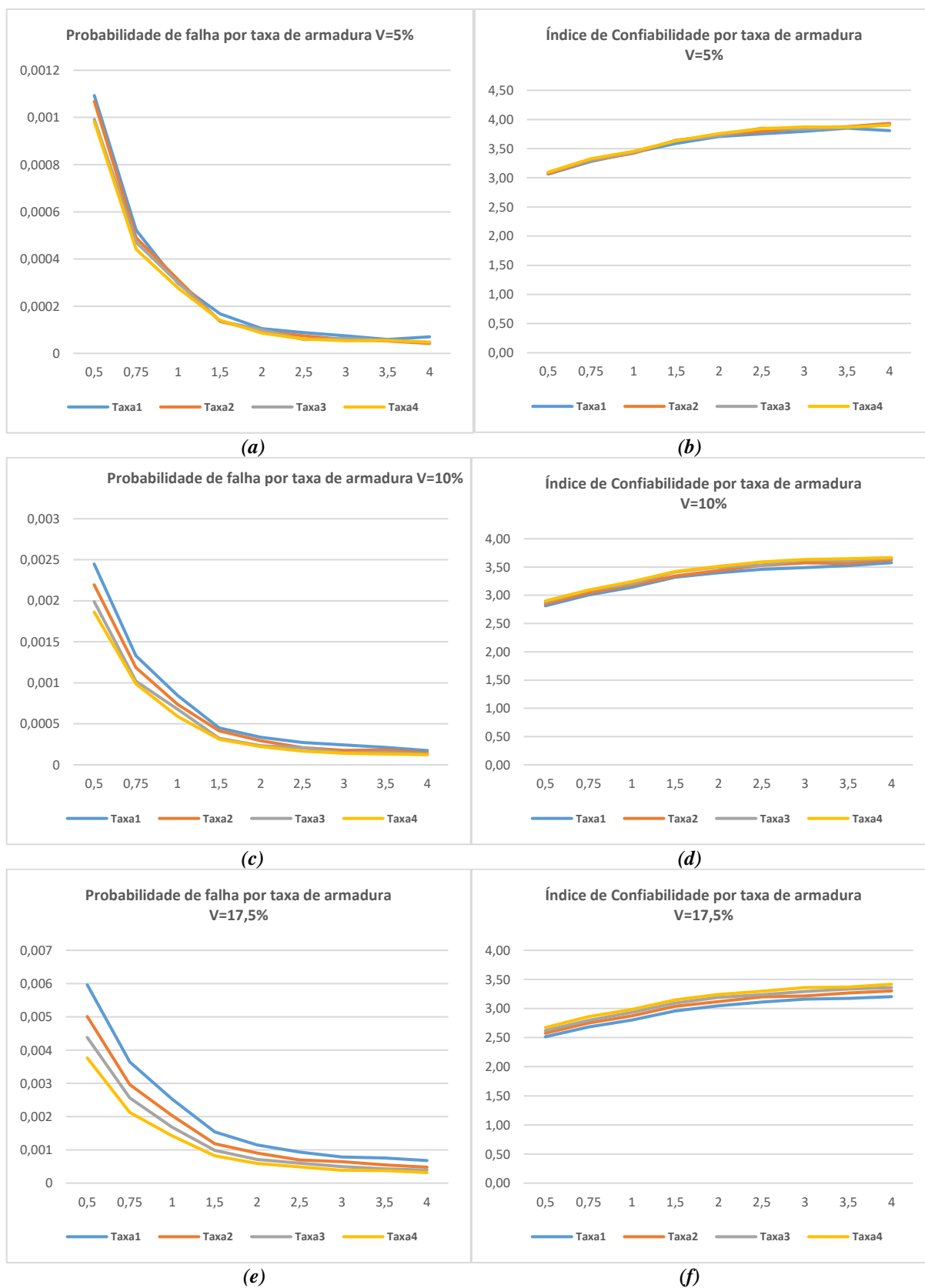


Figura 7.24 – Níveis de confiabilidade por taxa de armadura: Pilar P8, Combinação $V_1 K_2$
(a), (c), (e) – Probabilidade de falha
(b), (d), (f) – Índice de confiabilidade

7.7 COMPARAÇÃO ENTRE COMBINAÇÕES V_1K_1 e V_1K_2

7.7.1 Influência do número de testemunhos na confiabilidade estimada

As duas combinações (V_1K_1 e V_1K_2) têm em comum o coeficiente de variação *mestre* igual a 5%, mas se diferenciam no coeficiente k_c que leva em conta o número de exemplares de testemunhos utilizados na estimativa da resistência à compressão. O fator k_c corrige o coeficiente de variação na definição da resistência característica equivalente conforme a Eq. (4.10). Neste item serão apresentados os resultados obtidos na confiabilidade em função do número de testemunhos utilizados na estimativa da resistência à compressão. A comparação se baseia nos resultados obtidos para a configuração do pilar P4 considerando a taxa de armaduras de aço Taxa 4. A Tabela 7.21 e a Tabela 7.22 mostram os índices de confiabilidade obtidos para cada uma das combinações e a Figura 7.25 ilustra as diferenças observadas entre elas.

Tabela 7.21 – Índices de confiabilidade: Pilar P4, Taxa 4, Combinação $V_1 K_1$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	3,32	3,17	3,03	2,92	2,81	2,71
0,75	3,52	3,36	3,24	3,10	2,98	2,88
1	3,67	3,50	3,35	3,21	3,11	2,99
1,5	3,81	3,68	3,50	3,40	3,27	3,14
2	3,94	3,78	3,59	3,47	3,36	3,23
2,5	4,02	3,83	3,63	3,54	3,42	3,32
3	3,99	3,84	3,69	3,57	3,45	3,33
3,5	3,98	3,91	3,75	3,61	3,51	3,38
4	4,09	3,94	3,74	3,63	3,50	3,38

Tabela 7.22 – Índices de confiabilidade: Pilar P4, Taxa 4, Combinação $V_1 K_2$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	3,26	3,13	3,00	2,89	2,80	2,70
0,75	3,48	3,33	3,20	3,10	2,97	2,88
1	3,60	3,46	3,32	3,22	3,10	3,00
1,5	3,82	3,65	3,50	3,40	3,27	3,15
2	3,88	3,76	3,58	3,47	3,35	3,23
2,5	3,90	3,77	3,63	3,52	3,40	3,32
3	4,00	3,85	3,70	3,58	3,47	3,34
3,5	3,95	3,92	3,73	3,60	3,50	3,39
4	4,07	3,90	3,73	3,61	3,50	3,40

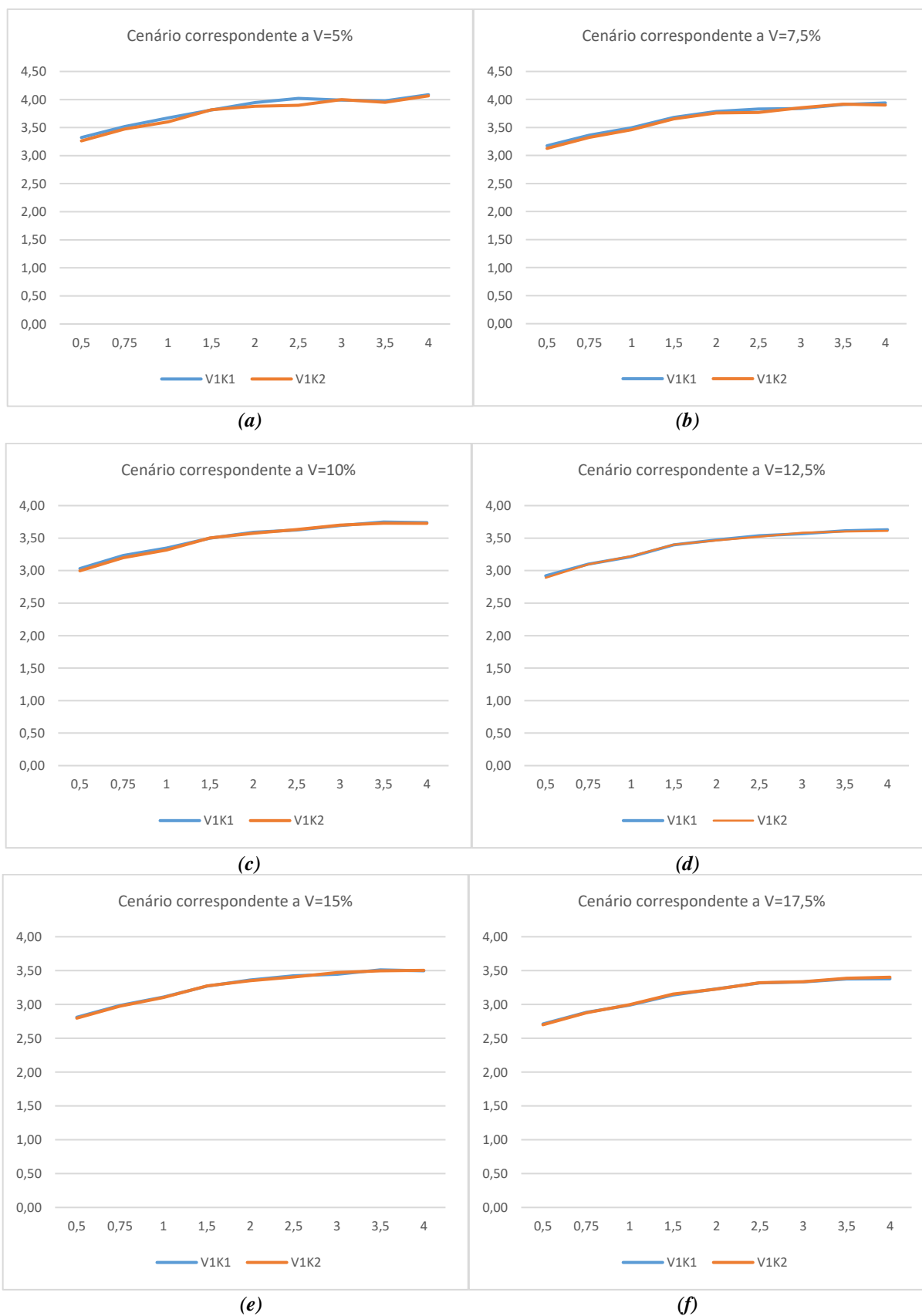


Figura 7.25 – Índices de confiabilidade; Influência do número de testemunhos: Pilar P4, Taxa 4.

A Figura 7.25 mostra que houve praticamente os mesmos níveis de confiabilidade para a avaliação feita com três e oito testemunhos. Mas através das tabelas vê-se que há uma pequena vantagem para a análise feita com três testemunhos tendo maiores valores de índices de confiabilidade. Os coeficientes k_c e n corrigem o coeficiente de variação na estimativa da resistência característica à compressão equivalente. Porém, com maior número de testemunhos há um melhor controle da variabilidade da resistência à compressão do concreto ofertando níveis de confiabilidade mais próximos da realidade *in loco*. Por isso, embora para a combinação V_1K_2 tenha-se obtidos valores de índices de confiabilidade levemente inferiores, admite-se que estes são os mais realistas por terem sido estimados com base na resistência à compressão mais próxima da realidade *in loco*.

7.8 COMPARAÇÃO ENTRE AS COMBINAÇÕES V_1K_1 e V_2K_1

7.8.1 Influência do coeficiente de variação *mestre*

Conforme foi feito na seção 7.4 para as combinações realizadas segundo as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014), esta comparação se destina à avaliação do impacto do método de determinação da solicitação de cálculo nos níveis de confiabilidade quanto às prescrições do ACI 562 (ACI, 2013).

Na seção 7.4 foi visto que houve uma grande diferença causada pelo método de determinação da solicitação de cálculo via o coeficiente de variação *mestre*. A Figura 7.14 evidencia esta diferença mostrando maiores índices de confiabilidade para V_{mestre} igual a 10%. As razões atrás deste comportamento foram apontadas na referida seção. Lembra-se que a posição relativa entre as médias da solicitação e da resistência do pilar foi tida como a maior justificativa.

A comparação feita nesta seção se baseia nos resultados obtidos para a configuração do pilar P2 considerando a taxa de armadura Taxa 2. A Tabela 7.23 mostra os níveis de confiabilidade obtidos para a combinação V_1K_1 ao passo que a Tabela 7.24 mostra aqueles alcançados para a combinação V_2K_1 . A comparação entre as duas tabelas mostra que, ao exemplo do que foi observado no item 7.4, a combinação de maior coeficiente de variação *mestre* ofertou maiores índices de confiabilidade. A razão por trás disso é a posição relativa entre as médias da solicitação e aquela da resistência do pilar conforme foi explicado anteriormente.

Quanto maior é o coeficiente de variação mestre, menor será a resistência característica equivalente e conseqüentemente menor será a resistência de cálculo para o pilar. Dado um menor nível de resistência, obviamente haverá um menor nível de solicitação visto que a solicitação foi obtida igualando-a à resistência de cálculo. Uma menor solicitação desemboca em menor solicitação média que logicamente estará mais afastada da resistência média.

A Figura 7.26 mostra graficamente esta melhoria em níveis de confiabilidade para a combinação V_2K_I . A comparação desta figura com a Figura 7.14 revela que o espaçamento entre as duas curvas (laranja e azul) é pequeno na Figura 7.26. Isto se deve ao fato que, em geral, para as prescrições do ACI 562 (ACI, 2013), o impacto da variabilidade da resistência à compressão nos níveis de confiabilidade é mais controlado reduzindo-se a sensibilidade da confiabilidade do pilar aos coeficientes de variação da resistência à compressão.

Tabela 7.23 – Índices de confiabilidade: Pilar P2, Taxa 2, Combinação $V_I K_I$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	3,15	2,93	2,75	2,59	2,46	2,34
0,75	3,37	3,11	2,94	2,76	2,61	2,49
1	3,48	3,23	3,04	2,87	2,72	2,60
1,5	3,65	3,38	3,20	3,01	2,86	2,73
2	3,78	3,47	3,29	3,10	2,95	2,81
2,5	3,81	3,52	3,34	3,16	3,00	2,87
3	3,85	3,58	3,38	3,20	3,03	2,91
3,5	3,89	3,61	3,41	3,24	3,07	2,95
4	3,91	3,60	3,43	3,26	3,09	2,96

Tabela 7.24 – Índices de confiabilidade: Pilar P2, Taxa 2, Combinação $V_2 K_I$

r	V (coeficiente de variação)					
	5%	7,5%	10%	12,5%	15%	17,5%
0,5	3,32	3,09	2,91	2,75	2,61	2,50
0,75	3,54	3,27	3,08	2,91	2,77	2,65
1	3,65	3,40	3,22	3,03	2,88	2,75
1,5	3,81	3,52	3,36	3,18	3,01	2,88
2	3,93	3,64	3,44	3,26	3,11	2,97
2,5	4,03	3,67	3,51	3,32	3,14	3,03
3	4,02	3,75	3,53	3,36	3,19	3,06
3,5	4,08	3,74	3,55	3,39	3,21	3,10
4	4,10	3,74	3,58	3,41	3,25	3,11

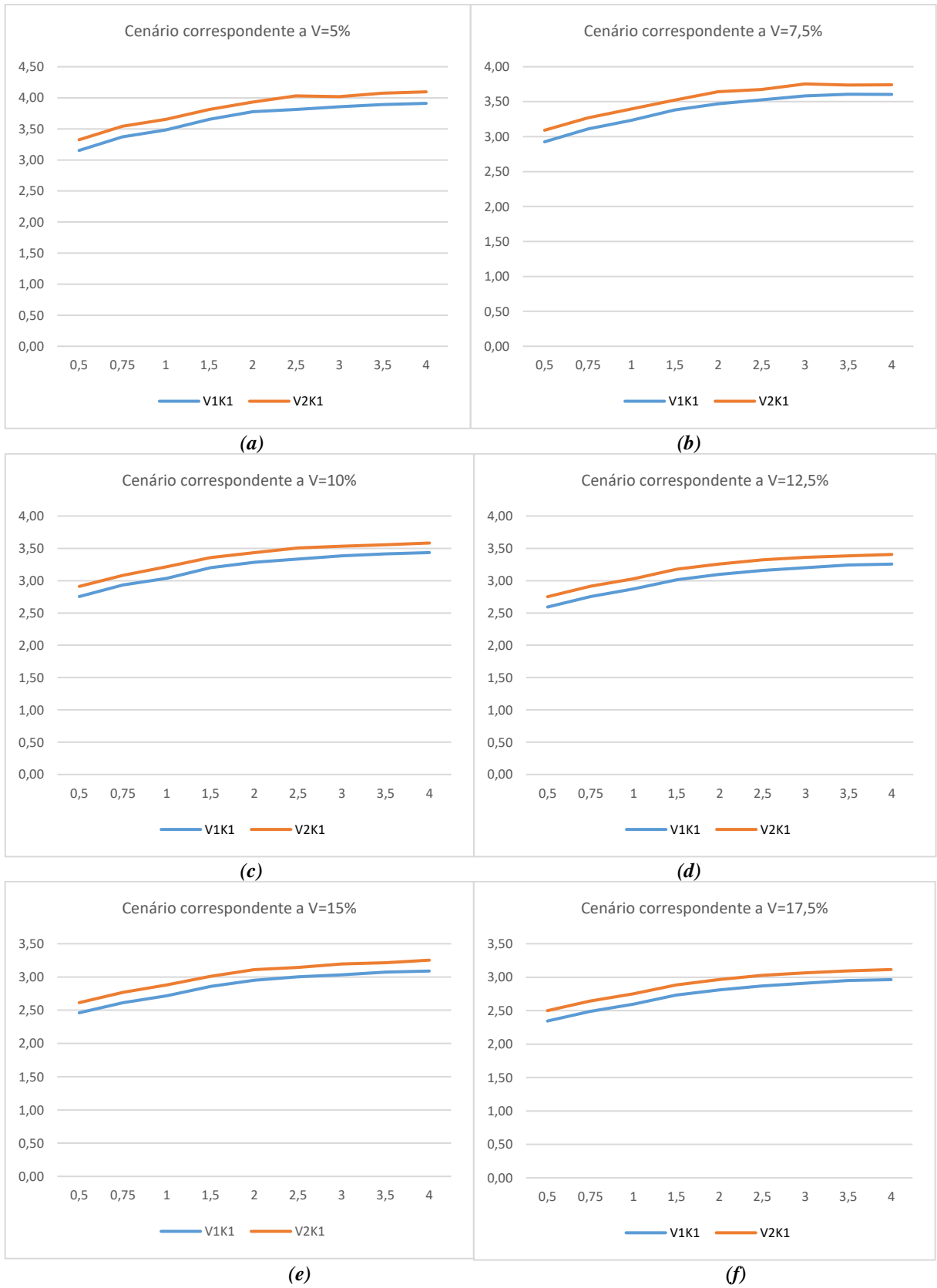


Figura 7.26 – Índices de confiabilidade para todos os cenários; Influência da Solicitação de cálculo (V_{mestre}) nos níveis de confiabilidade: Pilar P2, Taxa 2.

8

SUMÁRIO, CONCLUSÕES E SUGESTÕES

8.1 SUMÁRIO

A avaliação da segurança de estruturas existentes é uma atividade de maior relevância dado o contexto em que as sociedades desenvolvidas estão inseridas. Nestas sociedades as condicionantes da sustentabilidade aliadas às restrições econômicas obrigam que toda tomada de decisão quanto uma estrutura existente passe por um processo criterioso de análises. A decisão de uma avaliação pode resultar na manutenção da estrutura nas condições atuais, na sua reabilitação ou mesmo na demolição da mesma. Estas alternativas estão cada uma associada a um custo e um certo impacto ambiental. Por isso, uma avaliação criteriosa é de vital importância.

Uma avaliação criteriosa passa essencialmente por etapas cujo respeito da sequência cronológica leva a decisões com menores riscos ao meio ambiente e melhores benefícios em termo dos custos. Estas etapas se resumem em dois grandes grupos: investigações preliminares e investigações detalhadas. A partir das investigações preliminares, ao exemplo de inspeção de campo, profissionais treinados e experientes podem capitalizar informações de maneira a guiar com eficiência as etapas posteriores. Quando julgadas necessárias as investigações detalhadas têm um peso maior no custo da medição da segurança e devem ser otimizadas para o melhor proveito. Todas estas investigações culminam para à tomada de decisão adequada, mas não isentas de erros e incertezas. As incertezas decorrem dos sistemas de medições, das flutuações das grandezas físicas medidas e da amostragem das variáveis de interesse. Por isso, uma abordagem probabilística do processo de avaliação é de interesse primordial.

Uma boa alternativa para minimizar o impacto das incertezas no produto final da avaliação consiste em ter domínios sobre os métodos de ensaios envolvidos no processo de avaliação e conhecer melhor o comportamento do material que se avalia. Neste trabalho foram apresentados diversos métodos de ensaios junto com a caracterização das propriedades de interesse que

determinam. Conhecer os métodos de ensaio e a relevância de cada um deles possibilita a racionalização de suas escolhas no processo da avaliação e uma possível redução do custo relativo à medição da segurança. A medição da segurança é um fator chave no processo de avaliação pois é responsável pela maior parte do custo envolvido.

Para estruturas existentes de concreto armado, uma propriedade de maior relevância é a resistência à compressão. Um bom avaliador deve não somente dominar os procedimentos analíticos de análises estruturais mas deve ao mesmo tempo conhecer o material que avalia, seu comportamento no tempo e suas reações na interação com outras variáveis. Por isso, a resistência à compressão do concreto, propriedade por muitos considerada como a mais importante deste material, foi caracterizada de maneira extensa neste trabalho. Em especial critérios relativos à especificação da resistência à compressão na avaliação de estruturas existentes por meios de testemunhos extraídos foram abordados. Isto permitiu estabelecer as análises de confiabilidade em torno da variabilidade da resistência à compressão do concreto.

Em geral, critérios normativos voltados para avaliação de estruturas existentes ainda não estão consolidados ao exemplo do que já existe em termos de projeto de novas estruturas. Desta forma, ainda existe longo caminho a ser percorrido para o fundamento conceitual e filosófico que possa ajudar na elaboração destes critérios, principalmente no âmbito nacional. A elaboração de prescrições normativas deve considerar diversos cenários para especificar recomendações que atendem aos casos mais recorrentes. Dado que a resistência à compressão do concreto é uma propriedade de maior relevância, a avaliação da confiabilidade realizada neste trabalho se fundamentou em um panorama diversificado de cenários para decifrar a prática que melhor representa a situação da confiabilidade *in loco* da estrutura. Por isso foram levantadas as seguintes considerações na avaliação da confiabilidade:

- a variabilidade da resistência à compressão é aleatoriamente distribuída ao longo da estrutura por isso, a estimativa de seu impacto na confiabilidade estrutural deve considerar intervalos de valores susceptíveis de caracterizarem estruturas existentes de concreto. Consequentemente, foram definidos cenários de avaliação em torno da variabilidade da resistência à compressão cuja influência na confiabilidade de estruturas existentes era o objetivo principal desta dissertação. No âmbito deste trabalho, o cenário é definido a partir do estudo da confiabilidade realizada em torno de um dado valor do coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto. Esta foi considerada como variável chave da avaliação;

- o elemento estrutural em que a resistência à compressão é primordial no mecanismo de sua contribuição para resistir a solicitações diversas é o pilar. Este desempenha um papel de vanguarda na integridade estrutural da estrutura como um todo. Por isso, a avaliação da confiabilidade de estruturas existentes foi realizada através de pilares sujeitos à compressão centrada;
- para a maioria de estruturas civis, as cargas gravitacionais constituem a maior parte do carregamento das mesmas. Por isso, apenas estas cargas foram consideradas atentando-se às diferenças existentes nas oscilações de seus valores em torno de suas respectivas médias. Por isso, foi considerado um fator paramétrico que permitiu monitorar a influência de cada uma destas cargas nos níveis de confiabilidade. O fator paramétrico considerado foi a razão r entre a carga permanente e a sobrecarga que definiu o peso de cada uma destas cargas na solicitação do pilar.
- a avaliação da segurança de estruturas existentes segue prescrições normativas que, em alguns países são mais consolidadas conceitualmente que em outros. Por isso, nesta dissertação foram consideradas, em análises separadas, as considerações adaptadas da norma brasileira, NBR 6118 (ABNT, 2014) e aquelas da norma americana, ACI 365 (ACI, 2013).

8.2 CONCLUSÕES

O estudo realizado nesta dissertação contribuiu na consolidação de métodos e procedimentos recorrentes na avaliação da segurança de estruturas existentes. A avaliação da confiabilidade deve se basear em uma prática existente ou prescrita através de recomendações normativas. Na primeira parte deste trabalho, um esforço foi realizado no sentido de divulgar informações a respeito da prática da avaliação da segurança de estruturas existentes dado que esta ainda não é consideravelmente difundida no mercado. Por isso, uma revisão bibliográfica satisfatória foi empreendida dando resultados à exposição dos procedimentos de avaliação apresentados, da relação entre os métodos de ensaios e a eficiência da avaliação e da necessidade do conhecimento do comportamento do material que se avalia para uma avaliação adequadamente conclusiva.

Com base na prática de avaliação, escopo da primeira parte desta dissertação, a segunda parte consistiu na avaliação dos níveis de confiabilidade de estruturas existentes. Os elementos estruturais considerados nesta avaliação foram pilares curtos sujeitos à compressão centrada. Os resultados obtidos dos níveis de confiabilidade foram dados em termos de probabilidades de falha e seus respectivos índices de confiabilidade. Por conveniência, os índices de confiabilidade são mais adequados para embasar as discussões sobre os resultados. Por isso, no capítulo sete, as diferentes interpretações e justificativas dos comportamentos observados na confiabilidade foram dados em termos de índices de confiabilidade.

Observou-se que em geral, as recomendações do ACI 562 (ACI, 2013) deram maiores índices de confiabilidade e menores dispersões entre valores obtidos para os diferentes cenários estudados. Devido à correção do coeficiente de variação na determinação da resistência característica equivalente utilizada na especificação da solicitação de cálculo, os resultados obtidos tiveram uma influência mais controlada da variabilidade da resistência à compressão na confiabilidade avaliada. Pelo mesmo motivo, as comparações feitas para decifrar a influência da variabilidade da solicitação de cálculo definida por meio do coeficiente de variação *mestre* (5% e 10%) mostraram pequenas diferenças. Da mesma forma, a influência do número de testemunhos utilizados na estimativa da resistência à compressão nos níveis de confiabilidade foi considerada. O resultado desta consideração feita para estimativa com três testemunhos e outra com oito testemunhos revelou pequenas diferenças nos níveis de confiabilidade, porém, com resultados mais realistas para a estimativa com o maior número de testemunhos embora os índices de confiabilidade fossem relativamente um pouco mais baixos para a mesma.

Ao contrário do que foi observado para os resultados obtidos seguindo o ACI 562 (ACI, 2013), aqueles obtidos seguindo as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014) mostraram uma grande dependência à variabilidade da resistência à compressão no comportamento geral da confiabilidade. Por isso, os resultados obtidos tanto variando o quantil na definição da resistência característica como variando a variabilidade da solicitação via a utilização do coeficiente de variação *mestre* mostraram grandes diferenças. Foram considerados dois valores de quantil. O primeiro valor de 5% é sugerido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) no seu item 12.2 para caracterizar as resistências características dos materiais considerados no seu escopo. O segundo valor de 10% representa a tendência dos resultados obtidos para diferentes autores na caracterização da resistência à compressão *in loco* de estruturas existentes, explicitamente via

os pilares destas estruturas. Foi visto que em geral, os níveis de confiabilidade obtidos considerando um quantil de 10% foram mais altos.

Por fim, tanto para as recomendações do ACI como aquelas da ABNT, os níveis de confiabilidade obtidos se encontraram, para a maioria dos cenários, dentro da faixa sugeridas para o *fib* MC 2010 (CEB-FIB, 2011) para índice de confiabilidade alvo de estruturas existentes. A influência da taxa de armadura ficou atrelada à classe do concreto da estrutura conforme demonstraram os resultados do pilar P3 de 30 MPa e aqueles do pilar P8 de classe 70 MPa. Ficou evidente que para um dado coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto, uma elevada taxa de armadura pode ser prejudicial ou vantajosa à confiabilidade do pilar dependentemente da classe do concreto deste pilar.

8.3 SUGESTÕES

Esta dissertação avaliou a confiabilidade de estruturas existentes de maneira pontual, considerando apenas os pilares que foram avaliados exclusivamente na condição do carregamento centrado.

Sugere-se que, nos estudos posteriores a metodologia idealizada seja utilizada para avaliar a confiabilidade de estruturas existentes levando-se em conta os elementos estruturais seguintes:

- os pilares: considerando todas as diversas formas de carregamento dos mesmos através da consideração de excentricidades na aplicação do carregamento. Desta forma, levar o estudo ao nível do diagrama de interação momento fletor–esforço normal (M–N) que contempla a consideração destas excentricidades. A consideração do digrama de interação M–N permite avaliar a confiabilidade dos pilares sob a flexão composta, simples ou oblíqua;
- as vigas: considerar as diferentes equações que modelam o comportamento das vigas e implementar a confiabilidade enfatizando os diferentes parâmetros que influenciam a interação entre armadura de aço e o concreto para a condição do concreto fissurado;

O estudo feito nesta dissertação não considerou o tempo com variável de interesse na avaliação da confiabilidade. Porém, as estruturas são consideradas como existentes a partir do momento que são comissionadas após a conclusão dos trabalhos de construção até quando forem julgadas

inadequadas por diversos motivos e determinada a demolição das mesmas. Neste intervalo de tempo a estrutura fica sujeita a diferentes agentes de deterioração que causam modificações nas propriedades de seus materiais constituintes fazendo com que o tempo se torne uma variável pertinente na avaliação de uma estrutura existente. Por isso, para trabalhos futuros, sugere-se que o estudo da avaliação da confiabilidade de estruturas existentes leve em conta a variabilidade das propriedades dos diferentes materiais no tempo, através por exemplo, da consideração de processos de deterioração no modelamento do comportamento destes materiais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 214.4R. Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results. ACI Committee – 214. 2010.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 214.4R: Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results. ACI Committee 214. Farmington Hills, 2010.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 214R: Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete. ACI Committee 214. Farmington Hills, 2011.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 228.1R: In-Place Methods to Estimate Concrete Strength. Farmington Hills, 2003.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 228.1R: In-Place Methods to Estimate Concrete Strength. ACI-Committee – 228. Farming Hills, 2003.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, 2014.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 364.1R: Guide for Evaluation of Concrete Structures before Rehabilitation. ACI – Committee 364. 2007

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 437R. Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings. ACI Committee – 437. 2003.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 437R: Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings. Farmington Hills, 2003.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 562: Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Buildings. Farmington Hills, 2013.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C39 / C39M: Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017, www.astm.org

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C42 / C42M: Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016, www.astm.org

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C805/C805M: Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2013, www.astm.org

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C873 / C873M: Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015, www.astm.org

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM E 122: Standard Practice for Calculating Sample Size to Estimate, With a Specified Tolerable Error, the Average for a Characteristic of a Lot or Process, West Conshohocken, PA, 2017, www.astm.org

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE/SEI 7: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Reston, Virginia, 2002.

ANG, A. H-S.; TANG, W. H. Probability Concepts in Engineering Planning and Design – Basic Principles, Vol. I, New York, John Wiley & Sons, Inc., 1975.

ARAÚJO, J.M. Estruturas de concreto: A resistência à compressão e critérios de ruptura para o concreto. Cidade Nova: Editora Dunas, 2001. Número 1.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 12655: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 5739: Concreto — Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 7584: Concreto endurecido — Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão — Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 7680: Concreto — Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Parte 1: Resistência à compressão axial. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 8802: Concreto endurecido — Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 8953: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

AYYUB, B.M. The Nature of Uncertainty in Structural Engineering. In: B.M. Ayyub and M.M. Gupta (Editors), Uncertainty Modeling and Analysis: Theory and Applications. Elsevier Science B.V., Amsterdam, The Netherlands, 1994.

AYYUB, B.M; HALDAR, A. Decisions in Construction Operation. Journal of the Construction Engineering and Management Division, ASCE, Vol. 111, No. 4. pp. 343-357, 1985.

BARTLETT, F. M.; MACGREGOR, J. G. Statistical Analysis of the Compressive Strength of Concrete in Structures. *ACI Materials Journal*, Vol. 93, No. 2, March–April, 1996, pp. 158-168.

BARTLETT, F.M. (2001): “Reliability-Based Assessment of Concrete Strength in Existing Structures”, *Structural Concrete: Behavior to Implementation (SP-198)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 85-102.

BARTLETT, F.M. Reliability-Based Assessment of Concrete Strength in Existing Structures. In: *Structural Concrete: Behavior to Implementation (SP-198)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 85-102 p.

BARTLETT, F.M. Reliability-Based Assessment of Concrete Strength in Existing Structures. In: *Structural Concrete: Behavior to Implementation (SP-198)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 85-102.

Based Load Criteria: Load Factor and Load Combinations”, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.108, No 5, pp. 978-997.

BUNGEY, J. H. *Testing of Concrete in Structures*. 2nd Edition. New York: Chapman and Hall, 1989, 228 pp.

BUNGEY, J.H; MILLARD, S.G; GRANTHAM, M.G. *Testing of Concrete Structures*. 4th ed. Abingdon: Taylor & Francis, 2006.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION – CSA. CAN/CSA-S6: Canadian Highway Bridge Design Code. Mississauga, Ontario, 2006.

Cook, J. E., 1982, “Research and Application of High-Strength Concrete Using Class C Fly Ash,” *Concrete International*, V. 4, No. 7, July, pp. 72-80.

DIAMANTIDIS, D.; HOLICKÝ, M.; SÝKORA, M.; MARKOVÁ, J.; VROUWENVELDER, T.; TANNER, P.; ARTEAGA, A.; LARA, C.; CROCE, P.; TOPRAK, S. SENEL, S.M.; INEL, M. Innovative methods for the assessment of existing structures. Prague: Czech Technical university in Prague, Klokner Institute, 2012. 148 p. ISBN 978-80-01-05115-3

DINIZ, S. M. C. A confiabilidade estrutural e a evolução das normas técnicas. In: VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo, 2006.

DINIZ, S. M. C. Structural Reliability: Rational Tools for Design Code Development. In: 2008 Structures Congress, 2008, Vancouver. *Crossing Borders: 2008 Structures Congress*. Reston, VA, EUA: American Society of Civil Engineers, 2008.

Diniz, S. M. C., Frangopol, D. M. (1997), “Reliability Bases for High-Strength Concrete Columns”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, número 10.

DITLEVSEN, O; MADSEN, H.O. *Structural Reliability Methods*. New York: Wiley, 1996. 178 p.

Ellingwood, B., MacGregor, J. G., Galambos, T. V. e Cornell, C. A. (1982), “Probability

Ellingwood, B.; Galambos, T. V.; MacGregor, J. G.; and Cornell, C. A., 1980, Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58, NBS Special Report 577, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, 222 pp.

ELLINGWOOD, B.R., Reliability-based Condition Assessment and LRFD for Existing Structures, Structural Safety, v.18, No. 2/3, pp. 67-80, 1996

EUROPEAN STANDARD. BS EM 12504-1: Testing Concrete in structures – Part 1: Cored Specimens —Taking, examining and testing in compression. Brussels, 2009.

EUROPEAN STANDARD. BS EN 12390-1: Testing hardened Concrete – Part 1: Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds. Brussels, 2012.

EUROPEAN STANDARD. EN 1992-1-1: Eurocode 2— Design of concrete structures –Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON – CEB/FIP. Structural Concrete: Textbook on Behaviour, Design and Performance. 1st ed. Lausanne: fib, 1999. 3v. Bulletin 1 (v.1).

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON – CEB-FIP. MC 2010 : Model code 2010. Lausanne, 2011.

FUSCO, P.B. Estruturas de concreto: solicitações normais, estados limites últimos – teoria e aplicações. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

GALAMBOS, T. V. Design Codes, Engineering Safety, McGraw-Hill, p. 47-71, 1992.

Gomes, H. M., Awruch, A. M. e Rocha, M. M. (1997), “Análise da Confiabilidade no Projeto de Estruturas de Concreto Armado”, Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, São Carlos, pp. 99-108.

HALDAR, A.; MAHADEVAN, S. Probability, Reliability, and Statistical Methods in Engineering Design. New York: John Wiley & Sons, Inc., 2000. 304 p. ISBN 0-471-33119-8

Hartog, P. Building Diagnostics — Making Choices Amongst Alternatives. In The Face of Uncertainty, Building Failures and Forensics. In: BSFA Seminar, 15 March 1989. Published by Building Science Forum of Australia, New South Wales Division.

HELENE, P. Avaliação da resistência à compressão de estruturas através de testemunhos cilíndricos de concreto. In: III SIMPÓSIO SOBRE NORMALIZAÇÃO DE CIMENTO CONCRETO E AGREGADOS, 1984, São Paulo. Anais... São Paulo: ABNT/CB-18, 1984.

HELENE, P. Contribuição à análise da resistência do concreto. Construindo, v. 4, p. 32-48, 2012.

Helene, P. Contribuição à análise da resistência do concreto. Construindo, v. 4, p. 32-48, 2012.

HUA, Wen-Gang. Procedures for Diagnosis and Assessment of Concrete Buildings. 1994. 267p. Thesis (Ph.D.) – Faculty of Engineering (Civil), University of Adelaide, Adelaide, South Australia. Available on: <http://hdl.handle.net/2440/21344>

International Standards Organization – ISO 13822. Bases for design of structures – Assessment of existing structures. 2010.

International Standards Organization. ISO 2394: General principles on reliability for structures. Geneva, 1998.

JAILON, L.; POON, C.S; CHIANG, Y.H. Quantifying the waste reduction potential of using prefabrication in building construction in Hong Kong. *Waste Management*, v.29, p.309-320, 2009.

Joint Committee on Structural Safety. Probabilistic Model Code. JCSS internet publication, 2001. <http://www.jcss.ethz.ch/>

LIND, N.C.; DAVENPORT, A.G. Towards practical application of Structural Reliability Theory. In: *Probabilistic design of Reinforced Concrete buildings*. Detroit: American concrete Institute, SP-31, pp. 63-110.

MacGregor, J.G. Reinforced concrete: mechanics and design. 3^o ed. New Jersey: Prentice Hall, 1997.

MADSEN, H.O.; KRENK, S.; LIND, N.C. Methods of structural safety. New York: Dover Publications, 1986.

Malhotra, V. M. Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods. ACI Monograph No. 9, American Concrete Institute/Iowa State University Press, Farmington Hills, Mich., 1976, 204 pp.

MALHOTRA, V. M., and CARINO, N. J. Handbook on Nondestructive Testing of Concrete. eds. Boca Raton, Fla: CRC Press Inc., 1991, 343 pp.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. Concrete: Microstructure, Properties, and Materials. 3rd ed. New York: MacGraw-Hill, 2006. 684 p.

MELCHERS, R.E. Assessment of Existing Structures – Approaches and Research Needs, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, No. 4, p. 406-411, 2001.

Mirza S. A., and MacGregor, J. G. (1989), “Slenderness and Strength Reliability of Reinforced Concrete Columns”, *ACI Structural Journal*, 86(4), 428-438.

Mirza, S. A. and Skrabek, B. W. (1992), “Statistical Analysis of Slender Composite Beam-Column Strength”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 118(5), 1312-1332.

NAGALLI, A. Gerenciamento de resíduos sólidos na construção civil. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

NEVILLE, A.M. Properties of Concrete. 5th ed. New York: Pearson, 2011.

NOWAK, A.S.; COLLINS, K.R. Reliability of structures. New York: McGraw-Hill Higher Education, 2000.

RÜSH, H. Researches toward a general flexural theory for structural concrete. *Journal of the American Concrete Institute*. V.57, p.1–28, 1960.

SHOUMAN, M.L. *Probabilistic Reliability: An Engineering Approach*. New York: McGraw-Hill, 1968.

SÜSSEKIND, J.C. *Curso de concreto*. 7ª ed. São Paulo: Globo, 1993. 2 v.

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.

VIEIRA FILHO, J.M. *Avaliação da resistência à compressão do concreto através de testemunhos extraídos: contribuição à estimativa do Coeficiente de correção devido aos efeitos do broqueamento*. São Paulo: Universidade de São Paulo, Escola politécnica, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2007. (tese de doutorado).

Warner, R.F.; Kabaila, A.P. *strengthening, Stiffening and Repair of Concrete Structures*. IABSE PERIODICA, Zúrich, v. 2, n.4, p. 25-43, May. 1981

YUAN, F.; SHEN, L.; LI, Q. Energy analysis of the recycling options for construction and demolition waste. *Waste Management*, v.31, n. 11, p.2503-2511, 2011.