

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**MODELAGEM DA CARBONATAÇÃO E PREVISÃO DE VIDA
ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM AMBIENTE
URBANO**

Edna Possan

Porto Alegre
2010

EDNA POSSAN

**MODELAGEM DA CARBONATAÇÃO E PREVISÃO DE VIDA
ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM AMBIENTE
URBANO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia.
Orientação: Prof. Dra. Denise Carpena Coitinho Dal Molin e Prof. Dr. Jairo José de Oliveira Andrade

Porto Alegre
2010

P856m Possan, Edna

Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano/ Edna Possan. – 2010.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2010.

Orientadores: Prof^ª. Dr^ª. Denise Carpena Coitinho Dal Molin e Prof. Dr. Jairo José de Oliveira Andrade.

1. Carbonatação - Concreto. 2. Durabilidade – Vida útil. 3. Modelos matemáticos. 4. Método de Monte Carlo. 5. Confiabilidade. 6. Grupo focal. I. Dal Molin, Denise Carpena Coitinho, orient. II. Andrade, Jairo José de Oliveira, coorient. III. Título.

CDU-624.012.45(043)

EDNA POSSAN

**MODELAGEM DA CARBONATAÇÃO E PREVISÃO DE VIDA
ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM AMBIENTE
URBANO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Área de construção, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 17 de junho de 2010

Prof. Denise Carpena Coitinho Dal Molin
Dra. Pela USP
orientador

Prof. Jairo José de Oliveira Andrade
Dr. Pela UFRGS
orientador

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Turíbio José Da Silva (UFU)
Dr. Pela Universidad Politécnica de Cataluña

Prof. Geraldo Cechella Isaia (UFMS)
Dr. Pela Universidade de São Paulo

Prof. José Luis Duarte Ribeiro (UFRGS)
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho (UFRGS)
PhD. Pela University of Leeds

À Carlos Alberto, meu porto seguro.

AGRADECIMENTOS

Especial agradecimento aos meus orientadores Denise Dal Molin e Jairo Andrade por oportunizarem a evolução do trabalho e pessoal, pelos valiosos conselhos e boas conversas proporcionadas na realização do trabalho, certamente serão lembrados por toda a minha vida. À Denise que, com sua tranquilidade e sapiência, sempre tinha palavras amigas e motivadoras nos momentos de incertezas da pesquisa. Ao professor Jairo que, com sua empolgação contagiante e apreço pelo tema do trabalho, sempre me deu ânimo para continuar. Sou muito grata a vocês.

Ao CNPq pelo fomento da pesquisa por meio da bolsa de doutorado, à UTFPR pelo apoio e liberação para o término do trabalho e ao CEASB/PTI por fomentar a pesquisa que dará continuidade ao trabalho.

À Associação Brasileira de Patologia, ALCONPAT Brasil, por ter oportunizado a realização da reunião com os especialistas em paralelo ao Pré-Conpat/2005.

Ao professor José Duarte Ribeiro pela valiosa colaboração na pesquisa tanto na moderação do grupo focal quanto na modelagem matemática da carbonatação do concreto.

Ao professor Geraldo Isaia pelas colaborações no texto final do trabalho e pela especial atenção dedicada.

Aos professores Aguida G. Abreu, Antonio A. Nepomuceno, Claudio S. Kazmierczak, Denise C. C. Dal Molin, Geraldo C. Isaia, Jairo J. O. Andrade, Luiz C. P. da Silva Filho, Manuel Fernández Cánovas, Marlova P. Kulakowski, Paulo R. L. Helene e Pedro Castro Borges por aceitarem o convite e participar da reunião de grupo focal, contribuindo para a elaboração do modelo proposto.

À Cristiane Pauletti pela amizade e parcerias produtivas na redação de nossos artigos. Também pela participação na reunião de grupo focal.

Aos amigos do Norie Adriana Oliveira, Bernardo, Paulo Salvador, Paulo Manoel, Franciele, Cristiano, Simone Venquiaruto, Aline Kormam, Ana Paula, Geilma, Lu Cordeiro, Lu Pandonfo, Lu Miron, Daniel, Alexandre, Jairo Wolf, Mauro e Anderson, pelo

companheirismo, pelos prazerosos happy hours, pelos conselhos... enfim pelas horas agradáveis que passamos juntos.

Às amigas do clube da lulu, Fernanda Red, Flavia e Helenize pelas boas conversas e jantinhas adoráveis. Sinto saudades.

À Elaine Moreira pela grande amizade, companheirismo e hospedagem e à sua família por ter me adotado no Rio Grande do Sul. Ao Ângelo por me receber muito bem em sua casa. Serei eternamente grata a todos vocês.

Aos amigos de infância, de faculdade, de festa, da vida, Telma, Jack, Andrea, Vanessa, Dalila, Sakamoto, Dárcio, Cristiano, Juliana, Makerli, Ivanete, Luci... e às vizinhas e amigas de PoA Cariziane, Julia e Patrícia, por todos os bons momentos compartilhados.

À Fabiana Schutz, sem sua ajuda seria muito complicado terminar esse trabalho. Obrigada.

A Leandro Gabrielli pela assistência técnica computacional, pelas boas conversas e amizade e à Daiana pela colaboração na formatação das figuras.

À Giovanna, Leila, Luciane e Ligia, incentivadoras desta jornada.

A Carlos Alberto, meu porto seguro, pela paciência, pela força e dedicação, sem o teu apoio teria sido bem mais difícil. Agradeço por tudo o que fizestes por mim nestes anos que estamos juntos, em especial por nunca ter me deixado desistir. Amo-te.

Aos meus pais, pela luta. Aos meus manos, Adriana e Edison, pelo carinho, à Flaviane pelo companheirismo e amizade e ao Guga pelas tagarelices. Ao Ita, por tudo.

Ao Papai do Céu por ter permitido que essa jornada chegasse ao fim.

A todos que de maneira direta ou indireta colaboraram para que esse trabalho fosse realizado. Muito obrigada.

RESUMO

POSSAN, E. Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano. 2010. Tese de doutorado (Doutorado em engenharia) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Este trabalho propõe um modelo matemático destinado à estimativa da profundidade de carbonatação e à previsão de vida útil de projeto de estruturas de concreto, envolvendo variáveis de entrada de fácil obtenção (como resistência à compressão, tipo de cimento, umidade relativa, entre outras). Com base no conhecimento de *experts* (grupo focal) criou-se o banco de dados que deu origem ao modelo, o qual considera as principais variáveis de influência na ação da carbonatação, incluindo: às características do concreto (resistência à compressão do concreto aos 28 dias, o tipo de cimento empregado, o teor de adição, quando houver); às condições de exposição (macro clima - ambiente interno ou externo, protegido ou não da chuva); e, às condições ambientais (umidade relativa média da região de exposição da estrutura e o teor de CO₂ do ambiente). O modelo matemático proposto baseou-se no ajuste de dados considerando as leis físico-químicas pertinentes, o qual foi testado com dados de investigações experimentais realizadas por outros pesquisadores. Os resultados indicam que o mesmo representa a ação da carbonatação do concreto, apresentando potencial de generalização. Também foi empregado para a previsão de vida útil de projeto, com uma abordagem probabilística via Simulação de Monte Carlo (SMC) e Análise de confiabilidade, inserindo as variabilidades existentes no processo de degradação. Os resultados das simulações demonstram que o modelo pode ser empregado para estimativa de vida útil via processos estocásticos. O modelo foi desenvolvido essencialmente para servir como um suporte para a análise da durabilidade de estruturas de concreto armado em ambiente urbano, podendo ser empregado tanto para a estimativa da profundidade de carbonatação do concreto quanto para a previsão de vida útil de projeto de estruturas novas ou existentes, com abordagem determinística ou probabilística. As maiores vantagens do modelo são relacionadas à entrada de dados os quais podem ser obtidos com relativa facilidade, à facilidade de aplicação e ao potencial de generalização.

Palavras-chave: carbonatação do concreto, ciclo de vida, previsão de vida útil, simulação de monte Carlo, análise de confiabilidade, grupo focal.

ABSTRACT

POSSAN, E. Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano. 2010. Tese de doutorado (Doutorado em engenharia) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

This research work proposes a mathematical model to estimate carbonation depths and the service life prediction of concrete structures using easily accessible input variables (such as compressive strength, cement type, relative humidity, etc.). The model was designed using a database which was developed using the knowledge of experts (focus group). This database assesses the main variables that affect carbonation in concrete (compressive strength at 28 days, type of cement, concentration of addition, if applicable), exposure conditions (macroclimate – indoors or outdoors, exposure to rain) and environmental conditions (mean relative humidity and carbon dioxide concentration of the area where the structure is located). The proposed model was tested using experimental data from other researchers and the results suggest that it accurately represents the effects of carbonation in concrete, with results that can be expanded to other structures. The mathematical model was also applied to forecasts of the service life of a project using the probabilistic approach of Monte Carlo methods (MC) and an analysis of reliability that accounted for the intrinsic variability found in decay processes. The results of the simulations show that the model can be used to estimate the service life of a project using a stochastic technique. The model was developed to serve mainly as a supporting feature in the assessment of durability in reinforced concrete structures in urban environments and can be applied both to estimates of carbonation depths and to the service life prediction of projects of new or existing structures, using deterministic or probabilistic approaches. The major benefits offered by this model are related to the input of data, which are readily available, its ease of use and its potential for application in general situations.

key-words: concrete carbonation, life cycle, service life prediction, Monte Carlo Simulation, reliability analysis, focus group.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	13
LISTA DE TABELAS	17
LISTA DE APÊNDICES E ANEXOS	19
1 INTRODUÇÃO.....	20
1.1 CONTEXTO E JUSTIFICATIVA	20
1.2 ORIGINALIDADE DA TESE	24
1.3 OBJETIVOS	25
1.4 HIPÓTESES	26
1.5 LIMITAÇÕES DA PESQUISA	26
1.6 TEMA DE PESQUISA E DESCRIÇÃO DA PROPOSTA	27
1.7 ESTRUTURA DO TRABALHO	28
2 PREVISÃO DE VIDA ÚTIL: MARCO TEÓRICO	29
2.1 IMPORTÂNCIA	29
2.2 PREVISÃO DE VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO	30
2.3 A COMUNIDADE CIENTÍFICA E A PREVISÃO DE VIDA ÚTIL	38
2.4 MÉTODOS PARA A PREVISÃO DE VIDA ÚTIL	43
2.4.1 Baseados em Experiências Anteriores.....	44
2.4.2 Baseada em Ensaios Acelerados.....	44
2.4.3 Por Meio de Métodos Determinísticos	46
2.4.4 Por Meio de Métodos Estocásticos ou Probabilísticos.....	46
2.5 PROPOSTA DE UMA METODOLOGIA PARA A MODELAGEM E PREVISÃO DE VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO	47
2.5.1 Dados de Degradação	49
2.5.1.1 Grupo focal	50
2.5.1.2 Contexto Histórico.....	52
2.5.1.3 Etapas da Realização dos Grupos Focais.....	52

2.5.1.4 Emprego de Grupos Focais na Engenharia.....	54
2.5.2 Modelagem da Degradação	56
2.5.3 Estimativa da Degradação	57
2.5.4 Tomada de Decisão	59
2.6 VIDA ÚTIL NA ATUALIDADE	61
2.7 CONSIDERAÇÕES SOBRE A VIDA ÚTIL	64
3 CARBONATAÇÃO DO CONCRETO	66
3.1 AÇÃO DA CARBONATAÇÃO.....	66
3.2 MECANISMOS DE TRANSPORTE DO DIÓXIDO DE CARBONO.....	69
3.3 FATORES QUE INFLUENCIAM A PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO	73
3.3.1 Efeito da Umidade Relativa, da Concentração de CO ₂ e da Temperatura	74
3.3.2 Efeito da proteção à chuva.....	81
3.3.3 Efeito do tipo de cimento, das adições, da resistência à compressão e do cobrimento do concreto	82
3.4 CORROSÃO DA ARMADURA EM CONCRETOS CARBONATADOS.....	84
3.5 MODELOS DE PREVISÃO	89
3.5.1 Principais Modelos	91
3.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE A CARBONATAÇÃO DO CONCRETO.....	98
4 ANÁLISE DE CONFIABILIDADE	101
4.1 INTRODUÇÃO.....	101
4.2 A CONFIABILIDADE	103
4.2.1 Simulação de Monte Carlo	109
4.2.2 Função de probabilidade.....	111
4.2.3 Incertezas na análise de confiabilidade	115
4.3 ÍNDICE DE CONFIABILIDADE.....	116
4.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A ABORDAGEM PROBABILÍSTICA	118
5 ABORDAGEM METODOLÓGICA	119
5.1 MÉTODOS E TÉCNICAS DE PESQUISA	119

5.2 DELINEAMENTO DA PESQUISA.....	121
5.2.1 Modelagem da Carbonatação do Concreto Via Grupo Focal.....	123
5.2.1.1 Metodologia.....	123
5.2.1.2 Planejamento: elaboração do questionário e seleção dos participantes.....	124
5.2.1.3 Condução da sessão.....	128
5.2.1.4 Análise e interpretação dos resultados.....	129
5.2.2 Previsão de Vida Útil.....	129
5.2.2.1 Tipo de Distribuição Adotada para a vida útil.....	131
5.2.2.2 Propriedades estatísticas das variáveis.....	132
5.2.2.3 Geração das variáveis aleatórias.....	135
5.2.2.4 Estados limites.....	137
5.2.2.5 Método de simulação adotado.....	137
5.2.2.6 Número de simulações realizadas.....	138
5.2.2.7 Definição do Índice de Confiabilidade.....	139
6 PROPOSTA DE UM MODELO DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL PARA O PERÍODO DE INICIAÇÃO DA CORROSÃO DESENCADEADA POR CARBONATAÇÃO DO CONCRETO.....	140
6.1 PROBLEMÁTICA.....	140
6.2 FORMULAÇÃO DO MODELO.....	142
6.3.1 Primeira Etapa: coleta de informações.....	143
6.3.2 Segunda Etapa: modelagem da carbonatação.....	143
6.3.2.1 Determinação das equações individuais.....	145
6.3.2.2 Determinação dos parâmetros do modelo.....	147
6.3.2.3 Determinação da equação geral.....	148
6.3.3 Terceira Etapa: verificação do modelo.....	151
6.3.3.1 Efeito das variáveis x_i no comportamento do modelo.....	151
6.3.3.2 Análise de sensibilidade.....	162
6.3.3.3 Análise do modelo a partir dos resíduos gerados.....	163

6.3.3.4 Comparação com modelos da literatura	164
6.3.4 Etapa 4: validação do modelo proposto.....	171
6.3.4.1 Valores previstos x observados por Isaia et al. (2001)	174
6.3.4.2 Valores previstos x observados por Pauletti (2009)	178
6.3.4.3 Valores previstos x observados por Possan (2004)	181
6.3.4.4 Valores previstos x observados por Vieira, et al. (2009).....	182
6.3.4.5 Valores previstos x observados por Meira (2004) e Meira, Padaratz e Borba Jr, (2006).....	184
6.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE O MODELO DESENVOLVIDO	186
7 ABORDAGEM PROBABILÍSTICA PARA A PREVISÃO DE VIDA ÚTIL	188
7.1 DESCRIÇÃO ESTATÍSTICA DAS VARIÁVEIS DO MODELO.....	189
7.2 APLICAÇÃO DA TEORIA DE CONFIABILIDADE.....	196
7.3 VERIFICAÇÃO PROBABILÍSTICA DAS VARIÁVEIS DE INFLUENCIA.....	199
7.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE O CAPÍTULO	211
8 CONCLUSÕES.....	216
8.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O MODELO PROPOSTO.....	216
8.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE A PREVISÃO DE VIDA ÚTIL	219
8.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS	220
8.4 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	221

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: etapas para a realização da pesquisa	27
Figura 2: modelo simplificado para a corrosão das armaduras proposto por Tuutti (1982)	33
Figura 3: modelo simplificado para a corrosão das armaduras proposto por Bamforth (2004)	34
Figura 4: conceituação de vida útil das estruturas de concreto armado, tendo como referência o fenômeno de corrosão das armaduras	34
Figura 5: vida útil das estruturas de concreto	35
Figura 6: consideração das incertezas probabilísticas na vida útil das estruturas de concreto armado	36
Figura 7: curva idealizada da deterioração de uma estrutura de concreto	36
Figura 8: fluxograma para previsão de vida útil	48
Figura 9: abordagens para previsão de vida útil	58
Figura 10: relação entre custos de aquisição e custos de manutenção e reparo sobre o ponto do custo do ciclo de vida (CCV)	61
Figura 11: evolução conceitual do projeto das estruturas de concreto	62
Figura 12: combinação sistemática dos componentes para a sustentabilidade da construção	63
Figura 13: representação do avanço da frente de carbonatação e alteração do pH do concreto no tempo	66
Figura 14: mecanismos de transporte de agentes agressivos no concreto	72
Figura 15: concentração global de CO ₂ na atmosfera	74
Figura 16: influência do teor de CO ₂ e da relação água/cimento no coeficiente de carbonatação do concreto: (a) 5 dias de cura; (b) sem cura	76
Figura 17: influência do teor de CO ₂ no coeficiente de carbonatação do concreto	77
Figura 18: representação esquemática da difusão do CO ₂	78
Figura 19: efeito da umidade no coeficiente de difusão do CO ₂	79
Figura 20: influência da umidade relativa no (a) grau de carbonatação e (b) na profundidade de carbonatação.	80
Figura 21: influência da (a) resistência à compressão e (b) da relação a/c na profundidade de carbonatação	84
Figura 22: esquema simplificado: modelo da corrosão da armadura do concreto	86
Figura 23: influência da UR na iniciação e propagação da corrosão desencadeada por carbonatação	88
Figura 24: ilustração do conceito de estado limite para um estado bidimensional	107
Figura 25: ilustração da teoria da interferência	107

Figura 26: representação dos estados de segurança e de falha em um sistema.....	108
Figura 27: geração das variáveis aleatórias pelo método da transformação inversa.....	110
Figura 28: representação gráfica da relação entre índice de confiabilidade β versus probabilidade de falha p_f	117
Figura 29: delineamento da pesquisa	121
Figura 30: fluxograma da reunião de grupo focal, construção e validação do modelo.....	124
Figura 31: fatores de influência na carbonatação do concreto com variação temporal.....	125
Figura 32: estágios do processo de simulação da degradação do concreto por carbonatação	130
Figura 33: distribuição genérica da vida útil das estruturas	131
Figura 34: ilustração esquemática dos conceitos probabilísticos na vida útil.....	132
Figura 35: Numerical Technologies Random Generator for Excel.....	136
Figura 36: relação entre o número de simulações, o tempo de processamento e a variabilidade da probabilidade de falha.....	139
Figura 37: estrutura para a formulação do modelo.....	142
Figura 38: efeito da resistência à compressão axial na profundidade de carbonatação do concreto	152
Figura 39: evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo, em função da resistência à compressão.....	153
Figura 40: efeito do tipo de cimento na profundidade de carbonatação em função da resistência	154
Figura 41: evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo em função do tipo de cimento	154
Figura 42: efeito do teor de adição e da resistência à compressão na profundidade de carbonatação do concreto	155
Figura 43: evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo em função do teor de adição	155
Figura 44: efeito da Umidade relativa e da resistência à compressão na profundidade de carbonatação	157
Figura 45: evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo em função da umidade relativa	158
Figura 46: comportamento do modelo x dados experimentais.....	158
Figura 47: efeito do teor de CO ₂ e da resistência na profundidade de carbonatação	159
Figura 48: evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo em função do teor de CO ₂	159
Figura 49: efeito da proteção à chuva na profundidade de carbonatação.....	160

Figura 50: evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo em função da proteção	161
Figura 51: análise de sensibilidade das variáveis do modelo	162
Figura 52: (a) valores informados no grupo focal x valores preditos pelo modelo (b) gráfico de resíduos.....	163
Figura 53: comparação entre os modelos para concretos com 25 MPa.....	170
Figura 54: comparação entre os modelos para concretos com 30 MPa.....	170
Figura 55: carbonatação do concreto para a mistura CV 25.....	175
Figura 56: carbonatação do concreto para a mistura CV 50.....	175
Figura 57: carbonatação do concreto para a mistura CCA 25.....	176
Figura 58: carbonatação do concreto para a mistura CCA 50.....	176
Figura 59: gráfico de resíduos para os dados de Isaia et al. (2001).....	177
Figura 60: gráfico de resíduos quando a resistência à compressão da mistura CV 50 é tomada aos 90 dias	177
Figura 61: carbonatação do concreto com cimento CP I: a) ambiente externo desprotegido; b) Ambiente interno	179
Figura 62: carbonatação do concreto com cimento CP IV: a) ambiente externo desprotegido; b) Ambiente interno.....	180
Figura 63: valores observados x valores previstos para, a) Cimento CP I; b) Cimento CP IV	181
Figura 64: carbonatação do concreto com cimento CP V ARI: a) com 20% de SA; b) sem sílica ativa.	182
Figura 65: carbonatação do concreto com cimento CP IV.....	183
Figura 66: carbonatação do concreto com cimento CP V ARI.	183
Figura 67: valores observados x valores previstos dados de Vieira, et al, (2009).....	184
Figura 68: carbonatação do concreto com cimento CP IV	185
Figura 69: carbonatação do concreto com cimento CP II F	185
Figura 70: valores observados x valores previstos a) cimento CP II F, b) cimento CP IV	186
Figura 71: histograma da modelagem da resistência à compressão para o cenário 1	190
Figura 72: histograma da modelagem da resistência à compressão para o cenário 2	191
Figura 73: histograma da modelagem da espessura de cobrimento para o cenário 1.....	192
Figura 74: histograma da modelagem da espessura de cobrimento para o cenário 2.....	192
Figura 75: histograma da modelagem da umidade relativa para o cenário 2	193
Figura 76: histograma da profundidade de carbonatação (cm) para vários períodos de tempo	194

Figura 77: histograma da vida útil em função das distribuições de probabilidades a) geral; b) Normal; c) Gumbel; d) Lognormal.....	196
Figura 78: influência da espessura de cobrimento na probabilidade de falha (p_f) e no índice de confiabilidade (β).....	197
Figura 79: influência da resistência à compressão na probabilidade de falha (p_f) e no índice de confiabilidade (β).....	198
Figura 80: histograma da vida útil, para (a) cenário 1 e (b) cenário 2.....	200
Figura 81: vida útil x probabilidade de ocorrência P , para (a) cenário 1 e (b) cenário 2.....	200
Figura 82: p_f e β x tempo, para (a) cenário 1 e (b) cenário 2.....	200
Figura 83: histograma da vida útil, para (a) cenário 3 e (b) cenário 4.....	202
Figura 84: vida útil x probabilidade de ocorrência P , para (a) cenário 3 e (b) cenário 4.....	202
Figura 85: p_f e β x tempo, para (a) cenário 3 e (b) cenário 4.....	202
Figura 86: histograma da vida útil, para (a) cenário 5 e (b) cenário 6.....	204
Figura 87: vida útil x probabilidade de ocorrência P , para (a) cenário 5 e (b) cenário 6.....	204
Figura 88: p_f e β x tempo, para (a) cenário 5 e (b) cenário 6.....	204
Figura 89: histograma da vida útil, para (a) cenário 7 e (b) cenário 8.....	206
Figura 90: vida útil x probabilidade de ocorrência P , para (a) cenário 7 e (b) cenário 8.....	206
Figura 91: p_f e β x tempo, para (a) cenário 7 e (b) cenário 8.....	206
Figura 92: histograma da vida útil, para (a) cenário 9 e (b) cenário 10.....	208
Figura 93: Vida útil x probabilidade de ocorrência P , para (a) cenário 9 e (b) cenário 10....	208
Figura 94: p_f e β x tempo, para (a) cenário 9 e (b) cenário 10.....	208
Figura 95: histograma da vida útil, para (a) cenário 11 e (b) cenário 12.....	210
Figura 96: vida útil x probabilidade de ocorrência P , para (a) cenário 11 e (b) cenário 12...	210
Figura 97: p_f e β x tempo, para (a) cenário 11 e (b) cenário 1.....	210
Figura 98: influência do ambiente de exposição e do índice de confiabilidade na vida útil ..	212
Figura 99: Profundidade de carbonatação no tempo para as probabilidades de falha de 0,07, 0,20 e 0,50.	213
Figura 100: influência da espessura de cobrimento e da resistência à compressão do concreto na vida útil devido à ação da carbonatação	214
Figura 101: elevação da profundidade de carbonatação no tempo em função da resistência à compressão do concreto.....	214
Figura 102: recomendações normativas para a espessura de cobrimento do concreto	215

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: possíveis fontes de dados de degradação das estruturas de concreto	49
Tabela 2: valores de k_1 e k_2	55
Tabela 3: modelos empíricos x modelos complexos	56
Tabela 4: métodos de análise econômica de sistemas e subsistemas de engenharia.....	60
Tabela 5: vida útil de projeto (VUP) mínima (em anos) especificada na NBR 15575:2008 ...	65
Tabela 6: resumo dos principais mecanismos de transporte de gases	71
Tabela 7: teor de CO ₂ de alguns ambientes	75
Tabela 8: umidade relativa ideal para a reação da carbonatação.....	80
Tabela 9: modelos matemáticos para estimativa da profundidade de carbonatação do concreto	93
Tabela 10: compilação das variáveis que influenciam a carbonatação do concreto	98
Tabela 11: resumo das conseqüências da carbonatação no concreto	100
Tabela 12: estados limites	106
Tabela 13: distribuições de probabilidade de funções contínuas	113
Tabela 14: incertezas da Análise de confiabilidade.....	115
Tabela 15: Relação entre Índice de confiabilidade (β) e probabilidade de falha (p_f)	116
Tabela 16: estados limites x índice de confiabilidade mínimo para um período de 50 anos .	117
Tabela 17: índice de confiabilidade x probabilidade de falha para a despassivação.....	118
Tabela 18: variáveis selecionadas para discussão no grupo focado	126
Tabela 19: propriedades estatísticas das variáveis	133
Tabela 20: proposta de classificação do coeficiente de variação da espessura de cobrimento.....	135
Tabela 21: proposta de classificação do coeficiente de variação da profundidade de carbonatação	135
Tabela 22: probabilidade de falha p_f versus índice de confiabilidade β	139
Tabela 23: parâmetros a_i e b_i das equações individuais	147
Tabela 24: coeficientes do modelo em função (a) das características do concreto e das condições ambientais (b) das condições de exposição	150
Tabela 25: valores adotados para a verificação do modelo – exemplo de aplicação	152
Tabela 26: análise residual do modelo proposto	164
Tabela 27: parâmetros de projeto para estruturas sujeitas à carbonatação	167
Tabela 28: quantidade de CaO em função do tipo de cimento	167

Tabela 29: grau de hidratação em função da relação a/c	167
Tabela 30: coeficiente de carbonatação ($\text{mm}/(\text{year})^{0.5}$) para concretos produzidos com cimento CEM I*	167
Tabela 31: fator de correção em função do tipo de adições	168
Tabela 32: coeficiente Ar incorporado	168
Tabela 33: coeficiente do ambiente	168
Tabela 34: coeficiente referente ao tipo do aglomerante.....	168
Tabela 35: variáveis de entrada dos modelos em análise	169
Tabela 36: condições para a análise dos modelos de carbonatação do concreto.....	170
Tabela 37: principais características dos dados com potencial de utilização no processo de validação do modelo	173
Tabela 38: profundidades de carbonatação observadas por ISAIA et al. (2001) x preditas pelo modelo proposto	174
Tabela 39: descrição probabilística da resistência à compressão	190
Tabela 40: descrição probabilística da espessura de cobrimento	191
Tabela 41: descrição probabilística da umidade relativa.....	192
Tabela 42: descrição probabilística do Teor de CO_2	193
Tabela 43: descrição probabilística da profundidade de carbonatação	193
Tabela 44: descrição estatísticas das variáveis do modelo	195
Tabela 45: cenário de simulação 1	199
Tabela 46: cenário de simulação 2	199
Tabela 47: cenário de simulação 3	201
Tabela 48: cenário de simulação 4	201
Tabela 49: cenário de simulação 5	203
Tabela 50: cenário de simulação 6	203
Tabela 51: cenário de simulação 7	205
Tabela 52: cenário de simulação 8	205
Tabela 53: cenário de simulação 9	207
Tabela 54: cenário de simulação 10	207
Tabela 55: cenário de simulação 11	209
Tabela 56: cenário de simulação 12	209
Tabela 57: vida útil estimada (em anos) em função do índice de confiabilidade β	211

LISTA DE APÊNDICES E ANEXOS

Apêndice A: questionário: grupo focal de carbonatação.....	236
Apêndice B: resultados médios de profundidade de carbonatação do concreto obtidos no estudo de grupo focal.....	239
Apêndice C: tela de simulação	242
Anexo 1: dados empregados para verificação do modelo (ISAIA et al.,2001)	244
Anexo 2: dados empregados para verificação do modelo (PAULETTI, 2009)	246
Anexo 3: dados empregados para verificação do modelo (POSSAN, 2004)	254
Anexo 4: dados empregados para verificação do modelo (VIEIRA, et al., 2009)	256
Anexo 5: dados empregados para verificação do modelo (MEIRA, 2004 e MEIRA, PADARATZ e BORBA JUNIOR, 2006).....	258
Anexo 6: dados empregados para verificação do modelo (FIGUEIREDO, 2004)	260

1 INTRODUÇÃO

“Eu poderia viver recluso numa casca de noz e me considerar rei do espaço infinito...”.

(Shakespeare, Hamlet, ato 2, cen 2)

1.1 CONTEXTO E JUSTIFICATIVA

Face aos problemas de degradação observados, especialmente devidos à corrosão do aço imerso no concreto, às novas necessidades competitivas e às exigências de sustentabilidade no setor da Construção Civil, nas últimas décadas verifica-se uma tendência mundial à elaboração de projetos voltados à durabilidade e à extensão de vida útil das estruturas de concreto armado. Com isso, modelos de previsão de vida útil, que possam descrever adequadamente o processo de degradação das estruturas de concreto armado ao longo do tempo, vêm sendo desenvolvidos.

Frente à competitividade, fatores como programação de manutenção, estimativa de custos ao longo da vida útil e necessidade de se construir edificações mais duráveis (com maior vida útil) tem merecido crescente destaque nos projetos e gerenciamento de empreendimentos, com ênfase no custo do ciclo de vida (CCV). Segundo Mehta e Monteiro (2008) o crescimento dos custos envolvendo a reposição de estruturas e a crescente ênfase no custo do ciclo de vida, mais do que no custo inicial, está forçando os engenheiros a darem mais atenção às questões de durabilidade.

Em relação à sustentabilidade, edificações com maior ciclo de vida, ou seja, maior vida útil, empregando especialmente materiais reciclados, terão preferência em um futuro não muito distante. Com esta preocupação, Metha (2001) defende o desenvolvimento da capacidade de se projetar estruturas para 500 anos de vida útil, em vez de 50. Assim multiplica-se por 10 a produtividade das reservas de matérias primas, o que significa preservar 90% das mesmas. A favor da sustentabilidade, o Professor Mehta ainda promove o emprego de materiais reciclados, como a escória e a cinza volante, na produção de concretos.

Segundo Garcia-Alonso et. al. (2007), as atividades relacionadas à manutenção, reparo e restauração de estruturas de concreto e suas partes correspondem a 35% do total do volume de trabalho do setor da construção civil, e esse número vem aumentando nos últimos anos. Quanto à degradação das estruturas de concreto e os custos associados, Mehta e Monteiro (2008) citam que em países industrialmente desenvolvidos estima-se que 40% do total de recursos da indústria de construção são destinados a intervenções de estruturas já existentes e menos de 60% em novas instalações. Estudos realizados em 1990 apontam gastos anuais de aproximadamente 36 bilhões de dólares em reparos e manutenção de estruturas de concreto na Inglaterra (LONG, 1993). Dados coletados pela NACE International (2002) mostram que nos Estados Unidos o custo anual relacionado ao processo corrosivo de infra-estruturas civis (pontes, aeroportos, portos, entre outros) é estimado em US\$ 22,6 bilhões. Em estudo realizado no Brasil, Meira e Padaratz (2002) observaram que os investimentos em intervenções de manutenção, em uma estrutura com alto grau de deterioração, podem chegar a aproximadamente 40% dos custos de execução do componente degradado.

Outro fator de importância a ser observado é relativo à segurança e à confiabilidade estrutural, visto que algumas estruturas com elevadas taxas de degradação têm entrado em colapso, envolvendo e vitimando intervenientes. Sinistros ocorridos no Brasil, como o desabamento dos edifícios Palace II¹ e Areia Branca² e o acidente no estádio de futebol Fonte Nova³, causaram prejuízos econômicos, sociais e perdas humanas.

Essas ocorrências têm chamado a atenção da comunidade da construção brasileira para a necessidade do projeto para a durabilidade, do maior controle do projeto e execução de novas estruturas e, sobretudo, da necessidade do constante monitoramento e/ou manutenção das estruturas já existentes. Neste sentido, algumas ações foram implementadas, destacando-se o debate técnico “Lições de Areia Branca: acidentes, responsabilidades e segurança das obras⁴”, promovido pelo IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto), ABECE (Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural) e IBAPE/SP (Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia de São Paulo). Em março de 2007, a ABMS (Associação Brasileira de Mecânica de Solos), o IBRACON e a ABECE deram início a outro debate, intitulado “O Momento Atual da

¹ Desabamento, ocorrido em 21 de fevereiro de 1998 no Rio de Janeiro, RJ, vitimando oito pessoas.

² Desabamento, ocorrido em 14 de outubro de 2004, Recife, PE, vitimando quatro pessoas.

³ Ruptura parcial do anel superior da arquibancada, ocorrida em 25 de novembro de 2007, Estádio Fonte Nova, Salvador, BA, vitimando sete pessoas.

⁴ Este debate culminou na elaboração de manifesto público cuja segurança das obras civis no Brasil é abordada e está disponível em <http://www.ibracon.org.br/Metro/Manifestopublico.pdf>.

Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

Engenharia Brasileira⁵”. Esse debate previu a realização de vários eventos sucessivos (nas cidades de: Rio de Janeiro, RJ; Porto Alegre, RS; Recife, PE e Brasília, DF), visando à discussão e reflexão do momento histórico por que passa a Engenharia Civil brasileira.

Organizações internacionais como o ACI (*American Concrete Institute*), a fib (*Fédération Internationale Du Béton*), a RILEM (*Reunion Internationale de Laboratoires D’essais et Materiaux*), a ISO (*International Standards Organization*), entre outras, há anos têm trabalhado para melhorias deste setor, inserindo novos conceitos na Indústria da Construção em prol da durabilidade e aumento da vida útil das estruturas de concreto armado. Vários documentos publicados por estas instituições têm introduzido, ao longo dos anos, soluções relevantes tanto do ponto de vista de durabilidade quanto do ponto de vista econômico.

Os esforços dessas instituições e da comunidade técnico-científica mundial culminaram no desenvolvimento de diversos estudos científicos relacionados à degradação do concreto e, atualmente, tem-se ciência dos inúmeros fatores que exercem influência neste processo. Também se tem consenso que a corrosão das armaduras desencadeada, sobretudo, por íons cloreto e carbonatação, é a principal causa de deterioração das estruturas de concreto armado. No cenário internacional, Mehta (1991), Stewart et al. (1998), Andrade e González (1988), Neville (1997), Papadakis e Efstathiou (2006), entre outros, corroboram com esta afirmação. No cenário nacional, verificando as ocorrências de manifestações patológicas das regiões sul, norte e nordeste, Dal Molin (1988), Aranha (1994) e Andrade (1997), respectivamente, verificaram um índice de danos devidos à corrosão em torno de 14 a 64%, sendo esta a causa mais freqüente da degradação.

O interesse na área levou ao desenvolvimento de modelos de comportamento ou de previsão de vida útil, que, em geral, apresentam duas abordagens: uma determinística e outra probabilística ou estocástica. Os modelos determinísticos fornecem a estimativa máxima ou média da degradação. Já os probabilísticos são desenvolvidos considerando a existência de uma probabilidade de ocorrência dos principais fatores que afetam o fenômeno de degradação em estudo. A estimativa desta probabilidade é obtida considerando a variabilidade inerente ao processo.

A maioria destes modelos é desenvolvida para representar a penetração dos agentes agressivos para o interior do concreto, sobretudo no que se refere à penetração de CO₂

⁵ Informações sobre os temas discutidos e o andamento dos debates estão disponíveis no endereço eletrônico: http://www.ibracon.org.br/metro_linha4_new.asp.

(HAMADA, 1969; HO e LEWIS, 1987, PAPADAKIS, VAYENAS e FARDIS, 1991a e b; JIANG, et al., 2000; HYVERT, 2009, entre outros) e ao ingresso de íons cloreto (TUUTTI, 1982; UJI et al., 1990; MANGAT et al., 1994; MEJLBRO, 1996; LIANG et al., 1999; ANDRADE, 2001; entre outros).

O ingresso de dióxido de carbono (CO_2) através do concreto é um dos principais desencadeadores da corrosão das armaduras, manifestação patológica preponderante nas estruturas de concreto armado. A tendência mundial, de aumento das emissões de CO_2 na atmosfera, traz conseqüências diretas às estruturas construídas em ambiente urbano, pois a profundidade carbonatada aumenta com a elevação da concentração deste gás no ambiente (PARROT, 1986; NEVILLE, 1997 e SAETTA e VITALIANI, 2004). Isso afeta o ciclo de vida das estruturas de concreto armado, reduzindo a durabilidade e a vida útil das mesmas.

No que se refere à modelagem do processo de iniciação da corrosão das armaduras facilitada pela ação da carbonatação, destaca-se que o ingresso do CO_2 através do concreto depende de inúmeros fatores. Esses estão diretamente relacionados aos materiais de construção (tipo de cimento, resistência do concreto, permeabilidade, entre outros), ao processo construtivo (técnica construtiva, tipo e duração da cura, nível de qualidade de execução, entre outros) e às condições ambientais em que a estrutura está inserida (temperatura, umidade relativa, ventos, concentração de agentes agressivos, entre outros).

A precisa determinação dos fatores que influenciam a degradação das estruturas de concreto é uma questão complexa. Sabe-se que, na engenharia, muitos problemas envolvem processos naturais e fenômenos que são inerentemente aleatórios, e que certas variáveis relacionadas aos mesmos não podem ser consideradas como constantes no tempo. Desta forma, muitas decisões que são tomadas nas atividades de planejamento e projeto de empreendimentos de engenharia são invariavelmente realizados sob condições de incerteza (ANG e TANG, 1984). Assim, aplicações de teorias e métodos probabilísticos se mostram propícias, pois são ferramentas úteis para a resolução de problemas dessa natureza. Existem vários processos estocásticos habilitados para resolver esta questão. A Simulação de Monte Carlo, a Teoria de Confiabilidade, as Redes Neurais e as Cadeias de Markov, entre outros, podem ser promissores neste sentido.

Muitos dos modelos destinados à determinação da profundidade carbonatada são baseados em equações simplificadas, o que limita significativamente o âmbito da sua aplicação

(MARCHAND e SAMSON, 2009). Já outros necessitam de dados de entrada de difícil obtenção, como a quantidade de hidratos, o tamanho dos cristais formados e o coeficiente de difusão de CO₂. A quantidade de hidratos e o coeficiente de difusão de CO₂ desempenham um papel importante na avaliação do comportamento de carbonatação, no entanto, é difícil obter experimentalmente o coeficiente de difusão de CO₂, devido a limitações de tempo e custos (KWON e SONG, 2010). Por isso, modelos matemáticos que possuem dados de entrada de fácil obtenção e de baixo custo de aquisição (como resistência à compressão do concreto, tipo de cimento, teor de adição, entre outros) e que contemplem uma abordagem probabilística podem contribuir para a difusão da modelagem da degradação do concreto por carbonatação.

Frente ao exposto, pode-se dizer que os avanços nos estudos de predição de vida útil de estruturas de concreto armado são fortemente dependentes das considerações das incertezas do processo de degradação natural nos modelos de comportamento. A elaboração de um projeto de pesquisa que preencha essa lacuna de conhecimento contribui para a formação do conhecimento científico, justificando assim o desenvolvimento desta tese.

1.2 ORIGINALIDADE DA TESE

A corrosão do aço devido à ação da carbonatação é um tema que há anos vem sendo estudado. No Brasil destacam-se os trabalhos de Helene (1993), Da Silva (1998), Figueiredo (2004) e Carmona (2005). Contudo, não há ainda um modelo de previsão de vida útil amplamente difundido no Brasil (nem para iniciação nem para a propagação), tampouco referenciado em normas técnicas destinadas ao projeto de estruturas de concreto, como a NBR 6118:2007. O que se tem disponível atualmente na referida norma, são tabelas prescritivas (com abordagem determinística), especificando os limites mínimos aceitáveis para uma dada estrutura, em função de uma espessura de cobrimento e classe de resistência do concreto mínimas e/ou de uma relação água/cimento máxima, sem especificação da vida útil mínima desejada.

Na literatura internacional específica (HO e LEWIS, 1987; PAPADAKIS, VAYENAS e FARDIS, 1991a; JIANG et al., 2000; entre outros), observa-se um elevado número de modelos destinados à previsão da profundidade carbonatada do concreto, os quais contribuem para os avanços do conhecimento científico e entendimento dos fatores que envolvem o processo de degradação das estruturas de concreto. Todavia, poucas formulações apresentam variáveis de entrada de fácil obtenção (tipo de cimento, teor de CO₂, umidade relativa,

resistência à compressão do concreto), motivando nesta tese o desenvolvimento de um modelo que atenda estes requisitos.

A presente tese tem como fatores de originalidade o desenvolvimento de um modelo de predição da profundidade carbonatada do concreto, para o período de iniciação da corrosão, envolvendo variáveis de fácil obtenção e a aplicação de Simulação de Monte Carlo e da análise de confiabilidade, já difundidas em outras áreas da engenharia, para o estudo probabilístico da despassivação das armaduras por carbonatação.

1.3 OBJETIVOS

Considerando o período de iniciação do processo corrosivo, o **objetivo principal** desta tese é propor um modelo matemático para a previsão da vida útil de projeto de estruturas de concreto frente à ação da carbonatação, empregando opinião de especialistas e conceitos probabilísticos.

Como consequência do objetivo principal, para o período de iniciação da corrosão da armadura imersa no concreto, os seguintes **objetivos secundários** são propostos:

- a) propor uma metodologia para estimativa da vida útil de projeto de estruturas de concreto sucessivas a ação da carbonatação;
- b) conduzir a coleta de dados para a modelagem da carbonatação a partir da experiência de *experts*, empregando a técnica de grupo focal;
- c) elaborar um modelo matemático de comportamento destinado à predição da profundidade de carbonatação do concreto, empregando dados de entrada de fácil obtenção;
- d) comparar os principais modelos apresentados na literatura que podem ser empregados para representar a etapa de iniciação do processo corrosivo induzida por carbonatação;
- e) realizar aplicações do modelo proposto com dados reais de carbonatação natural;
- f) avaliar probabilisticamente, via Simulação de Monte Carlo e análise de confiabilidade, a degradação do concreto devido à carbonatação a fim de prever a vida útil.

1.4 HIPÓTESES

Em função do objetivo geral, assume-se como hipótese principal da pesquisa que, para o período de iniciação da corrosão desencadeada por carbonatação, a vida útil das estruturas de concreto armado pode ser predita por processos estocásticos, empregando-se a Simulação de Monte Carlo e teoria de confiabilidade, a partir de um modelo matemático de degradação.

Face à hipótese principal, têm-se ainda as seguintes hipóteses secundárias necessárias à condução deste trabalho:

- a) a partir de um grupo focado podem-se obter informações baseadas no conhecimento de especialistas e, a partir delas, elaborar um modelo matemático para descrever o comportamento do concreto frente à carbonatação;
- b) a Simulação de Monte Carlo e a teoria de confiabilidade podem ser empregadas nos estudos de previsão de vida útil de estruturas de concreto armado sujeitas à carbonatação, visto que podem inserir, de forma satisfatória, as incertezas existentes no processo de degradação urbano.

1.5 LIMITAÇÕES DA PESQUISA

Como primeira limitação deste trabalho, expõe-se o fato do mesmo abranger somente o período de iniciação da corrosão da armadura, desencadeada pela ação isolada da carbonatação, não fazendo referência ao período de propagação, tampouco ao efeito sinérgico proveniente da interação de dois ou mais agentes agressivos.

Para a degradação do concreto por carbonatação, têm-se como limitação de pesquisa os níveis das variáveis de entrada do modelo proposto. Extrapolações para níveis não analisados devem ser tomadas com prudência. Ainda, são limitantes da pesquisa os fatores referentes à verificação do modelo proposto. Não foram obtidas informações para verificar todas as variáveis e níveis de abrangência. A verificação do mesmo deve ser um processo contínuo, contribuindo para seu desenvolvimento, melhoria e precisão.

1.6 TEMA DE PESQUISA E DESCRIÇÃO DA PROPOSTA

O tema de pesquisa proposto tem como foco a previsão de vida útil de estruturas de concreto armado, para o período de iniciação do processo corrosivo desencadeado por carbonatação, com base na opinião de especialistas e conceitos probabilísticos. Para tal, serão empregados processos estocásticos de análise de confiabilidade e simulação de Monte Carlo associados a técnicas estatísticas. As etapas necessárias à realização desta pesquisa são apresentadas na Figura 1.

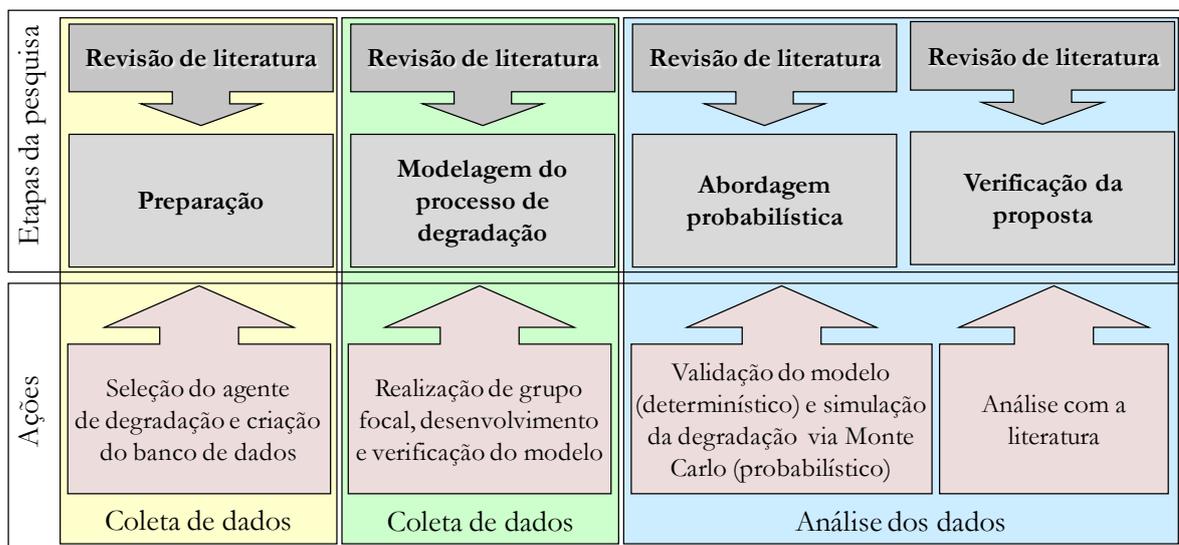


Figura 1: etapas para a realização da pesquisa

A revisão de literatura abrange todas as etapas de estudo, desde a degradação do concreto por carbonatação até a verificação da proposta, conferindo a base teórica conceitual e embasamento do método de pesquisa, resultados e conclusões. Com vistas à triangulação dos dados serão utilizadas múltiplas fontes de evidência e estratégias de pesquisas diferentes (grupo focado e conhecimento de *experts*, dados da literatura e simulações computacionais).

Na fase de preparação, definiu-se o estudo da carbonatação do concreto pela ação do CO_2 , verificando informações da literatura e dados de estudos já realizados. Para a modelagem do processo de degradação, realizou-se uma reunião com especialistas em durabilidade baseada na técnica de grupos focais. Com dados da literatura, fez-se a verificação e validação do modelo.

A análise dos resultados envolve simulações probabilísticas com base na teoria de confiabilidade e Simulação de Monte Carlo, seguida da validação da proposta através da comparação com resultados da literatura.

Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

1.7 ESTRUTURA DO TRABALHO

A tese está dividida em 8 capítulos. No primeiro capítulo, que é a introdução do trabalho, apresentam-se a justificativa, a originalidade, os objetivos, as hipóteses, as limitações e a importância do tema de pesquisa.

No capítulo 2 é apresentado o marco teórico sobre a previsão da vida útil das estruturas de concreto, discutindo os principais conceitos, as limitações e as abordagens da literatura. Também se faz referência à evolução dos conceitos relacionados às estruturas de concreto relatando esse tema na atualidade e propõe-se uma metodologia para a modelagem e previsão de vida útil.

No capítulo 3 são apresentados os conceitos referentes à carbonatação, discutindo as reações químicas do processo, os mecanismos de transporte de gases, os fatores que afetam e as implicações da carbonatação no processo corrosivo. Por fim, são apresentados os modelos matemáticos da literatura destinados à previsão de vida útil, para o período de iniciação da corrosão, em estruturas de concreto armado.

No capítulo 4 são apresentados os conceitos estocásticos. Inserem-se os conceitos da teoria de confiabilidade e do processo de Simulação de Monte Carlo. Também são apresentados os conceitos das principais variáveis estatísticas que envolvem a Simulação de Monte Carlo e a teoria de confiabilidade.

No capítulo 5 descreve-se a metodologia da pesquisa e, no capítulo 6, propõe-se um modelo matemático destinado à estimativa da profundidade de carbonatação do concreto e à previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambientes urbanos. Por meio da análise de sensibilidade e da comparação com outros modelos da literatura faz-se a verificação do modelo. A fim de validar o modelo proposto, neste capítulo fez-se a aplicação do mesmo com dados reais de degradação por carbonatação oriundos de várias pesquisas encontradas na literatura. Estes dados foram agrupados em um banco de dados, facilitando sua utilização.

No capítulo 7, por meio de Simulação de Monte Carlo e Análise de Confiabilidade, o modelo proposto é empregado para fins de previsão de vida útil de projeto de estruturas de concreto armado. As considerações finais e sugestões para futuras pesquisas são apresentadas no capítulo 8.

2 PREVISÃO DE VIDA ÚTIL: MARCO TEÓRICO

“A humanidade sempre desejou controlar o futuro, ou, ao menos, prever o que acontecerá”.

(Stephen Hawking)

2.1 IMPORTÂNCIA

A preocupação com “previsões” (refere-se ao tempo futuro) é objeto de estudo e desejo da comunidade científica e do público em geral. Há anos já se prevêem a expectativa de vida e o crescimento populacional, a temperatura e as condições climáticas. Também se prevêem o aparecimento e a posição de astros no sistema solar, a velocidade ou a posição de partículas, a magnitude e a velocidade do aquecimento global, entre outros fenômenos. Essas previsões ainda não representam com precisão absoluta a magnitude, a velocidade e a localização dos fatos, porém oferecem uma estimativa aproximada de sua ocorrência, podendo ser empregadas para a tomada de decisões em diferentes níveis. Por exemplo, o conhecimento da previsão diária das condições meteorológicas auxilia desde um simples cidadão até uma grande companhia aérea; o primeiro, na seleção da roupa a usar de acordo com o clima do dia; e, o segundo, na programação de pousos e decolagens de aeronaves.

No que se refere à engenharia, alguns tópicos de interesse têm merecido importância: quantos anos o cartão postal da Califórnia (EUA) – a ponte *Golden Gate* – irá permanecer em condições de unir a cidade de San Francisco a Sausalito? Com a mesma estrutura física, a Usina Hidrelétrica de Itaipu produzirá energia elétrica até o próximo século? Por quanto tempo as pontes e viadutos existentes manter-se-ão em condições de serviço, oferecendo segurança ao usuário? Quantos anos as edificações residenciais e os edifícios verticais podem permanecer em condições de uso, sem custos excessivos com manutenção e reparo?

Para responder a estas e outras questões do gênero, é necessário recorrer a estudos de previsão de vida útil.

2.2 PREVISÃO DE VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Relacionado à definição de vida útil encontra-se o conceito de durabilidade, que segundo o CEB 238 (1997), é a capacidade de uma estrutura apresentar o desempenho⁶ requerido durante o período de tempo de utilização pretendido, sob a influência dos fatores de degradação incidentes. O CEB 238 (1997) ressalta que a durabilidade deve ser incorporada no projeto, atendendo os requisitos de desempenho e de funcionalidade da edificação. A durabilidade deve ser abordada de modo explícito, considerando o desempenho ao longo do tempo, assim como intervenções de manutenção ao longo da vida útil.

Para a norma brasileira do concreto, a durabilidade “consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto” (NBR 6118, 2007, p. 11). A referida norma descreve ainda que, para atender às exigências de durabilidade, as estruturas de concreto devem:

ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto conservem suas segurança, estabilidade e aptidão de serviço durante o período correspondente à sua vida útil (NBR 6118, 2007, p. 13).

Nestas definições, nota-se que a durabilidade está atrelada às características dos materiais e/ou componentes, às condições de exposição e às condições de utilização impostas durante a vida útil da edificação. Destaca-se que a durabilidade não é uma propriedade intrínseca dos materiais, mas sim uma função relacionada com o desempenho dos mesmos sob determinadas condições ambientais. O envelhecimento destes resulta das alterações das propriedades mecânicas, físicas e químicas, tanto na superfície como no seu interior, em grande parte devidas à agressividade do meio ambiente.

Neste sentido, a ISO 13823 (2008)⁷ apresenta uma definição mais completa e atualizada de durabilidade, definindo-a como a capacidade de uma estrutura ou de seus componentes de satisfazer, com dada manutenção planejada, os requisitos de desempenho⁸ do projeto, por um

⁶ Desempenho é descrito pelo CEB 238 (1997) como o comportamento de um produto em serviço (em utilização), sob condições de real funcionamento ou uso, atendendo satisfatoriamente às exigências do usuário.

⁷ Face à inserção dos requisitos de desempenho e da consideração do envelhecimento natural das estruturas, a definição de durabilidade da ISO 13823 (2008) foi adotada neste trabalho.

⁸ Requisitos de desempenho são condições que expressam qualitativamente os atributos que a edificação e suas partes devem possuir, a fim de que possam satisfazer às exigências do usuário (NBR 15575-1:2008).

período específico de tempo sob influência das ações ambientais, ou como resultado do processo de envelhecimento natural.

O *fib* 53 (2010) destaca que, a durabilidade é essencialmente uma visão retrospectiva do desempenho de uma estrutura. A expectativa de que uma estrutura pode ser durável ou não só pode ser avaliada por meio da utilização de modelos que representem os processos de deterioração a que está suscetível, de forma que, para garantias do projeto, requer-se a utilização de metodologias de previsão de vida útil. Para Mehta e Monteiro (2008) “uma vida útil longa é considerada sinônimo de durabilidade”.

Segundo o Comitê 365 do ACI (2000), entende-se por vida útil de um componente estrutural ou edificação, o período de tempo decorrido após sua instalação (no caso do concreto, após o lançamento), durante o qual todas as propriedades do mesmo excedam os valores mínimos aceitáveis, frente a intervenções de manutenção rotineiras. A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2007, p. 13) define vida útil de projeto de estruturas de concreto como:

o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor (...), bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais. Tal conceito aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes.

A definição de vida útil do ACI 365 (2000) é objetiva e difundida da literatura, considerando os principais fatores de influência da instalação ao estado limite de projeto. O conceito da NBR 6118 (ABNT, 2007), apesar de menos objetivo, também tenta inserir os principais fatores de influência, sendo descrita na norma brasileira de projetos de estruturas de concreto.

Definições de vida útil para estruturas de concreto são também encontradas em outras publicações (JOHN, 1987; ACI 201, 1991; HELENE, 1993; NBR 15575-1:2008; entre outras). Apesar de diferirem em alguns aspectos (como questões de manutenção e reparo, entre outros), a variável tempo ou período se faz presente em todas as conceituações, indicando que a vida útil consiste em mensurar (em anos) a expectativa de duração de uma estrutura ou suas partes, dentro de limites de projeto admissíveis, durante seu ciclo de vida⁹. Definições mais completas abordam aspectos relacionados à manutenção e operação, enquanto que as mais simplistas não. Entretanto, o conceito de desempenho não é considerado.

⁹ Corresponde a todos os estágios da vida do produto, no caso o produto é a edificação. Pode abranger desde a concepção passando pela construção, operação, manutenção e reparo até a demolição e destinação dos resíduos.

Em abordagem mais recente, a ISO 13823 (2008) insere na sua definição de vida útil esse conceito, definindo vida útil “como o período efetivo de tempo durante o qual uma estrutura ou qualquer de seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho do projeto, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo”. A inclusão da abordagem de desempenho na conceituação de vida útil torna a definição da ISO 13823 (2008) a mais completa e atualizada, a qual é referenciada no *fib 53* (2010), sendo a adotada nesta pesquisa.

Segundo VESIKARI (1988), os aspectos que limitam a vida útil de uma estrutura podem ser técnicos, funcionais ou econômicos. Os aspectos técnicos são todos aqueles não relacionados com o uso da estrutura (requisitos para a integridade estrutural da edificação, capacidade resistente dos componentes e materiais). Os funcionais referem-se à capacidade de uma estrutura cumprir com o conjunto principal de funções para a qual foi projetada (resistir às ações que é solicitada). Já os econômicos são relativos aos custos de manutenção necessários para que a estrutura siga em uso.

Desta forma, o projeto, a execução, a seleção dos materiais, a caracterização do ambiente de exposição e as estratégias de manutenção e reparo são de suma importância para a garantia de durabilidade de uma estrutura ou componente. Qualquer negligência em relação a estes aspectos torna o desempenho das mesmas insatisfatório quanto à durabilidade, afetando diretamente a vida útil requerida. Além disso, os inúmeros problemas de durabilidade notificados nos últimos anos exigiram, para assegurar a vida útil definida em projeto, custos de manutenção, reparo e reabilitação consideráveis (MEHTA e MONTEIRO, 1994; US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 1998; NACE INTERNATIONAL, 2002; MEIRA e PADARATZ, 2002).

Os elevados custos de manutenção, conseqüência direta dos altos índices de degradação das estruturas, acarretaram uma crescente preocupação com a durabilidade e, nas últimas décadas, muitos esforços foram dispensados neste sentido. Schiessl (2005) relata que, para solucionar os problemas relacionados à durabilidade, faz-se necessário não só o estabelecimento do novo projeto baseado no desempenho de durabilidade¹⁰, mas também a integração das novas aproximações aos procedimentos normativos e do projeto estrutural¹¹.

¹⁰ O projeto baseado no desempenho de durabilidade visa à elaboração do projeto com base na vida útil requerida, considerando os custos iniciais e de manutenção ao longo do ciclo de vida da edificação.

¹¹ Destaca-se que grande parte das normas é baseada em recomendações prescritivas, atribuindo parâmetros deterministas para as soluções. O autor destaca que o ideal seria aproximá-las ao desempenho requerido.

Há uma vasta literatura internacional (MAYS, 1992; MEHTA, 1994, NEVILLE, 1997, ACI 201, entre outros) e nacional (JOHN, 1987; HELENE, 1993, ISAIA, 2001, ANDRADE, 2005, entre outros) sobre degradação das estruturas de concreto armado, onde os principais fatores de influência, entre outros aspectos inerentes à durabilidade, são discutidos em detalhe.

Um dos primeiros trabalhos que apresentou uma curva de comportamento de estruturas de concreto armado face à degradação ao longo do tempo, relacionada à corrosão das armaduras, foi o conduzido por Tuutti (1982). O autor apresentou um modelo simplificado, dividindo o processo de degradação em dois períodos: iniciação e propagação, conforme apresentado na Figura 2. O primeiro período, a iniciação, corresponde ao intervalo de tempo necessário para que os agentes agressivos penetrem através do cobrimento do concreto até atingirem a armadura, causando a despassivação. O segundo corresponde à fase onde os agentes agressivos atingem as armaduras, dando início à corrosão. Nesta fase os fenômenos de degradação agem efetivamente, promovendo diversas manifestações patológicas nas estruturas.

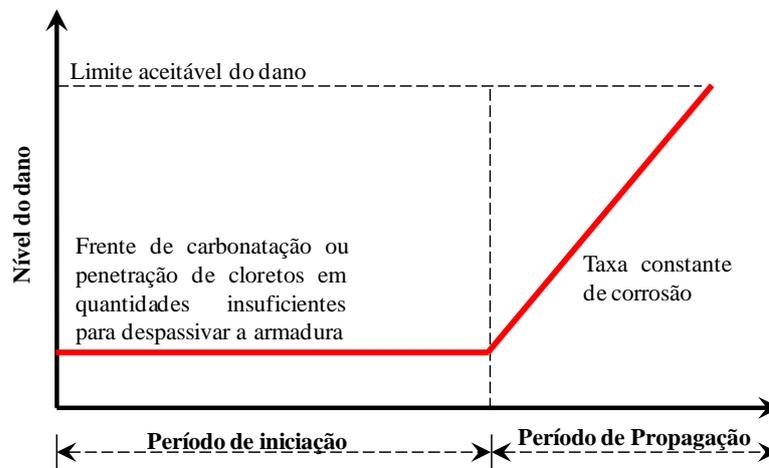


Figura 2: modelo simplificado para a corrosão das armaduras proposto por Tuutti (1982)

Bamforth (2004) apresenta um modelo conceitual revisado para a corrosão das armaduras, no qual considera que a taxa de corrosão não é constante, conforme mostrado Figura 3. O autor considera que há um aumento gradual da corrosão da armadura sugerindo a existência de uma provável transição entre as fases de iniciação e propagação, ao invés da mudança abrupta de comportamento representado pela mudança de inclinação da reta proposto por Tuutti (1982). O *fib* 53 (2010) apresenta a abordagem de Bamforth (2004) como a que melhor representa o modelo conceitual da corrosão do aço.

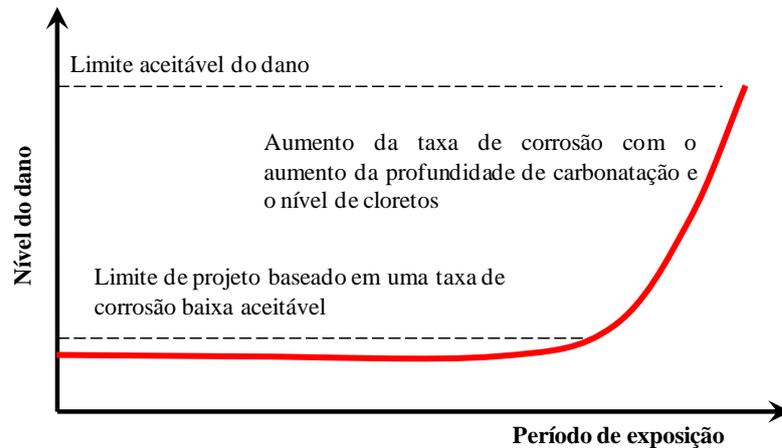


Figura 3: modelo simplificado para a corrosão das armaduras proposto por Bamforth (2004)

A partir das duas fases principais do processo de degradação proposto por Tuutti (1982), Helene (1993) sugere que a vida útil das estruturas de concreto armado, quando degradadas por corrosão, seja dividida em três fases distintas: vida útil de projeto; vida útil de serviço ou utilização e vida útil última ou total (as quais estão apresentadas graficamente na Figura 4).

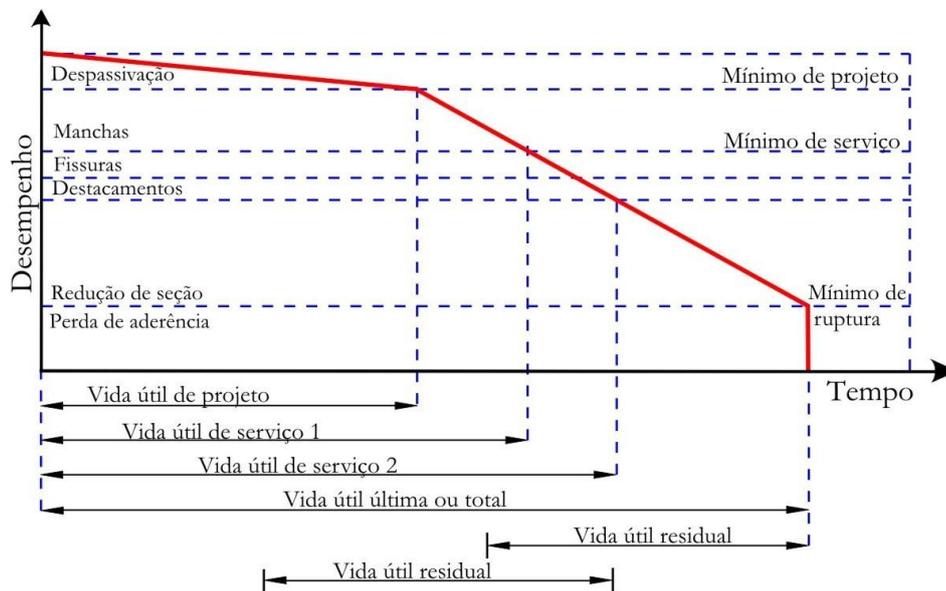


Figura 4: conceituação de vida útil das estruturas de concreto armado, tendo como referência o fenômeno de corrosão das armaduras (HELENE, 1993)

A primeira corresponde ao período de tempo necessário para que ocorra a despassivação da armadura – equivalente ao período de iniciação do processo corrosivo. A fase de vida útil de serviço ou utilização refere-se ao período de tempo que vai até o momento em que aparecem

manchas de corrosão ou ocorrem fissuras no concreto de cobertura ou ainda destacamento deste concreto. Já a terceira fase (vida útil última ou total) engloba o período de tempo que vai até a ruptura ou colapso parcial ou total da estrutura.

Adicional a estas fases, o autor insere o conceito de vida útil residual, que corresponde ao período de tempo que a estrutura ainda será capaz de desempenhar suas funções. Esta pode ser calculada a partir de uma dada inspeção, tendo como referência uma das três fases do processo de degradação.

Já Mehta (1994) descreve a curva de comportamento quanto à degradação *versus* vida útil de uma estrutura de concreto conforme a Figura 5, destacando que a mesma não pode ser descrita de forma linear, onde há clara tendência de comportamento. Segundo o autor, devido ao efeito das condições ambientais, de carregamento e da interação dos mesmos com a estrutura do concreto, os agentes de degradação penetram no seu interior, dando início aos processos de deterioração; e, em função da quantidade considerável de efeitos que tais processos possam causar, o comportamento de degradação de uma estrutura estaria melhor representado pela área hachurada da Figura 5. Frente ao exposto por Mehta (1994), e ao encontro do observado em situações reais, quanto mais distante o tempo futuro, maiores as incertezas existentes no processo de degradação e na previsão de vida útil, pois quanto mais tempo uma estrutura estiver em funcionamento maior será a probabilidade de ocorrerem ações de valor extremamente elevado, sinalizando que os estudos de vida útil sejam conduzidos em termos probabilísticos, conforme ilustra a Figura 6.

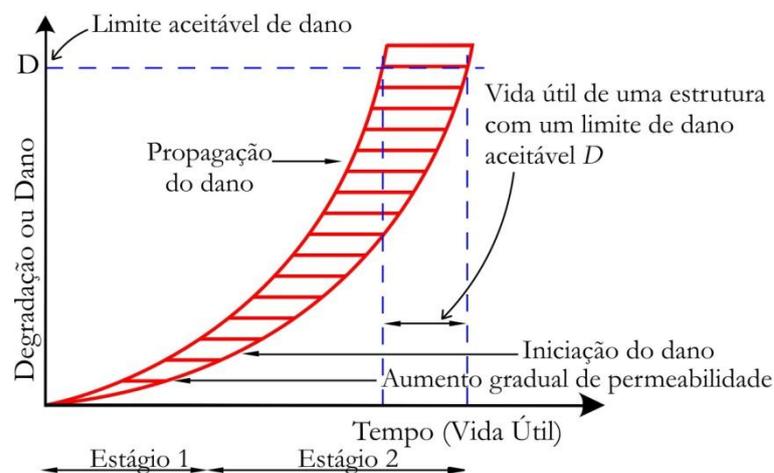


Figura 5: vida útil das estruturas de concreto (MEHTA, 1994)

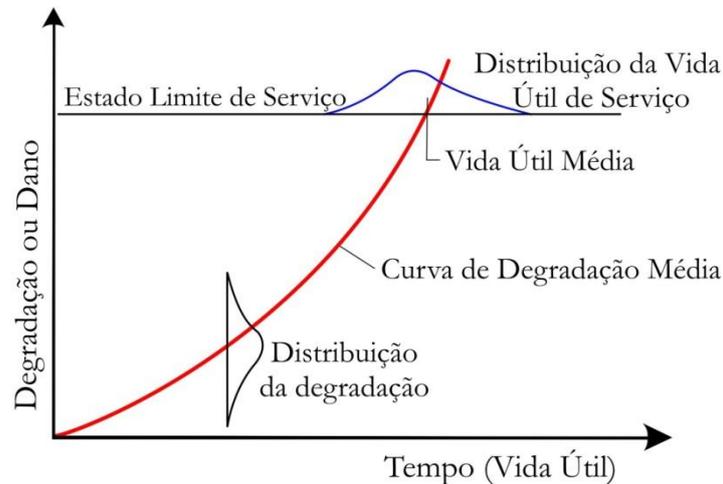


Figura 6: consideração das incertezas probabilísticas na vida útil das estruturas de concreto armado

Em publicação recente, o fib 53 (2010) insere uma nova abordagem conceitual para descrição da vida útil, conforme mostrado na Figura 7, apresentado uma “curva idealizada da deterioração” que expressa uma relação teórica simplificada entre a vida útil de projeto e o nível de desempenho estrutural; e a vida útil (efetiva ou real) e o nível de desempenho estrutural.

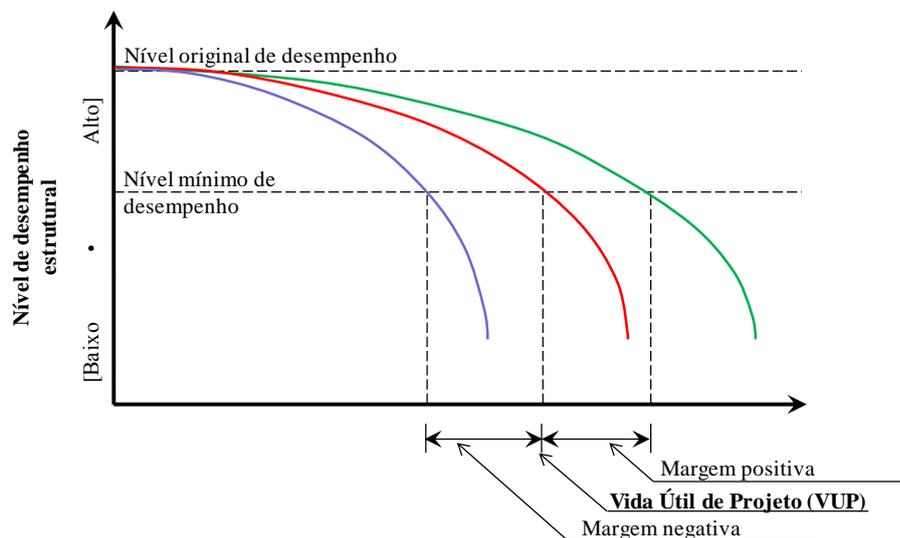


Figura 7: curva idealizada da deterioração de uma estrutura de concreto (fib 53, 2010)

O fib 53 (2010) alude que para se alcançar a vida útil de projeto (VUP) faz-se necessário tanto o entendimento dos mecanismos de deterioração que atuam em uma dada estrutura quanto um modelo apropriado para representar o comportamento ao longo do tempo. Destaca ainda que a

vida útil atual ou efetiva de uma estrutura pode não ser necessariamente igual a vida útil de projeto originalmente especificada. Essa diferença é denominada de “*time margin*” (margem de tempo), representada na Figura 7 por margem positiva e margem negativa. O *fib* 53 (2010) destaca que é necessário ter uma margem de tempo adequada para se ter certeza de alcançar a vida útil de projeto especificada, considerando, para isso, não apenas aspectos do ponto de vista de engenharia, mas também do ponto de vista econômico e não-técnico.

O emprego de modelos matemáticos que descrevam adequadamente os processos de degradação que as estruturas estão suscetíveis, envolvendo a abordagem probabilística, são ferramentas potenciais para tal, uma vez que podem determinar as margens de tempo positiva e negativa e, conseqüentemente, a vida útil de projeto (VUP). Face à atualização e a consideração da margem de tempo para a definição da VUP o modelo conceitual proposto pelo *fib* 53 (2010) é adotado neste trabalho.

Destaca-se que os primeiros estudos no campo das previsões de engenharia foram motivados pela natureza determinística. Mas as inúmeras variáveis aleatórias que envolvem os processos de degradação das estruturas de concreto conduziram estes estudos a uma base probabilista, tentando, em geral, simular as situações possíveis de ocorrer na natureza. A aproximação estocástica consegue inserir os apontamentos citados por Mehta (1994) e pelo *fib* 53 (2010) e, atualmente, a grande maioria dos estudos de previsão e os novos códigos de concreto é norteadas por este processo.

Isaia (2005) destaca que, com a implementação de ações concretas como: o aumento do conhecimento holístico dos mecanismos de ação dos agentes de degradação; a modelagem matemática mais precisa das variáveis envolvidas; e a adoção de métodos estocásticos para conferir maior confiabilidade nas fases de projeto, construção e manutenção, as metas para alcançar a durabilidade e vida útil pretendidas para as estruturas de concreto serão atingidas.

Avanços neste sentido dependem da cooperação da comunidade técnico-científica, da padronização de procedimentos de ensaios à criação de bancos de dados de degradação natural e acelerada, viabilizando estudos probabilísticos e uma maior aproximação da vida útil.

Em suma, como determina o princípio da incerteza de Heisenberg¹², a precisa determinação da vida útil das estruturas de concreto pode ser uma tarefa um tanto difícil de ser realizada. Contudo, desde que se tenha ciência dos vários fatores envolvidos na sua estimativa, não é uma tarefa inexecutável, sendo que previsões que incorporam o acaso, as quais consideram certa probabilidade de algo ocorrer, podem revelar resultados satisfatórios.

2.3 A COMUNIDADE CIENTÍFICA E A PREVISÃO DE VIDA ÚTIL

A crescente preocupação com a durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado instigou a comunidade técnico-científica a desenvolver soluções para minimizar os danos decorrentes do processo de degradação. Neste sentido, organizações como a Federação Internacional do Concreto Estrutural – *fib*¹³ (FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON) –, o Instituto Americano do Concreto – ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE) e a RILEM (REUNION INTERNATIONALE DE LABORATOIRES D’ESSAIS ET MATERIAUX) – através de seus comitês técnicos e grupos de trabalhos, têm desenvolvido relatórios e práticas recomendadas com o intuito de resolver problemas desta natureza. Primeiramente, estas instituições desenvolveram roteiros relacionados à durabilidade do concreto, destacando-se o ACI 201 (1992) – “*Guide to Durable Concrete*” – o CEB 183 (1992) – “*Durable concrete structures*” – e o CEB 238 (1997) – “*New approach to durability design: an example for carbonation induced corrosion*”.

Recentemente, estas instituições, por meio de seus comitês, deram início aos estudos relacionados à previsão de vida útil, englobando também a análise do ciclo de vida. Nestes boletins, uma visão holística é inserida, abrangendo aspectos relacionados à concepção, projeto, execução, utilização, manutenção, adequação, assim como fatores de ordem econômica. Dentre as publicações da área destacam-se o ACI 365 (2000), a RILEM (2000)¹⁴, o *fib* 34 (2006), o *fib* 44 (2008) e o *fib* 53 (2010).

¹² Formulado em 1927 por Werner Heisenberg, o princípio da incerteza diz que ao mesmo tempo não se pode medir precisamente a posição e a velocidade de uma partícula. Generalizando este conceito para a previsão de vida útil de estruturas de concreto armado, sabe-se que não é possível determinar com precisão a quantidade e a velocidade que os agentes agressivos penetram no concreto tampouco o dia exato em que a estrutura irá atingir o estado limite para o qual foi projetada. Contudo, as previsões que consideram as incertezas do processo de degradação, baseadas na probabilidade de ocorrência das variáveis de influência, podem oferecer uma maior aproximação destas determinações.

¹³ Organização internacional criada em 1998 a partir da fusão de duas entidades independentes, que existiam desde 1952: o CEB (COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON) e o FIP (FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE).

¹⁴ REUNION INTERNATIONALE DE LABORATOIRES D’ESSAIS ET MATERIAUX. RILEM. Integrated life-cycle design of materials and structures (ILCDES 2000). Ed. A. Sarja. Proceeding 14. Helsinki, Finland, 2000, p. 550.

Edna Possan (epossan@gmail.com) – tese de doutorado – Porto Alegre: PPGE/UFGRS, 2010.

O ACI 365 (2000), intitulado “*Service Life Prediction: state-of-the-art report*”, apresenta informações orientadas à predição de vida útil de estruturas de concreto armado, novas e existentes, com informações sobre os fatores que controlam a vida útil das estruturas, metodologias para a avaliação da condição de estruturas existentes e técnicas matemáticas orientadas à predição de vida útil. O relatório também discute alguns aspectos econômicos concernentes à vida útil das estruturas de concreto, incluindo a análise do custo do ciclo de vida.

O “*Model Code for Service Life Design*” – fib 34 (2006) foi instaurado com o objetivo de identificar modelos consensuais relacionados à durabilidade e preparar uma estrutura física voltada à normalização do projeto baseada nesta aproximação de desempenho. Destina-se à previsão de vida útil de estruturas de concreto simples, armado e protendido, com foco especial nas prescrições de projeto a fim de controlar os efeitos adversos da degradação, considerando as ações ambientais que conduzem à deterioração do aço imerso no concreto. A metodologia descrita nesse documento também pode ser aplicada para a avaliação da vida útil de estruturas existentes.

Destacam-se ainda as publicações ISO 15686¹⁵ e EUROCODE¹⁶. A norma ISO 15686 (2000) “*Buildings and constructed assets: Service life planning*” e complementares (de 1 a 11) destinam-se ao estudo da durabilidade, abrangendo a vida útil, o ciclo de vida e o impacto ambiental das edificações. O EUROCODE 2 (2004) “*Design of concrete structures*” e suas partes 1, 2 e 3 em relação à publicação anterior EUROCODE 2 (1992), inserem uma nova abordagem para o projeto de estruturas de concreto, trazendo critérios baseados em conceitos probabilísticos. A nova versão da norma ISO 13823 (2008) “*General principles on the design of structures for durability*” enfatiza que é necessário garantir a confiabilidade do desempenho de uma estrutura desde à concepção até o final da sua vida útil, recomendando que procedimentos probabilísticos sejam empregados. Nesta mesma linha, cita-se ainda o fib 53 (2010) “*Design of durable concrete structures*”.

Com o intuito de criar um código do concreto e promover a cooperação e o entendimento entre as nações integrantes do continente Asiático e da Região do Pacífico, foi desenvolvido pelo ICCMC¹⁷, em parceria com JCI¹⁸, o “*Asian Concrete Model Code*” – ACMC (2006). O

¹⁵ ISO 15686. Buildings and constructed assets - Service life planning: Part 1: General principles. *International Organization for Standardization*. 01-Sep-2000, 41p.

¹⁶ EUROCODE 2. Design of concrete structures. General rules and rules for buildings. *British-Adopted European Standard*, 23-Dec-2004, 230p.

¹⁷ International Committee on Concrete Model Code for Asian.

objetivo principal deste código é elevar o padrão de desempenho estrutural e de segurança das estruturas de concreto frente às condições sociais e ambientais, coletando padrões e práticas utilizadas em cada país, a fim de desenvolver um modelo comum para todos os países Asiáticos. O APMC contempla o projeto, a construção e a manutenção, os quais podem ser convertidos e adaptados dentro dos diferentes contextos.

Na África também está em desenvolvimento o Código Africano do Concreto, o ACC (AFRICAN CONCRETE CODE), que tem por objetivo atuar como um guia para o projeto de estruturas de concreto duráveis, úteis, econômicas e seguras; em harmonia com o ambiente natural e social do continente, servindo como ferramenta para facilitar e acelerar o desenvolvimento econômico e a transferência de tecnologia, no campo da engenharia do concreto, entre a região Africana e a Comunidade Internacional. Contando com a participação de especialistas da União Européia, da Ásia, dos Estados Unidos e do continente Africano, um simpósio realizado em 2005¹⁹ oficializou o início dos trabalhos. NGAB (2005, p.15) relata que as características climáticas, a qualidade dos materiais, o nível econômico e social deste continente são relativamente distintos dos referenciados nos códigos internacionais, justificando a implantação do ACC.

Além dos relatórios, códigos e boletins técnicos já desenvolvidos pelos comitês e grupos de pesquisa (como o ACI, o *fib*, a RILEM e o APMC) e em desenvolvimento (como o IBRACON e o ACC), diversos projetos relacionados ao tema, advindos de vários países do mundo, tem contribuído na evolução dos estudos da durabilidade e vida útil das estruturas de concreto. Como exemplos, citam-se os projetos DURACRETE (1999), LIFECON (2003), DARTS (2003), DURACON (2004), entre outros.

Com o intuito de obter uma probabilidade aceitável para o projeto de durabilidade de estruturas de concreto armado, conferindo desempenho satisfatório durante a vida útil requerida, o DURACRETE²⁰ – “*Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures*” – projeto de pesquisa Europeu, desenvolvido entre 1996-1999, foi um dos pioneiros na área. Para tal, os princípios da teoria de confiabilidade, já aplicados no projeto estrutural, foram inseridos para o projeto de durabilidade.

¹⁸ Japan Concrete Institute.

¹⁹ Em 2006 e 2007, respectivamente, foram realizados o segundo e o terceiro Simpósio Africano do Concreto em prol ao ACC Code, cujos resultados estão disponíveis no site <http://www.acmc-ngo.org/>.

²⁰ DURACRETE, *General Guidelines for Durability Design and Redesign*. The European Union-Brite-EuRam III, Project No. BE 95-1347, "Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures", Report No. T 7-01-1, 1999.

Edna Possan (epossan@gmail.com) – tese de doutorado – Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2010.

Rostam (2005) relata que, nos últimos cinco anos, as teorias probabilísticas e de confiabilidade para o projeto estrutural tiveram um desenvolvimento e amadurecimento notável. Estas teorias foram transformadas para o nível de pesquisa e desenvolvimento e, atualmente, são diretamente aplicáveis e operacionalizáveis nos projetos de engenharia. Entretanto, segundo o autor, só recentemente os fatores e os mecanismos que governam a durabilidade e o desempenho das estruturas de concreto durante a vida útil de serviço têm sido abordados de maneira similar. O projeto DURACRETE é destacado por Rostam (2005) como um dos primeiros trabalhos a introduzir esta abordagem.

Face à crescente necessidade de manutenção, reparo e modernização de antigas infra-estruturas civis da Europa (como pontes, portos, túneis, usina hidroelétricas, plataformas *off-shore*, assim como edifícios públicos), a Comunidade Européia, sob o programa de sustentabilidade e crescimento competitivo (1998 – 2002), desenvolveu o projeto LIFECON²¹ (2003). Tal projeto objetiva desenvolver e validar um modelo Europeu genérico e aberto²² para integração e predição dos sistemas de manutenção e de planejamento e gerenciamento do ciclo de vida (LMS²³) de infra-estruturas de concreto, que: facilite alterações na gestão e manutenção de *facilities*²⁴; trabalhe com os princípios do ciclo de vida; e inclua aspectos relacionados ao desenvolvimento sustentável, atendendo a exigências humanas (uso, segurança, saúde e conforto), desempenho técnico, econômico e ecológico, assim como aceitação cultural.

O projeto contempla aspectos necessários à classificação quantitativa das cargas de degradação, estimativa da vida útil total e residual, sobretudo, frente à ação de íons cloretos, carbonatação e sais de degelo, planejamento e gerenciamento de ações de manutenção e análise do custo do ciclo de vida de estruturas e infra-estruturas de concreto. Estes aspectos são atrelados a modelos matemáticos (probabilísticos e semiprobabilísticos), à teoria de confiabilidade e fatores sócio-econômicos. Para atender o objetivo proposto, o projeto LIFECON contou com a participação da comunidade acadêmica, tecnológica e construtiva da União Européia, gerando um manual disponibilizado na internet onde são descritos os

²¹ *Life Cycle Management of Concrete Infrastructures for Improved Sustainability.*

²² O atributo “aberto” *open* (em inglês) significa que o sistema é genérico (generalizável) e permite que se façam modificações/alterações de acordo com as necessidades dos ativos, organizações e agências.

²³ LMS - *Life cycle Maintenance and Management planning System.*

²⁴ Gestão de *facilities*, é a gestão estratégica de pessoas, espaço, processos de trabalho e investimento dentro de um ambiente organizacional (FEREIRA, 2005, p.14). Ressalta-se que a palavra inglesa *facilities* não foi traduzida, pois não se encontrou, na língua Portuguesa, um termo que a expressasse adequadamente.

principais processos do sistema proposto, incluindo diferentes análises, aproximações, métodos e soluções matemáticas.

Destaca-se ainda o projeto DARTS²⁵ - “*Durable and Reliable Tunnels Structures*” – que objetiva o desenvolvimento de ferramentas práticas para dar suporte pró-ativo ao processo de tomada de decisão da escolha da alternativa ótima, considerando custos, tipo e processo de construção, manutenção, condições ambientais, qualidades técnicas, segurança ao longo da vida útil de túneis.

Dando continuidade à RED DURAR (1998)²⁶, sob coordenação do CYTED²⁷, em 2000 teve início o projeto DURACON (2004)²⁸, o qual objetiva: correlacionar a durabilidade de diferentes concretos com as características ambientais reinantes na Iberoamérica²⁹; estimar, de acordo com o clima de cada região, o teor de cloretos necessário para desencadear a corrosão do aço; e propor modelos de previsão de vida útil adequados aos ambientes de estudo. Mediante a exposição de corpos-de-prova com e sem armadura, em no mínimo duas atmosferas distintas em cada país Ibero-Americano participante, sendo uma marinha e outra urbana, para fins de correlação com dados de ensaios acelerados e de estruturas reais, monitorou-se a evolução da degradação dos concretos ao longo do tempo. Como resultado, tem-se o mapeamento da agressividade do ambiente de exposição da região de estudo.

O Brasil participou deste projeto contando com quatro estações de envelhecimento natural, localizadas em Goiânia (GO), Natal (RN), Rio Grande (RS) e São Paulo (SP). O trabalho publicado por Rincón (2006) apresenta os resultados preliminares do projeto. No país, ainda há o projeto DURAR³⁰ (Rede Brasileira de Estações de Envelhecimento Natural), que através da criação de uma rede de estações em localidades distintas (Belém, PA; Rio Grande, RS; São Paulo e Pirassununga, SP), objetiva o estudo da influência do clima na degradação de materiais e componentes de construção, dando suporte às atividades de pesquisa e desenvolvimento no país.

Nenhum material é inerentemente durável (MEHTA e MONTEIRO, 2004). Para todos os materiais de construção, o envelhecimento e a conseqüente degradação são processos naturais

²⁵ Informações sobre o projeto no site: <http://www.dartsproject.net/>.

²⁶ Red temática - *durabilidad de la Armadura*.

²⁷ Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo.

²⁸ Influência da ação do meio ambiente na durabilidade do concreto: Projeto DURACON, Brasil.

²⁹ Fazem parte desta região os países: Argentina, Brasil, Chile, Colômbia, Cuba, Espanha, México, Peru, Portugal, Uruguai e Venezuela.

³⁰ Maiores informações no site <http://durar.pcc.usp.br/index.htm>.

e inevitáveis. O maior problema não é que eles se degradam, mas sim como e a que velocidade essa degradação ocorre (ROSTAM, 2000). Neste sentido, os projetos, códigos e práticas recomendadas, advindos de esforços de especialistas e instituições, já podem ser utilizados a favor do projeto para a durabilidade das estruturas de concreto, atendendo a vida útil especificada em projeto.

Destaca-se que os projetos DURACRETE (1999) e LIFECON (2003) sugerem, em seus relatórios, que as considerações de projeto para a durabilidade e as estimativas de vida útil das estruturas de concreto derivem de uma abordagem probabilística, destinando, principalmente, a teoria de confiabilidade para este fim. O projeto DURACON (2004) ainda permeia nos aspectos determinísticos do processo de degradação.

Os conceitos de durabilidade apresentados nas revisões recentes dos códigos e normas internacionais (ACI, *fib* e ISO) são fundamentados em modelos matemáticos os quais buscam descrever os mecanismos de degradação atuantes na estrutura, incorporando conhecimento de várias áreas (multidisciplinar), como a estatística, ciência e tecnologia dos materiais, estática, economia, projeto e execução. Dados de inspeções, manutenção e reparo de estruturas existentes, dados de ensaios acelerados e o conhecimento de especialistas são usados nestes modelos para identificar e calibrar os parâmetros críticos de entrada dos mesmos, possibilitando a estimativa mais aproximada e coerente da vida útil de estruturas de concreto.

2.4 MÉTODOS PARA A PREVISÃO DE VIDA ÚTIL

Para previsão de vida útil de um concreto novo, Clifton (1990) relata que existem cinco métodos que podem ser usados com este propósito, a saber: (i) estimativas baseadas em experiências anteriores; (ii) predições baseadas na comparação de desempenho; (iii) testes acelerados de degradação; (iv) métodos estocásticos e teoria de confiabilidade; e (v) modelos matemáticos baseados nos processos físico-químicos de degradação. Da Silva (1998) ressalta que apesar destes métodos não terem sido propostos para a predição de vida útil de materiais e estruturas já existentes, de forma geral, podem ser aplicados nestes casos.

Já Helene (1997) apresenta quatro métodos de previsão de vida útil de estruturas de concreto, descritos nos itens 2.4.1 a 2.4.4, cujas principais definições se assemelham às descritas por Clifton (1990), sendo: (i) baseado em experiências anteriores; (ii) baseado em ensaios acelerados; (iii) por métodos determinísticos; e (iv) por métodos estocásticos ou probabilistas.

De acordo o ACI 365 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2000), embora sejam tratados separadamente, frequentemente os métodos de predição são usados em combinação. Por exemplo, os métodos baseados em experiências anteriores ou em ensaios acelerados podem resultar em modelos de degradação, que por sua vez, podem ser determinísticos ou probabilísticos. Assim, a partir destes apontamentos no item 2.5 apresenta-se uma proposta de metodologia para a modelagem e previsão de vida útil da degradação de estruturas de concreto armado.

2.4.1 Baseados em Experiências Anteriores

Fundamenta-se no julgamento de especialistas, tendo como princípio básico o acúmulo de conhecimento empírico e heurístico na área, através de experiências adquiridas em situações de campo e laboratório. Classificado como semiquantitativo, foi uma das primeiras tentativas empregadas com o intuito de assegurar um nível mínimo de desempenho das estruturas de concreto durante o período de utilização. Esta metodologia baseia-se na adoção de limites aceitáveis de desempenho, considerando a resistência dos materiais e os esforços solicitantes. Para o ACI 365 (2000) este método gerou grandes contribuições para a formação base das normas de concreto. Todavia, com os avanços tecnológicos - que frequentemente inserem novos materiais no mercado construtivo - e com aumento da severidade do ambiente natural de exposição, as aproximações de vida útil baseadas nesta abordagem são de difícil condução e aplicação prática.

2.4.2 Baseada em Ensaio Acelerados

Descrito na ASTM E-632 (1996), este método de previsão sugere a realização de ensaios acelerados de durabilidade visando à determinação de um fator de relação desta durabilidade com a evolução dos danos observada em condições natural de envelhecimento. Esta relação é denominada coeficiente de aceleração, a qual “é adimensional e expressa o número de vezes que o ensaio acelerado representa a degradação natural, sendo relativo aos concretos estudados e às condições de exposição impostas nos dois procedimentos de ensaio” (POSSAN, 2004).

Os estudos de Ho e Lewis (1987) são pioneiros nestas determinações. O coeficiente de aceleração, entre amostras carbonatadas em ambiente de laboratório (23°C e 50% de UR) e em câmara acelerada com 4% de CO₂, encontrado pelos autores foi de 52,1. Já os ensaios realizados por Kokubu e Nagataki (1989) indicam que a carbonatação em ambiente interno é de 2 a 4 vezes maior que a carbonatação em ambiente externo.

Possan (2004) empregou esta metodologia para o estudo da carbonatação com concretos de relação água/aglomerante variada (0,30 a 0,80), produzidos com sílica ativa. Paralelo ao ensaio de degradação acelerado (5% de CO₂, UR de 70% e T de 23°C), amostras foram expostas à degradação natural na cidade de Porto Alegre, RS, desprotegidas da chuva. Após sete anos de exposição em ambiente natural, para concretos de relação água/aglomerante 0,80 sem adição de sílica ativa, a autora verificou que 14 semanas de ensaio acelerado correspondem a 436 semanas (8,3 anos) de degradação natural, correspondendo a um coeficiente de aceleração de, aproximadamente, 31 (o ensaio acelerado representa 31 vezes a magnitude da degradação natural). Para concretos com 20% de adição, este período é de 497 semanas (9,5 anos), correspondendo a um coeficiente de aceleração de 35,50 vezes.

Pauletti (2009) também calculou os coeficientes de aceleração para diversos concretos confeccionados com cimento CP IV e CP I, curados por 7 e 28 dias, submetidos a condições de ensaio natural distinta (interno protegido e externo não protegido da chuva). Face às grandes diferenças entre os coeficientes de aceleração calculados, a autora ressalta que os resultados encontrados deixam claro que o coeficiente de aceleração depende fortemente das condições em que o ensaio acelerado foi realizado (principalmente o condicionamento e o teor de CO₂), sendo válidos somente para o mesmo material e condições de ensaio dos quais foram calculados.

Devido ao elevado número de fatores que envolvem o processo de carbonatação, principalmente os relativos às condições de execução de ensaio e de exposição natural, há uma grande dificuldade na obtenção destes coeficientes. Outro fator de importância é a carência de resoluções normativas referentes à padronização dos procedimentos de ensaio (POSSAN, 2004).

Em função da grande variação nos coeficientes de aceleração encontrados experimentalmente, Pauletti (2009) conclui que, com os dados que se dispõe hoje, não é possível estimar a vida útil das estruturas de concreto armado frente à carbonatação, através de coeficientes de aceleração, pois os ensaios acelerados foram realizados sem padronização.

2.4.3 Por Meio de Métodos Determinísticos

Trata-se de uma evolução do método baseado em experiências anteriores, diferindo na classificação das condições de exposição de acordo com o mecanismo de degradação preponderante (ANDRADE, 2005). Considera que a qualidade do concreto é o caminho que o agente agressivo deve percorrer até chegar à armadura e iniciar a deterioração. Para tal, baseia-se nos mecanismos de transportes de gases, massa e íons através dos poros do concreto, que podem ser descritos pela Lei de Faraday, equação de Darcy, primeira e segunda Lei de Fick, entre outras.

Ressalta-se que, grande parte dos modelos fundamentados neste método considera alguns fatores constantes no tempo (é o caso da segunda Lei de Fick, que adota o coeficiente de difusão de cloretos constante no tempo, enquanto que o verificado em situações experimentais reduz com o tempo). Para Andrade (2001), esse procedimento pode conduzir a um determinado nível de incertezas, podendo prejudicar a representatividade dos resultados obtidos.

2.4.4 Por Meio de Métodos Estocásticos ou Probabilísticos

Cientes que, devido ao elevado número de fatores aleatórios que envolvem os processos de produção, degradação e utilização das estruturas de concreto, a vida útil das mesmas não pode ser precisamente estimada, o emprego de métodos estocásticos ou probabilísticos são de interesse quando se almeja considerar incertezas na estimativa de vida útil.

Há mais de duas décadas os métodos probabilistas para predição de vida útil de estruturas de concreto vêm sendo explorados, destacando os esforços de Siemes et. al. (1985), Da Silva (1998), Frangopol (1997), Noortwijk e Frangopol (2004), Andrade (2001) e Lorensini (2006), entre outros. Verifica-se que a análise de confiabilidade é a abordagem probabilística predominante.

Os princípios de confiabilidade inseridos para a vida útil são similares aos princípios clássicos de introdução dos coeficientes de segurança no projeto de estruturas de concreto, admitindo-se distribuições normais ou Gaussianas para as ações agressivas e lognormal ou normal para as resistências da estrutura. Para Rostam (2005) esta abordagem tem ganhado crescente destaque nas pesquisas realizadas nos últimos anos, apontando a teoria de confiabilidade como promissora neste sentido.

Andrade (2001) argumenta que as técnicas de confiabilidade devem ser aplicadas à previsão de vida útil das estruturas de concreto armado, principalmente em função do nível de aleatoriedade característico de uma grande parte dos fatores envolvidos. Schiessl (2005) relata que finalmente os estudos de durabilidade estão conduzindo a uma situação onde é possível desenvolver um projeto de desempenho e de vida útil – baseado em confiabilidade – para estruturas reais.

Em suma, as predições baseadas em métodos probabilistas conseguem inserir nos modelos de comportamento as variabilidades do processo de degradação das estruturas, fornecendo estimativas mais próximas à realidade.

2.5 PROPOSTA DE UMA METODOLOGIA PARA A MODELAGEM E PREVISÃO DE VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Com base nos conceitos apresentados por Clifton (1990), Helene (1997) e outros pesquisadores da área (SOMERVILLE, 1992, ROSTAM, 2005 e ANDRADE, 2001) e, partindo-se do pressuposto que, para se prever vida útil, tem-se a necessidade de um modelo matemático representativo da degradação, conforme fluxograma da Figura 8, propõe-se quatro etapas para se conduzir a previsão de vida útil de estruturas de concreto armado: i) coleta de dados; (ii) modelagem da degradação; (iii) simulação da degradação; e (iv) tomada de decisão.

A predição de vida útil das estruturas de concreto pode ser iniciada na etapa 1, quando se deseja obter ou melhorar um modelo de degradação específico, ou na etapa 3, quando se deseja fazer previsões com modelos já existentes.

A metodologia proposta na Figura 8 pode ser empregada para estimativas de vida útil de estruturas existentes ou novas estruturas. No primeiro caso, é possível estimar quantos anos são necessários para que a estrutura atinja o estado limite desejado (de durabilidade, serviço ou de segurança). No segundo, fornece subsídios para a seleção da espessura de cobrimento, resistência do concreto, tipo de cimento, relação água cimento, entre outros fatores que influenciam na vida útil de estruturas de concreto. Nos itens seguintes, as etapas descritas na Figura 8 serão detalhadas.

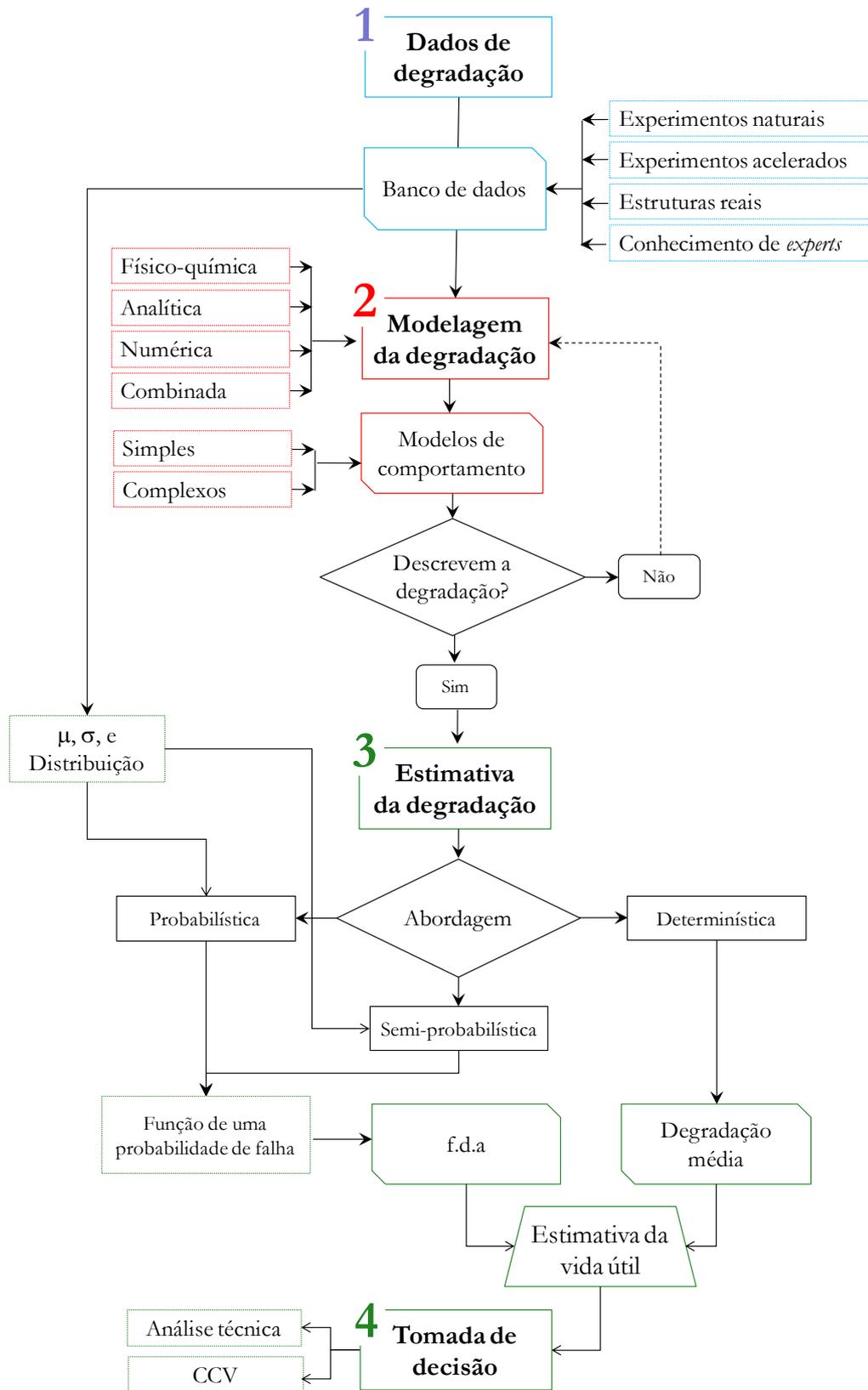


Figura 8: fluxograma para previsão de vida útil³¹

³¹ A construção de conhecimento para a elaboração desta figura deve-se, em parte, às discussões sobre o tema fomentadas pelo professor Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, durante as aulas na disciplina de “vida útil e manutenção das estruturas”, turma de 2004.

2.5.1 Dados de Degradação

A coleta de dados é uma das fases essenciais aos estudos de previsão de vida útil, demandando a compilação de informações (objetivas ou subjetivas – ver Tabela 1) a cerca dos fatores intervenientes no projeto (como espessura de revestimento, relação água/aglomerante, resistência), no processo construtivo (nível de controle de qualidade da obra), na durabilidade (tipo e teor de agente agressivo, condição de exposição) e nas ações de operação, manutenção e reparo de estruturas de concreto.

Tabela 1: possíveis fontes de dados de degradação das estruturas de concreto

Informação, dados ou indicadores		
Tipo	Origem	Observações
Objetiva	Testes de laboratório de desempenho de materiais, fornecendo: <ul style="list-style-type: none"> – indicadores de desempenho de ações de manutenção, reparo e reabilitação; – indicadores de durabilidade³²; – indicadores de desempenho das proteções (pinturas em aço, proteção anódica, catódica, entre outras); – agressividade do meio ambiente; etc. 	Informações advindas destas fontes apresentam elevado potencial de uso. O ideal é que estas sejam agrupadas em banco de dados, pois facilitam o acesso à informação e, conseqüentemente, elevam a confiabilidade dos resultados apresentados. Estes bancos de dados podem ser formados com dados de teses, dissertações, artigos acadêmicos, estudos de casos, entre outras fontes confiáveis.
	Investigação <i>in situ</i> fornecendo: <ul style="list-style-type: none"> – os indicadores supracitados; – a velocidade e intensidade do processo de degradação de construções reais. 	
	Indicadores de desempenho e eficiência fornecidos pelo fabricante ou mantenedor do componente, subsistema e sistema.	Estas informações também são de utilidade para determinação ou avaliação dos prazos de garantia.
Subjetiva	Experiência de especialistas	Na carência de dados reais, informações advindas do conhecimento de <i>experts</i> podem ser empregadas nos estudos. Para tal empregam-se a técnica de grupo focal e o Método Delphi ³³ .

De acordo com a Tabela 1, os dados ou indicadores de degradação (ver etapa 1 da Figura 8) necessários à modelagem e previsão de vida útil, têm diferentes origens, como experimentos (acelerados ou não), estruturas reais, conhecimento de *experts*, literatura, histórico de dados, entre outros. Essas informações, isoladas ou agrupadas em banco de dados, auxiliam a geração, aferição, verificação e validação dos modelos, assim como possibilitam a

³² Indicador de durabilidade: são propriedades, como estrutura de poros, coeficiente de difusão de CO₂, teor de Ca(OH)₂, entre outras, determinadas por meio de testes de laboratório, que auxiliam na avaliação qualitativa ou quantitativa do potencial de durabilidade de um material (BAROGHEL-BOUNY, 2004).

³³ Técnica para busca de um consenso de opiniões de um determinado grupo de especialistas para um dado tema. O método pressupõe que o julgamento coletivo quando bem organizado é melhor que a opinião de um só indivíduo. Baseado na consulta estruturada, por meio de um questionário, a um grupo de especialistas, os quais são argüidos até que se obtenha uma convergência das respostas do grupo.

comparação das estimativas de vida útil obtidas nas simulações. Também são essenciais na caracterização estatística das variáveis (determinação dos coeficientes de variação e distribuições de probabilidades).

Em geral, os estudos de engenharia são conduzidos a partir de dados objetivos oriundos de ensaios de laboratório ou de campo, entre outros. Todavia, informações subjetivas, advindas da experiência de especialistas também podem ser empregadas nestes estudos. A técnica de captura da opinião de especialistas é fundamentada no julgamento de *experts*, tendo como princípio básico que os mesmos, através de experiências adquiridas em situações de campo e laboratório ao longo dos anos, acumulam conhecimentos empíricos e heurísticos na área. Classificado como semiquantitativo, foi uma das primeiras tentativas empregadas com o intuito de assegurar um nível mínimo de desempenho das estruturas de concreto durante um dado período de utilização. Esta metodologia baseia-se na adoção de limites aceitáveis de desempenho, considerando a resistência dos materiais e os esforços solicitantes. A NBR 6118 (1978) propunha valores de cobrimento mínimo da armadura a partir desta abordagem. Para o ACI 365 (2000), este método gerou grandes contribuições para a formação base das normas de concreto.

Face seu emprego na pesquisa, a coleta de dados baseada na experiência de especialistas será discutida com maior ênfase neste trabalho nos itens 2.5.1.1 a 2.5.1.4.

2.5.1.1 Grupo focal

Grupos focais ou *focus group*³⁴ são fóruns que reúnem um pequeno grupo de indivíduos para conversar sobre um tópico de interesse. Basicamente, podem ser considerados uma entrevista de grupo, embora não com o senso de alternância onde um pesquisador questiona e os participantes respondem. Ao invés, sua essência consiste na interação entre os indivíduos, baseando-se em tópicos que são promovidos pelo investigador, o qual normalmente assume o papel de moderador da sessão (MORGAN, 1997).

Para Malhotra (2004), o objetivo principal do grupo focal é adquirir *insights* a partir da discussão entre um grupo de pessoas de um determinado público-alvo, sobre assuntos de

³⁴ Do inglês, o termo “*focus group*” é traduzido para o português como: grupo focal, grupo focado e grupo focalizado. Face ao maior número de citações encontradas na literatura de referência, optou-se, neste trabalho, por denominá-lo de grupo focal e, no plural, grupos focais.

interesse do pesquisador. Para o pesquisador, o valor desta técnica está em descobrir dados inesperados, obtidos na discussão em grupo.

Em geral, os encontros têm duração aproximada de duas horas, contando com a presença de cinco a dez participantes. São utilizadas guias de entrevistas semi-estruturadas³⁵ e previamente preparadas, com a finalidade de gerar a discussão, das quais são retiradas as informações necessárias, adicionando anotações e reflexões do moderador (BEYEA e NICOLL, 2000).

Segundo Morgan (1997), esta técnica privilegia a observação e o registro de experiências e reações dos indivíduos participantes do grupo, que não seriam possíveis de captar por outros métodos, como por exemplo, a observação participante, as entrevistas individuais ou questionários. Krueger (1994) descreve que, para a coleta de dados, uma das maiores riquezas do grupo focal é o fato dele se basear na tendência humana de formar opiniões e atitudes na interação com outros indivíduos. Ribeiro e Ruppenthal (2003) relatam que o grupo focal propicia riqueza e flexibilidade na coleta de dados, normalmente não disponíveis quando se aplica um instrumento individualmente, além do ganho em espontaneidade, gerada a partir da interação entre os participantes. Entretanto, comparado à entrevista individual, exige maior preparação do local e resulta em menor quantidade de dados coletados por indivíduo.

O grupo focal depende de uma interação dinâmica entre os participantes do grupo, incentivando a reflexão sobre as contribuições dos demais membros, em que o pesquisador poderá obter perspectivas detalhadas a respeito de um determinado assunto (BLANCHARD et al. 1999).

Oliveira e Freitas (1998)³⁶, apud Ribeiro e Ruppenthal (2003), expõem que esta abordagem é recomendada para orientar e dar referencial à investigação ou à ação em novos campos, gerar hipóteses baseadas na percepção dos informantes, avaliar diferentes situações de pesquisa ou populações de estudo, desenvolver planos de entrevistas e questionários, fornecer interpretações dos resultados dos participantes a partir de estudos iniciais e gerar informações adicionais a um estudo em larga escala.

³⁵ Guias de entrevista semi-estruturadas (questionários semi-estruturados) são formadas por questões padronizadas abertas, deixando as respostas a critério do entrevistado. Este modelo permite que o entrevistado manifeste seus pontos de vista, opiniões e argumentos, o que não ocorre com o questionário estruturado, o qual é composto por questões fechadas.

³⁶ OLIVEIRA, M., FREITAS, H.M.R. Focus group - pesquisa qualitativa: resgatando a teoria, instrumentalizando o seu planejamento. Revista de Administração, São Paulo, v.33, n.3, 1998. p. 83-91.

Segundo Beyea e Nicoll (2000), como qualquer outro método de pesquisa, a reunião de grupos focais deve ser conduzida com rigor científico, possibilitando assim projetar uma adequada análise e interpretação dos resultados. A confiabilidade dos grupos focais pode ser quase sempre assegurada se forem conduzidos múltiplos grupos, idealmente em diferentes lugares, possibilitando a inclusão de dados de outras fontes.

2.5.1.2 Contexto Histórico

Com origem na sociologia, o grupo focado é largamente utilizado na área de marketing, observando-se um crescente emprego nas áreas da saúde e sistemas de informação (KIDD e PARSHALL, 2000). No campo de engenharia, sobretudo de engenharia civil, sua utilização ainda é tímida, destacando-se os esforços de Andrade (2001) e Bust et al. (2005).

Segundo Morgan (1997), dentro da sociologia, o trabalho de Bogardus (1926)³⁷ foi um dos primeiros a descrever a técnica de grupos focais, inicialmente denominados de entrevistas de grupo. Mas sua aplicação foi mais notável somente na década de 1950, após a Segunda Guerra Mundial, onde o pesquisador do Instituto de Pesquisa Social Aplicada da Universidade de Columbia, Paul Lazarsfeld, a convite de Robert Melton, empregou esta abordagem para medir as respostas da audiência para as propagandas e transmissões de rádio. Contudo, foi somente em 1980 que o grupo focal começou a ser utilizado com ênfase. Segundo Madriz (2000), só recentemente os cientistas sociais têm começado a considerar o grupo focal como uma importante técnica de pesquisa.

2.5.1.3 Etapas da Realização dos Grupos Focais

A técnica de pesquisa de grupos focais pode ser dividida em três etapas: planejamento, condução das entrevistas e análise dos dados (Morgan, 1997; Beyea e Nicoll, 2000, Ruff et al., 2005). Estes autores destacam o planejamento como a etapa mais importante, pois é a que garante o bom andamento das etapas subseqüentes.

O **planejamento** tem início na determinação do propósito da reunião, o qual deve ser deliberado através da organização dos pensamentos de maneira lógica e racional. Segundo Krueger (1994), esta etapa também comporta a definição dos aspectos relacionados à

³⁷ BOGARDUS, E. S. The group interview. *Journal of applied sociology*. v.10, p. 372-382, 1926.

realização da sessão, como por exemplo, tipo e número de participantes, local, questões, moderador, entre outros. Logo, o plano que conduzirá o restante do processo da pesquisa é desenvolvido nesta etapa.

Com relação aos aspectos relacionados à sessão, para o quesito seleção dos participantes, Ruff et al. (2005) afirmam que se deve buscar uma homogeneidade no grupo, para reduzir a possibilidade de opiniões ou experiências anteriores muito diferentes, o que pode levar a opiniões mais amplas e menos específicas, dificultando a análise dos resultados. Para tal, os pesquisadores recomendam que os antecedentes dos participantes de cada grupo sejam considerados. Para Morgan (1997), os participantes devem ser selecionados de modo que o grupo não resulte em incontornáveis discussões frontais ou em recusa sistemática de emitir opiniões.

No que se refere ao número de participantes, Oliveira e Freitas (1998), citado por Ribeiro e Ruppenthal (2003), relatam que o número ideal de pessoas seria de quatro a doze. Destaca-se também que o grupo deve ser pequeno o suficiente para todos terem a oportunidade de partilhar suas percepções e grande o bastante para fornecer diversidade de idéias.

Já a **condução da sessão** tem início com a acolhida e apresentação dos participantes seguida da explicação de como a reunião será conduzida, de quais os objetivos e importância de sua realização. A sessão é pautada a partir de um questionário semi-estruturado, obviamente relacionado ao assunto de interesse, buscando desenvolver uma discussão focada em torno do tema proposto. Para Krueger (1994) e Morgan (1997), o número de questões adotado depende do tempo disponível, do número de participantes e do estilo do moderador, sendo recomendável de dois a cinco tópicos.

Ressalta-se que o moderador assume papel de grande importância na condução da sessão. Morgan (1997) o descreve como peça-chave para o desenvolvimento satisfatório do grupo. Através de uma intervenção ao mesmo tempo discreta e firme, ele deve garantir a discussão de todos os tópicos de interesse. Cabe a ele dar seguimento à discussão, buscar aprofundamento em pontos específicos, permitir a interação entre os participantes, assim como finalizar a sessão (MORGAN, 1997; KRUEGER, 1994).

É durante o andamento da sessão que os dados são coletados e registrados. A qualidade e o meio de armazenamento tornam-se muito importante para a posterior transcrição e análise. Neste sentido, Kidd e Parshall (2000) destacam a gravação (em áudio ou vídeo) como uma das principais formas para este fim, sendo que sua qualidade deve ser assegurada.

Na **análise dos dados** todas as decisões tomadas devem ser relatadas, obedecendo a um método sistemático para garantir que as informações obtidas sejam confiáveis e válidas (BEYEA e NICOLL, 2000). As duas formas básicas e complementares de análise dos grupos focais são a qualitativa ou resumo etnográfico e codificação sistemática através da análise de conteúdo (Oliveiras e Freitas, 1998 *apud* RIBEIRO e RUPPENTHAL, 2003).

Ruppenthal e Ribeiro (2000) destacam que, na análise dos dados, as palavras e os seus significados, o contexto em que foram colocadas as idéias, a consistência interna, a frequência e a extensão dos comentários e a especialidade das respostas devem ser consideradas.

2.5.1.4 Emprego de Grupos Focais na Engenharia

Na engenharia, especialmente na civil, são raros os trabalhos que empregam a técnica de grupo focal como método de pesquisa. Os trabalhos de Andrade (2001) e Bust et al. (2005) são pioneiros na área.

Bust et al. (2005) fizeram uso da técnica de grupo focal para verificar os riscos ergonômicos inerentes à instalação manual de meios-fios de concreto em rodovias, visando contribuir na melhoria deste processo. Os pesquisadores contaram com a adesão dos profissionais da Indústria da Construção Civil e conduziram um total de três reuniões, contando com a participação de 24 indivíduos, oito na primeira, dez na segunda e seis na terceira e última sessão. Baseando-se em questionários previamente definidos, os tópicos discutidos em cada encontro foram: a viabilização de equipamentos para auxiliar na disposição das peças; soluções de projeto; e, finalmente, treinamento. Como resultado, os autores constataram que os riscos a que os trabalhadores estão submetidos, durante o cumprimento desta tarefa, são desconsiderados no projeto do produto (meios-fios) e do processo (execução). Para melhoria, a pesquisa recomenda que se faz necessária uma aproximação pró-ativa por parte dos fabricantes de produtos pesados de construção a favor da saúde dos trabalhadores.

Já Andrade (2001) aplicou a técnica de grupo focal com o intuito de coletar dados para posterior modelagem do fenômeno de degradação do concreto por penetração de cloretos. Para tal, nove especialistas³⁸, na área de durabilidade das estruturas e tecnologia dos

³⁸ Sendo um da Universidade de Brasília (UNB), um da Universidade de Campinas (UNICAMP), seis da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), além de um representante da indústria do cimento que tem uma atuação intensa na área. Posteriormente o questionário foi remetido a um pesquisador da Universidade Edna Possan (epossan@gmail.com) – tese de doutorado – Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2010.

materiais, foram convidados. Com uma única sessão de, aproximadamente, 3 horas de duração, a exploração das informações obtidas no Grupo focal resultou no modelo de previsão de vida útil, para o período de iniciação da corrosão das armaduras atacadas por íons cloreto, mostrado na Equação 1.

$$y = 7,35 \cdot \frac{UR^{0,7} \cdot T^{0,1} \cdot Cl^{0,7}}{(1 + Ad)^{0,2} \cdot k_1 \cdot f_{ck} \cdot k_2} \sqrt{t} \quad \text{Equação 1}$$

onde:

y = posição da frente de penetração de íons cloreto (equivalente a um teor de cloretos igual a 0,4% em relação à massa de cimento), em mm;

UR = umidade relativa média do ambiente, em %;

T = temperatura média ambiental, em °C;

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão, em MPa;

Ad = teor de adição no concreto, em % sobre a massa de cimento;

Cl = concentração superficial de cloretos, em % sobre a massa de cimento;

k_1 = fator que varia em função do tipo de cimento empregado na fabricação do concreto;

k_2 = fator que varia em função do tipo adição empregada na fabricação do concreto;

t = tempo, em anos.

Os valores de k_1 , em função do tipo de cimento, e de k_2 , em função do tipo de adição são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2: valores de k_1 e k_2

k_1	Tipo de cimento	k_2	Tipo de adição
0,98	CP II-E	1,00	Sílica ativa
1,00	CP II-F		
1,05	CP II-Z		
1,21	CP III-AF	0,97	Metacaulim
1,17	CP IV Poz		
0,95	CP V ARI	0,76	Cinza de casca de arroz

A verificação do modelo de Andrade (2001) procedeu com dados do estudo de caso de Guimarães (2000), apresentando níveis de resposta similares à penetração de cloretos observada *in situ*, indicando que a metodologia empregada tem boa aderência com situações reais.

de São Paulo (USP) e outro da Universidade da Califórnia (UC), em Berkeley, que também enviaram as suas considerações e os dados foram incorporados nas atividades de análise e formulação do modelo.

Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

2.5.2 Modelagem da Degradação

A modelagem matemática pode ser físico-química, numérica, analítica ou combinada (WALLENIUS e SHIER, 1999; BENDER, 2000; LAW e KELTON, 2000, MEYER, 2004; CHUNG, 2004; MUNTEAN et al., 2005 e THIERY, 2009) e resulta em modelos matemáticos empíricos ou complexos (MUNTEAN et al., 2005; THIERY, 2009 e PAULETTI, 2009).

Os modelos empíricos, também denominados de simplificados, são fundamentados em ajustes de dados de campo ou de laboratório ou baseados na experiência de especialistas. Em geral, possuem solução analítica. Os modelos complexos ou fenomenológicos, são baseados em leis físico-químicas, como as leis de conservação de massa de CO₂ e de água, e dada a sua complexidade, exigem soluções numéricas. Na Tabela 3 são apresentados outros fatores que diferenciam os modelos matemáticos, cujas informações foram compiladas de vários trabalhos da literatura (WALLENIUS e SHIER, 1999; BENDER, 2000; MEYER, 2004; MUNTEAN et al., 2005; THIERY, 2009 e PAULETTI, 2009).

Tabela 3: modelos empíricos x modelos complexos

Fator	Modelos Empíricos	Modelos Complexos
Fundamentação	Experiência de <i>experts</i> , dados históricos e dados de ensaios de campo e laboratório	Leis da natureza (físicas e químicas), formulações algébricas, etc.
Parâmetros de entrada	Em geral simples, de fácil obtenção	Normalmente exigem a realização de ensaios para determinação – alguns são de difícil obtenção
Precisão	Erro associado pode ser elevado	Tende a reduzir os erros
Simulação computacional	Simple, em geral, analítica	Complexa, em geral numérica, demanda tempos elevados
Aplicação prática	Fácil	Difícil
Extrapolação	Pode intervir na confiabilidade	Se bem elaborado, admite extrapolações
Generalização	Aplicável aos intervalos de informações que deram origem ao modelo	Aplicável a todas as situações regidas pelas leis que o compõe

Em geral os modelos empíricos são mais fáceis de serem aplicados, entretanto apresentam simplificações, o que pode resultar em resultados menos precisos. Já os complexos consideram um maior número de variáveis de influência no processo de degradação, tendendo a uma maior precisão e generalização, todavia são mais difíceis de serem aplicados.

A etapa 2 da Figura 8 constitui a modelagem da degradação, onde são gerados os modelos de comportamento do concreto frente à degradação, os quais são confrontados com o banco de dados, verificando se o modelo representa ou não a degradação real. Em caso afirmativo, procede-se com a simulação, caso contrário retorna-se à modelagem.

No que se refere à carbonatação do concreto, ambos os seguimentos de modelagem são importantes, mas apresentam limitações, as quais devem ser consideradas no momento da seleção do modelo que será empregado em função da resposta desejada. Pauletti (2009), na aplicação dos dois seguimentos de modelagem para a carbonatação do concreto, conclui que o modelo complexo de Duprat, Sellier e Nguyen (2006) permite simular o fenômeno de carbonatação em toda a sua complexidade, sendo aplicado a diversas situações de ensaio. No entanto apresenta um grande número de variáveis de entrada difíceis de mensurar. Já o modelo simplificado de Hyvert (2009), apesar de não considerar as transferências termo-hídricas, é de fácil utilização e apresentou bons resultados nas simulações.

Assumindo-se que um modelo é uma simplificação da realidade, dependendo de como foi concebido, pode ser generalizável ou não. Um modelo é generalizável quando representa o fenômeno em estudo para mais de uma situação, no entanto todo o modelo apresenta limitações e pode ser refutado.

2.5.3 Estimativa da Degradação

A partir de um modelo matemático, faz-se a estimativa da degradação (etapa 3, Figura 8) a qual pode ser conduzida por processos probabilísticos³⁹, semiprobabilísticos⁴⁰ ou determinístico⁴¹, independente de como o modelo foi gerado. Nos dois primeiros casos faz-se necessário o conhecimento da média (μ), do desvio padrão (σ) ou coeficiente de variação (CV.) e da distribuição de probabilidade das variáveis aleatórias consideradas, e em função de uma probabilidade de ocorrência estima-se a vida útil da estrutura. Nesta abordagem as incertezas do processo são inseridas na simulação; já na determinística são considerados os valores médios das variáveis de entrada, o que conduz a uma média da degradação da estrutura. Na Figura 9 essas abordagens são representadas graficamente.

³⁹ Considera a distribuição conjunta de todas as variáveis de influência no processo de degradação.

⁴⁰ Considera, de forma parcial, as variáveis de influência, através de seus valores médios.

⁴¹ Não considera a variabilidade dos fatores de influência no processo de degradação.

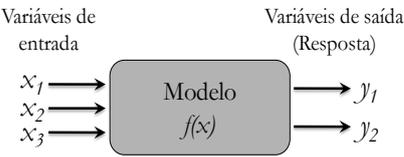
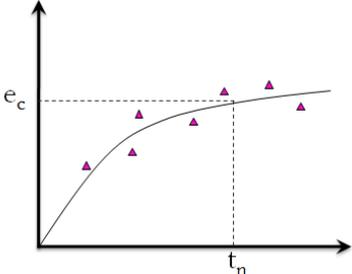
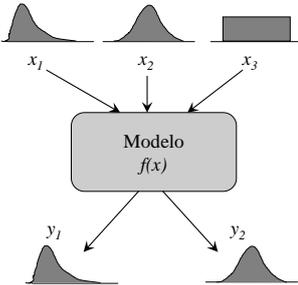
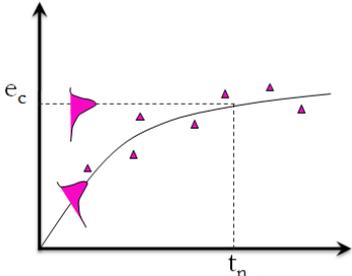
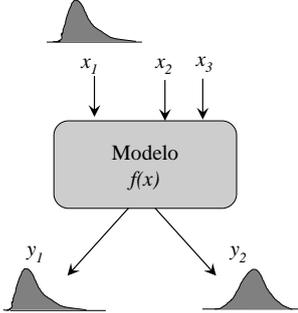
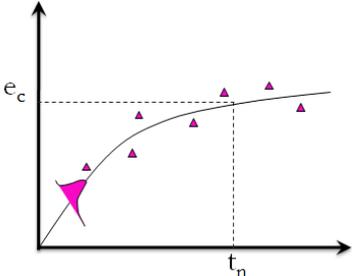
Tipo de abordagem	Representação esquemática das variáveis de entrada (x_i) e saída (y_i)	Representação gráfica do efeito das variáveis de entrada aplicadas à carbonatação do concreto (e_c) no tempo (t_n)
Determinística (a)		
Probabilística (b)		
Semiprobabilística (c)		

Figura 9: abordagens para previsão de vida útil

Na estimativa de vida útil por meios determinísticos a variabilidade do processo de degradação não é considerada. A partir de valores médios das variáveis de entrada, estes modelos fornecem como resposta valores médios⁴² da degradação (profundidade de carbonatação) ou do desempenho (espessura de cobertura, vida útil). Em muitas situações as informações advindas dos modelos determinísticos são insuficientes, especialmente quando se deseja avaliar o risco de um projeto alcançar ou não determinado período de vida útil.

Dado que as estimativas de vida útil por meios determinísticos não são associadas a uma probabilidade de ocorrência ou de uma probabilidade de não ser atingida, Lorensini (2006)

⁴² Há casos onde, em vez da média, adota-se um percentil inferior ou superior.

destaca que a vida útil de uma estrutura só pode ser definida em termos probabilísticos, uma vez que, esta abordagem consegue inserir nos modelos de comportamento as variabilidades do processo de degradação das estruturas, fornecendo estimativas mais próximas à realidade.

Há mais de duas décadas os métodos probabilistas para predição de vida útil de estruturas de concreto vêm sendo explorados, destacando os esforços de SIEMES et. al. (1985), Da SILVA (1998), FRANGOPOL (1997), NOORTWIJK e FRANGOPOL (2004), ANDRADE (2001), entre outros. Verifica-se que a análise de confiabilidade⁴³ é a abordagem probabilística predominante, todavia outros processos estocásticos, como Cadeias de Markov, Redes Neurais e Lógica Fuzzy, também vem sendo empregados para este fim.

2.5.4 Tomada de Decisão

Visto que a análise do custo ciclo de vida (CCV) é uma técnica de avaliação de desempenho econômico e se dá através de soluções de equações diretas e simples, convertendo os custos relevantes do objeto de estudo em valor presente equivalente. Assim, para as estruturas de concreto a análise do CCV é apropriada para a comparação de alternativas de projeto, nas quais os investimentos iniciais são ponderados frente às ações de operação, manutenção, reparo e reabilitação para um período de tempo pré-determinado. Neste caso, a alternativa com o menor custo irá representar a aproximação mais econômica. Em plantas de altos investimentos, as incertezas do processo são consideradas probabilisticamente, por meio da análise de sensibilidade e de riscos, conferindo maior confiabilidade aos resultados.

No que se refere à análise econômica de edificações e suas partes, a ASTM E 1185 (1993) apresenta cinco métodos destinados a esta verificação. O método de avaliação do Custo do Ciclo de Vida é detalhado na ASTM E 917 (1993) e os métodos de Relação Custo Benefício, Taxa de Retorno Interna, Benefícios Líquidos e Recuperação de Investimento são apresentados resumidamente na Tabela 4. O método do Custo do Ciclo de Vida é o procedimento mais simples e o mais prontamente aplicável em projeções de custo econômico.

⁴³ Do ponto de vista de engenharia, confiabilidade é uma medida probabilística da segurança de um sistema – no caso, o sistema seria uma edificação – (ANG e TANG, 1984, p. 01). Em suma, a confiabilidade é uma ferramenta matemática que permite considerar as incertezas do processo de degradação inerentes às estruturas de concreto armado. Para tal, faz uso das suas distribuições de probabilidades, fornecendo a probabilidade de falha da estrutura no tempo.

Tabela 4: métodos de análise econômica de sistemas e subsistemas de engenharia

Método	Propósito	Norma
Custo do Ciclo de Vida (<i>Life-cycle cost</i>)	Fornecer o fluxo de caixa, como valor presente ou anual equivalente, para cada alternativa em estudo, durante o horizonte de plano selecionado.	ASTM E 917 (1993)
Relação custo Benefício (<i>Benefit-to-cost ratio</i>)	Fornecer a relação entre custos e benefícios, quantificáveis, em valores monetários, para cada alternativa, na forma de valor presente ou anual equivalente.	ASTM E 964 (1993)
Taxa de retorno interna (<i>Internal rate of return</i>)	Fornecer a taxa de juros equivalente em que o fluxo de caixa (expresso em termos de valor presente ou valor anual equivalente) se iguala à zero, considerando a taxa de desconto e a taxa de retorno desejada.	ASTM E 1057 (1993)
Benefícios Líquidos (<i>Net benefits</i>)	Estimar a diferença dos custos das alternativas ao longo do tempo, e podem ser expressos em termos monetários (valor presente ou anual equivalente).	ASTM E 1074 (1993)
Recuperação do investimento (<i>Payback</i>)	Calcular o tempo demandado para recuperar o investimento inicial (expresso em valor presente ou anual equivalente) menos a taxa de desconto. Consiste em avaliar o tempo que um investimento levaria para que o retorno ficasse maior que o valor investido.	ASTM E 1121 (1993)

Segundo Frangopol (1997), Frohnsdorff (1998), Lifecon (2003), Ferreira (2006) e Narasimhan e Chew (2009), a análise do CCV é um método importante de avaliação de desempenho econômico com elevado potencial de uso em projetos de engenharia, em especial, na tomada de decisão, sendo importante para:

- a) seleção de alternativas para novos projetos e intervenções em projetos existentes;
- b) substituição ou reparo de sistemas, subsistemas e componentes da construção;
- c) redução dos CCV de uma construção ou suas partes;
- d) definição dos prazos para intervenções de manutenção, reparo e reabilitação da construção ou suas partes;
- e) análise dos custos ambientais decorrentes da demolição precoce de uma construção e estudos de impactos ambientais;
- f) tomada de decisão de projeto para a seleção ou refutação de um elevado investimento inicial verificando seu desempenho e custos no horizonte de plano ou vida útil.

Com relação às edificações, a análise do CCV é de grande interesse na identificação de alternativas de projeto que possam conduzir a menores custos de operação, manutenção, reparo e reabilitação, durante a vida útil. Também é usada para justificar altos investimentos iniciais de um projeto, em razão dos benefícios econômicos advindos ao longo do tempo (ver Figura 10).

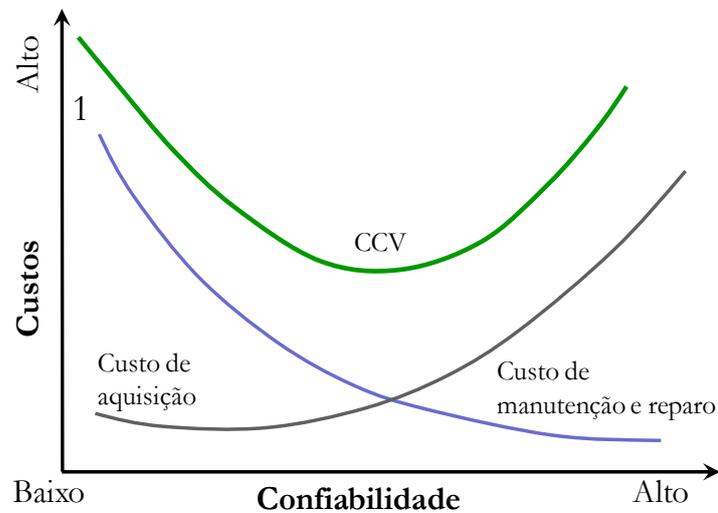


Figura 10: relação entre custos de aquisição e custos de manutenção e reparo sobre o ponto do custo do ciclo de vida (CCV)

As vantagens do CCV são mais bem percebidas quando se podem comparar diferentes alternativas de projeto, sendo que os maiores benefícios desta análise, segundo Ferreira (2006), são alcançados em projetos de novas edificações. Todavia, não há impedimentos para seu emprego em edificações já existentes. Thoft-Christensen (1987), Frangopol (1997), Ferreira (2006), Narasimhan e Chew (2009) entre outros, empregam a análise do ciclo de vida para estudos de durabilidade e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado, para diferentes alternativas de projeto e ações de manutenção. Os estudos foram conduzidos sobre a abordagem probabilística, considerando as principais variáveis de influência na degradação da estrutura e os custos associados ao longo do tempo. Segundo os autores, a programação e a redução dos custos associados à manutenção são os principais benefícios desta técnica.

Ressalta-se que a análise do CCV, bem como a previsão de vida útil de estruturas de concreto, exige visão sistêmica e multidisciplinar, pois além do conhecimento em engenharia são necessários conhecimentos básicos em ciência dos materiais, processos estocásticos e engenharia econômica.

2.6 VIDA ÚTIL NA ATUALIDADE

No início do desenvolvimento e difusão do concreto armado (ver Figura 11), as estruturas eram projetadas utilizando bom senso e experiência profissional, onde a principal Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

característica controlada era a resistência à compressão (R), que durante muito tempo foi tida como fonte única e segura das especificações de projeto. Com o passar dos anos, ocorreram grandes mudanças nos materiais de construção, ambiente de exposição e procedimentos de cálculos. Verificou-se que o concreto armado apresentava limitações e que somente o parâmetro resistência (R) era insuficiente para atender às exigências de projeto. Então se enfatizou a durabilidade (D) destas estruturas e dos seus materiais constituintes, aliando posteriormente este conceito ao desempenho (DES) das mesmas, ou seja, ao comportamento em uso. Contudo, ainda faltava inserir nos projetos a variável “tempo”, surgindo então os estudos de vida útil (VU). Atualmente, fatores como competitividade, custos e preservação do meio ambiente estão novamente impondo mudanças na maneira de se conceber estruturas, exigindo que estas sejam projetadas de forma holística, pensando no seu ciclo de vida (CV) e nos custos associados (CCV - custo do ciclo de vida). A partir do CCV vários estudos podem ser conduzidos, com destaque às estimativas de custos de manutenção ao longo da vida útil, estudos de impacto ambiental, entre outros, auxiliando na seleção da melhor alternativa de projeto para novas estruturas ou de manutenção, reparo, reabilitação ou destinação final para estruturas existentes. Com isso o projeto para a sustentabilidade (SUS) torna-se possível.

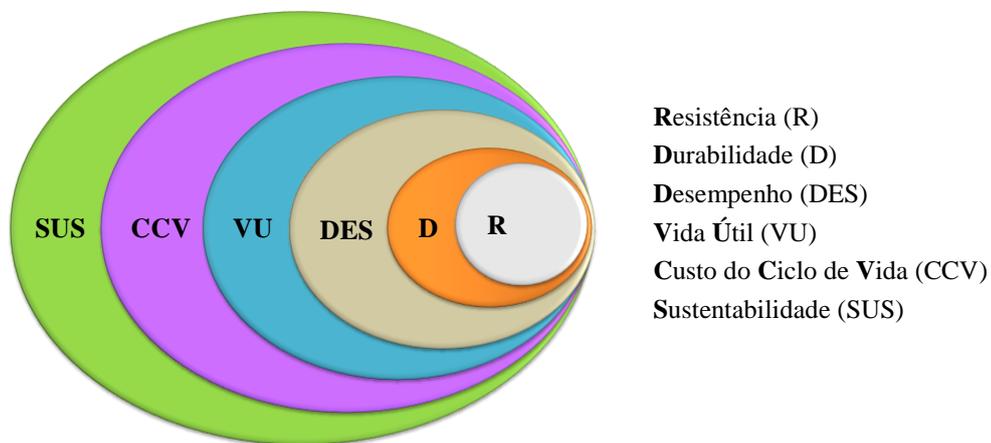


Figura 11: evolução conceitual do projeto das estruturas de concreto

No que se refere à sustentabilidade, o *fib* 53 (2010) apresenta o modelo conceitual mostrado na Figura 12, o qual combina sistematicamente os conceitos de qualidade, funcionalidade e custo do ciclo de vida e impacto ambiental. O projeto de uma estrutura em prol da sustentabilidade deve buscar o equilíbrio entre esses três fatores.

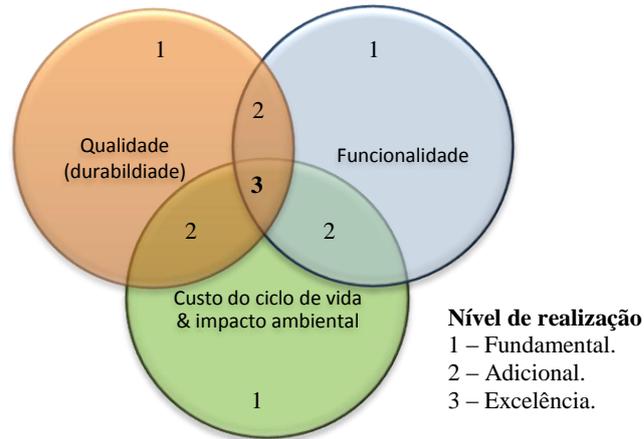


Figura 12: combinação sistemática dos componentes para a sustentabilidade da construção (*fib* 53, 2010)

Para alcançar esse equilíbrio é fundamental pensar no ciclo de vida da construção, que abrange desde as definições de projeto até a demolição. No projeto, a inclusão dos conceitos da arquitetura bioclimática e de eficiência energética e a seleção materiais e sistemas construtivos menos impactantes, entre outros fatores, têm grandes contribuições para a sustentabilidade da construção. Na execução, a gestão de resíduos no canteiro, a redução da geração de ruídos e a redução de desperdícios, entre outros, também corroboram neste sentido. Na demolição, deve-se atentar para a reciclagem da construção ou de suas partes, preferencialmente, deve-se projetar estruturas para a desmontagem. Outro fator importante é projetar estruturas com elevada vida útil, pois quanto maior ela for menos recursos são necessários para a construção de novas construções e manutenção das mesmas. Entretanto, para que estudos de previsão de vida útil e de custos do ciclo de vida de estruturas de concreto possam ser conduzidos, se faz necessário o estabelecimento de modelos de degradação capazes de descrever o comportamento do concreto no tempo frente às solicitações impostas (cargas ambientais, estruturais, entre outros), considerando preferencialmente uma abordagem probabilística.

Com o objetivo de prever vida útil e a estimar o custo do ciclo de vida de estruturas de concreto destacam-se os softwares RCLifetime⁴⁴ (*Durability of Reinforced Concrete Structures - a design tool.*), o Life-365⁴⁵ (*Service Life Prediction Model*) e o FReET-D⁴⁶ (*Feasible Reliability Engineering Tool for Degradation effects assessment*).

⁴⁴ <http://rc-lifetime.stm.fce.vutbr.cz/index.php>.

⁴⁵ <http://www.life-365.org/>.

⁴⁶ <http://www.freet.cz/>.

2.7 CONSIDERAÇÕES SOBRE A VIDA ÚTIL

A previsão de vida útil de estruturas de concreto é um problema complexo, pois as estruturas, com seus componentes e sistemas, deterioram-se a diferentes taxas, existindo várias incertezas relacionadas às propriedades dos materiais, aos mecanismos de deterioração, à resposta estrutural, à carga ambiental e às condições de uso, manutenção e operação, entre outros.

Verifica-se que a comunidade técnico-científica está preocupada com a qualidade das novas estruturas e com a manutenção e segurança das existentes, face aos crescentes problemas de degradação que tem surgido. Essa preocupação se traduz em mobilizações no sentido de desenvolver normas técnicas, como a norma de desempenho - NBR 15575-1 (2008), e códigos específicos, como o código brasileiro do concreto⁴⁷, a fim de definir as exigências técnicas e responsabilidades em relação à durabilidade das estruturas de concreto.

Com efeito, cabe à comunidade técnico-científica fornecer subsídios a projetistas e construtores em geral, de como minimizar os efeitos da degradação das estruturas de concreto (novas ou existentes), evitando o aparecimento precoce de manifestações patológicas e catástrofes. Também se devem propor ações que permitam a prevenção dos danos, estabelecendo valores mínimos para a vida útil de uma estrutura, ressaltando-se que é na etapa de projeto que as ações preventivas devem ser efetivamente tomadas.

Apesar da preocupação com a durabilidade, a NBR 6118 (ABNT, 2007) não cita em seu texto a especificação de vida útil de projeto (VUP) mínima que um elemento ou estrutura de concreto deve atingir. Neste sentido, a norma brasileira de desempenho, a NBR 15575 (ABNT, 2008), que entrou em vigor em 2008 e passa a ter fundamentação legal a partir de novembro deste ano (será obrigatória para projetos novas de edificações), insere em seu texto a preocupação com a durabilidade e a vida útil das estruturas e suas partes. Para tanto, apresenta no item 14 a avaliação de desempenho referente à “durabilidade e manutenibilidade”, que pode ser conduzida por meio dos requisitos e critérios de desempenho. No que se refere ao requisito de “durabilidade do edifício e dos sistemas que o compõe” (item 14.2) a Norma preconiza que sejam avaliados os critérios de “vida útil” (item 14.2.1) e de “durabilidade” (item 14.2.2). No que se refere à vida útil, a referida norma especifica na “tabela 4” a VUP para os diferentes elementos e componentes da construção habitacional, conforme apresentado na Tabela 5.

⁴⁷ A intenção de criação do Código Brasileiro do Concreto foi lançada pelo Ibracon em 2007, entretanto até o momento este não foi concretizado, ao contrário da Norma de desempenho que já está em vigor.

Edna Possan (epossan@gmail.com) – tese de doutorado – Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2010.

Tabela 5: vida útil de projeto (VUP) mínima (em anos) especificada na NBR 15575:2008

Sistema	VUP mínima (em anos)
Estrutura	≥40
Pisos Internos	≥13
Vedação vertical externa	≥40
Vedação vertical interna	≥20
Cobertura	≥20
Hidrossanitário	≥20

Fonte: NBR 15575-1 (2008)

No Brasil, muitos proprietários/engenheiros/construtores geralmente ainda usam indicadores prescritivos (como espessura de cobrimento e resistência à compressão, entre outros) para o projeto estrutural, uma vez que a maior parte das normas correntes ainda são prescritivas e as responsabilidades sobre o ciclo de vida da estrutura não são bem definidas em termos legais. Soma-se ainda a carência de dados de degradação e raros modelos de predição de vida útil disponíveis, apontando a falta de cultura em se projetar para o desempenho. Isso faz com que incida sobre o proprietário ou construtor a responsabilidade da vida útil da construção, o qual, em geral, opta pelo custo inicial reduzido da mesma e não pelo critério de desempenho ao longo do seu ciclo de vida.

Neste sentido, a abordagem de desempenho visa à especificação para a durabilidade, ou seja, o profissional e o construtor devem ainda na fase de projeto considerar a vida útil dos elementos ou sistemas que compõem uma edificação, garantindo que desempenhem suas funções durante a vida útil mínima especificada na norma, no caso da estrutura VUP > 40 anos. Assim, com a vigência desta norma, os consumidores de imóveis terão uma ferramenta legal para exigir dos construtores que os sistemas que compõem os edifícios, atendam obrigatoriamente a requisitos mínimos de desempenho ao longo de uma determinada vida útil. Todavia, o próprio texto da norma de desempenho enfatiza a dificuldade de se projetar para a vida útil, dada a complexidade dos vários processos de degradação que afetam, em conjunto ou isoladamente, as estruturas de concreto.

Assim, o desenvolvimento de modelos ou ferramentas voltados à previsão de vida útil de uma dada estrutura ou de suas partes, notadamente fáceis de serem aplicados e com boa correspondência à degradação real, tem fundamental importância para a consideração da abordagem de desempenho no projeto de construção, conforme prescrições normativas recentes (NBR 15575, 2008 e *fib* 53, 2010).

3 CARBONATAÇÃO DO CONCRETO

“Não faz sentido refinar cálculo na esperança de obter resultados mais precisos se as hipóteses de partida não estiverem corretas”.

(Jorgensen)

3.1 AÇÃO DA CARBONATAÇÃO

A carbonatação é um dos principais fenômenos físico-químicos que pode limitar a vida útil das estruturas de concreto armado. Através da redução da alcalinidade do concreto, altera as condições de estabilidade química da película passivante da armadura, criando condições favoráveis para o início do processo corrosivo (ver Figura 13). Essa redução resulta das reações entre o dióxido de carbono (CO_2)⁴⁸ da atmosfera e os produtos de hidratação do cimento, na presença de umidade. Como resultado tem-se a redução do pH do concreto, originalmente maior que 12,5, para valores em torno de 8,5 (BAKKER, 1988, MEHTA e MONTEIRO, 2008).

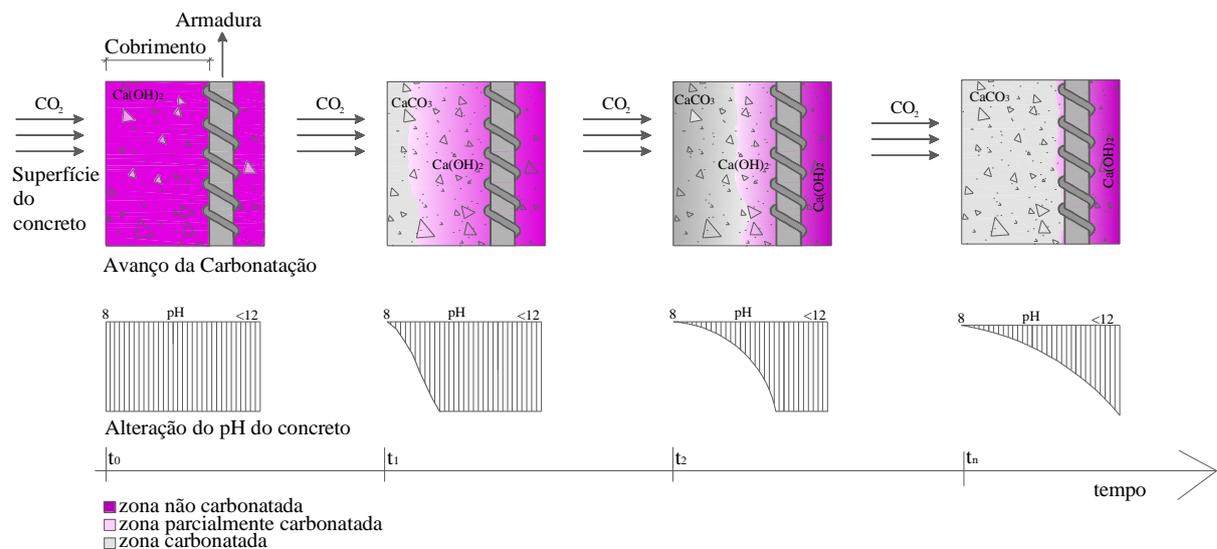


Figura 13: representação do avanço da frente de carbonatação e alteração do pH do concreto no tempo

⁴⁸ Nas reações de neutralização há maior incidência do CO_2 , mas outros gases ácidos como o gás sulfídrico (H_2S) e o dióxido de enxofre (SO_2) também podem carbonatar o concreto, contribuindo para a redução do pH da solução presente nos poros do concreto (HELENE, 1993).

Na representação da Figura 13, observa-se que a carbonatação inicia a partir da superfície para o interior do concreto, alterando a alcalinidade (devido à redução do pH) e a estrutura porosa do material (devido à precipitação dos carbonatos). No avanço da frente de carbonatação⁴⁹ são identificadas três zonas distintas: uma carbonatada; outra parcialmente carbonatada; e uma não carbonatada, com pH aproximadamente de 8,3, 10 e >12,5, respectivamente. No tempo t_0 , o concreto encontra-se com o pH inalterado, sem zona carbonatada. Com o ingresso do CO_2 através do concreto no tempo (t_1 e t_2) e as reações deste gás com o hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) disponível na matriz cimentante ocorre a formação do carbonato de cálcio (CaCO_3), e a conseqüente redução do pH do concreto. Quanto esse processo chega às proximidades da armadura (t_n), diz-se que a mesma está despassivada⁵⁰ (desprotegida), estando suscetível à corrosão. Neste último estágio diz-se que a estrutura atingiu a vida útil de projeto (HELENE, 1993) ou o Estado Limite de Durabilidade⁵¹ (ISO 13823, 2008).

Logo, o avanço da frente de carbonatação está diretamente atrelado à facilidade que o CO_2 encontra para difundir-se através do cobrimento do concreto (x) no tempo (t). São preponderantes neste processo fatores relacionados ao concreto (compacidade, conteúdo de hidróxido de cálcio e de óxido de cálcio disponível para a reação⁵², entre outros), às condições ambientais e às condições de exposição.

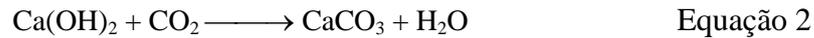
De maneira geral, define-se a carbonatação como um processo de neutralização da fase líquida intersticial saturada do hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) e outros compostos hidratados da matriz cimentante, pelo dióxido de carbono (CO_2) que precipitam como carbonato de cálcio (CaCO_3) na presença de umidade (H_2O). A reação principal que caracteriza esse processo de transformação é representada na forma simplificada, na Equação 2.

⁴⁹ A zona que separa duas regiões de pH distintos, sendo uma não carbonatada (pH de aproximadamente 12) e outra carbonatada (pH inferior a 9), é denominada de frente de carbonatação (BAKKER, 1988).

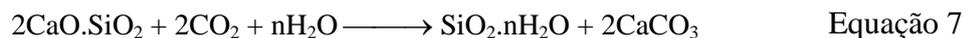
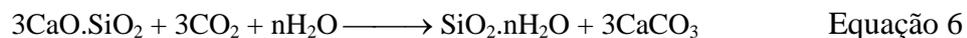
⁵⁰ No concreto não contaminado, a armadura encontra-se protegido contra a corrosão devido à elevada alcalinidade do meio (pH \approx 12). Nestas condições forma-se à superfície da armadura uma barreira de proteção, (película passiva), que impede a sua corrosão. A perda desta proteção é denominada despassivação, que depende de duas condições básicas: presença de quantidade suficiente de cloretos ou diminuição da alcalinidade de concreto, esta última causada principalmente pelas reações de carbonatação do concreto (CASCUDO, 2005).

⁵¹ Com foco no projeto para a durabilidade, a ISO 13823 (2008) inseriu uma nova categoria de estado limite: Estado Limite de Durabilidade (ELD), o qual precede a ocorrência do Estado Limite de Serviço (ELS) e do Estado Limite Último (ELU), já difundidos no projeto de estruturas de concreto. O Estado Limite de Durabilidade (ELD) é aquele que corresponde ao atendimento dos requisitos de desempenho de uma estrutura ou componente sem a necessidade de manutenção periódica. Refere-se ao início da degradação.

⁵² Segundo Smolczyk (1976) um cimento com 65% de óxido de cálcio (CaO) tem aproximadamente 40% de CaO carbonatável.



O principal composto carbonatado pelo dióxido de carbono é o hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2), porém também são carbonatáveis o hidróxido de potássio (KOH), o hidróxido de sódio (NaOH) e os silicatos alcalinos. Papadakis, Vayenas e Fardis (1991a) e Jiang et al. (2000) descrevem as reações do CO_2 com o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), o silicato tricálcico (C_3S) e o silicato dicálcico (C_2S) não hidratados. As reações simplificadas da carbonatação destes compostos são apresentadas nas Equações de 3 a 7, respectivamente.



Os processos físico-químicos associados à ação da carbonatação do concreto são descritos em detalhe na literatura, especialmente nos trabalhos de Papadakis, Vayenas e Fardis (1991a e 1991b), Ishida e Maekawa (2000), Ishida, Maekawa e Soltani (2004) e Thiery et al. (2005). Para Papadakis, Vayenas e Fardis (1991a), as etapas envolvidas nos processos físico-químicos consistem em: (i) reações químicas são produzidas a partir de materiais carbonatáveis; (ii) difusão do CO_2 na fase gasosa dos poros do concreto, com posterior dissolução; (iii) dissolução dos cristais do Ca(OH)_2 na solução dos poros e difusão do Ca(OH)_2 na fase aquosa dos poros; (iv) dissolução do CO_2 na água dos poros e reação com Ca(OH)_2 dissolvido; (v) reação do CO_2 com outros cristais carbonatáveis da pasta endurecida; (vi) redução do volume dos poros devido aos produtos sólidos da hidratação e carbonatação;

(vii) condensação do vapor de água nas paredes dos poros do concreto, em equilíbrio com a temperatura ambiente e as condições de umidade relativa.

Ishida e Maekawa (2000) simulam o processo da carbonatação com base na Lei de conservação de massa, considerando: (i) as condições de equilíbrio entre o dióxido de carbono gasoso e dissolvido; (ii) o transporte do dióxido de carbono; (iii) o equilíbrio de íons na solução; (iv) a reação de carbonatação; e (v) as mudanças na estrutura dos poros devidas à carbonatação. Já Thiery et al. (2005) empregaram as leis da cinética e de equilíbrio químico para simular a dissolução e dissociação do CO_2 na água dos poros, dissolução do $\text{Ca}(\text{OH})_2$ e precipitação do CaCO_3 .

Nos próximos itens são discutidos os mecanismos de transporte do dióxido de carbono, o mecanismo da carbonatação e os principais fatores de influência. Também a corrosão do aço imerso no concreto devido à ação da carbonatação e os principais modelos da literatura destinados a estimar a profundidade de carbonatação do concreto no tempo são apresentados.

3.2 MECANISMOS DE TRANSPORTE DO DIÓXIDO DE CARBONO

O ingresso dos agentes agressivos para o interior do concreto, como o CO_2 e o íons cloreto, se dá através da porosidade da matriz cimentante. Os processos que governam esse ingresso são denominados de mecanismos de transporte, dentre os quais se destacam a permeabilidade, a absorção capilar, a difusão de íons e gases e a migração de íons. Além da ação isolada, estes mecanismos podem agir combinados. O sol, a umidade relativa, o vento, a temperatura, entre outros, são fatores condicionantes do processo. Já os fatores relacionados a questões de projeto e execução, como a relação água/cimento, o tipo e teor de cimento, presença de adições, cura, tensões, cargas, entre outros, podem dificultar ou facilitar a entrada destes agentes através do concreto.

Segundo a literatura (PAPADAKIS, VAYENAS e FARDIS, 1991a; ISHIDA e MAEKAWA, 2000; HOUST e WITTMANN, 2002, entre outros), o ingresso de CO_2 através do concreto é uma consequência direta da estrutura porosa do material, e depende do mecanismo de transporte de difusão para sua ocorrência (SALTA e FERREIRA, 2006, HELENE, 1993). A difusão é o transporte de massa que ocorre em um sistema, quando nele existe um gradiente de concentração química (CALLISTER, 2002). A facilidade da difusão depende da umidade dos poros do concreto (STEFFENS, DINKLER e AHRENS, 2002).

Com efeito, existem três mecanismos distintos de difusão de gases; e o transporte do CO₂ para o interior do concreto, tanto na fase gasosa como na dissolvida, pode ocorrer por um ou mais destes mecanismos, a saber:

- a) difusão molecular: envolve a mistura de moléculas de substâncias pelo movimento térmico caótico e colisões de moléculas até que a mistura atinja uma composição uniforme. A velocidade de difusão na direção z está relacionada ao gradiente de concentração pela primeira lei de Fick; as variações de concentração com o tempo e a distância estão relacionadas pela segunda lei de Fick (Equação da difusão) (METZ, 1979);
- b) difusão de Knudsen: ocorre quando o livre caminho médio entre moléculas do gás é maior que o diâmetro de poros do sólido (HOUST e WITTMANN, 2002) e se deve, portanto, à colisão das moléculas entre si e com as paredes, cuja frequência será tanto maior quanto menor o diâmetro dos poros;
- c) difusão superficial: ocorre quando as moléculas de CO₂ adsorvidas são transportadas ao longo das paredes dos poros, através de uma sucessão de reações de adsorção-desorção, sendo insignificante para poros muito grandes (HOUST e WITTMANN, 2002).

Papadakis, Vayenas e Fardis (1991b) consideram a difusão superficial muito importante para a carbonatação do concreto, enquanto que Ishida e Maekawa (2000) julgam ser a difusão molecular e a difusão de Knudsen, não havendo um consenso quanto ao processo de difusão preponderante. Houst e Wittmann (2002) citam que a difusão não é o único mecanismo de transporte que influencia o processo de carbonatação do concreto, já que em superfícies expostas à chuva, a água contendo CO₂ pode penetrar por capilaridade através do concreto, carbonatando-o.

Como é de consenso na literatura que a difusão é o mecanismo predominante (HELENE, 1993, HOUST e WITTMANN, 1994, BAKKER, 1988) no transporte de CO₂ para o interior do concreto, este é discutido de forma mais aprofundada neste trabalho. Na Tabela 6 a difusão, a permeabilidade, a sucção capilar e a migração iônica são apresentadas de forma resumida. Descrições mais aprofundadas destes mecanismos de transporte de gases podem ser consultadas nos trabalhos de Bakker (1988), Kröpp et al. (1995), Guimarães (2000) e Nepomuceno (2005).

Tabela 6: resumo dos principais mecanismos de transporte de gases

Mecanismo	Parâmetro (indicador de durabilidade)	Definição	Esquema	Fatores de influência	Relevância
Permeabilidade	Coefficiente de Permeabilidade a água - k (mm/s)	Fluxo de um fluido através do concreto devido a um gradiente de pressão ($P_1 > P_2$)		Depende do tamanho dos e continuidade dos poros, podendo ser descrita pela lei de Darcy.	Relacionada à conectividade dos poros do concreto.
Difusão	Coefficiente de Difusão - D (cm ² /s)	Ingresso Cl^- ou CO_2 através do concreto devido a um gradiente de concentração dos agentes agressivos ($C_1 > C_2$).		Depende da composição e estrutura dos poros do concreto, da temperatura e do teor de umidade, sendo representado pela 1ª e 2ª leis de Fick.	Importante para estudos e modelos de previsão de vida útil de estruturas de concreto armado.
Sucção capilar	Coefficiente de Absorção de água - A (g/cm ² .h ^{1/2})	Ingresso de agentes agressivos e água através do concreto devido à pressão capilar (P_0).		Depende do diâmetro dos poros, da tensão superficial do líquido e da sua viscosidade.	Determinação da velocidade de penetração de água através do concreto, o que está diretamente relacionado à durabilidade.
Migração iônica	Resistividade elétrica - ρ (ohm.cm)	Movimento de íons através dos poros do concreto devido a um potencial elétrico (E_1 e E_2).		Depende do teor de umidade, da temperatura e da tensão aplicada.	Monitoramento do desenvolvimento da corrosão de armaduras em estruturas de concreto armado (no período da propagação).

*Os dados foram compilados dos trabalhos de Bakker (1988); Kröpp et al. (1995) e Nepomuceno (2005).

Os parâmetros que definem cada mecanismo de transporte, ou seja, coeficiente de permeabilidade, coeficiente de difusão, coeficiente de sucção capilar e resistividade elétrica, são importantes, pois atuam como indicadores de durabilidade do concreto, dado que podem ser mensurados.

A atuação dos mecanismos de transporte, esquematizada na Figura 14, depende do tipo do agente agressivo (cloreto, CO_2 , sulfato, entre outros), das condições de exposição da estrutura (microclima envolvente, temperatura, proteção à chuva) e da fissuração da matriz cimentante e da interface agregado-pasta (zona de transição). A qualidade do concreto (resistência mecânica, relação água/aglomerante, entre outros), a espessura de cobrimento e a cura controlam a permeabilidade e a porosidade da matriz cimentante e a difusão, que por sua vez dificultam ou facilitam o ingresso dos agentes agressivos para o interior do concreto.

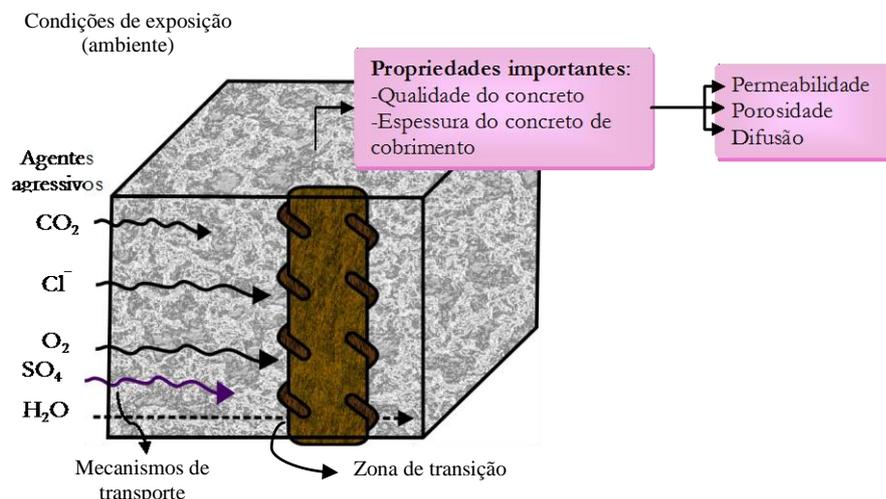


Figura 14: mecanismos de transporte de agentes agressivos no concreto (Adaptado de Rostam, 2003)

A cinética de cada um destes mecanismos é diferente, mas estes estão condicionados à estrutura dos poros do concreto (distribuição, dimensão, volume e conectividade) e ao do grau de saturação destes poros. A estrutura dos poros é função da qualidade do concreto e o grau de saturação, das condições de exposição da estrutura (teor de umidade do material). Um concreto de boa qualidade (bem compactado e com relação a/c inferior a 0,50) apresenta poucos poros e pouca conectividade entre eles, baixa permeabilidade, baixa difusibilidade e absorção, com baixa condutividade elétrica (alta resistividade), o que pode limitar a ação destes mecanismos, garantido maior durabilidade à estrutura.

Com o ingresso de agentes agressivos para o interior do concreto, este fica suscetível à ação dos mecanismos de deterioração, que podem estar relacionados ao concreto e à armadura. No

primeiro grupo destacam-se a expansão (devido ao ataque por sulfatos e à reação álcali-agregado (RAA) ou álcali sílica (RAS)), a lixiviação, a biodeterioração e as reações deletérias superficiais. No segundo grupo tem-se a corrosão do aço que ocorre após o processo de despassivação da armadura pela ação do CO₂ (fenômeno de carbonatação) ou pela ação de e íons cloretos (ataque por cloretos). Face ao tema deste trabalho, no item 3.5 a corrosão devido à ação do CO₂ será discutida.

3.3 FATORES QUE INFLUENCIAM A PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

A mais de 60 anos que a carbonatação e seus fatores de influência são relatados na literatura, existindo um vasto referencial teórico sobre o tema, tanto internacional (NEVILLE, 1963; SMOLCZYK, 1969, 1976; HAMADA, 1969; MEYER, 1969; HO e LEWIS, 1987, 1988; PARROT, 1987, 1990; PADADAKIS, VAYENAS e FARDIS, 1989, 1991a, 1991b, 1992; HOUST e WITTMANN, 2002; SAETTA e VITALIANI, 2004; BARY e SELLIER, 2004; DUPRAT, SELLIER e NGUYEN., 2006, BAROGHEL-BOUNY, CAPRA e LAURENS; 2008, entre outros) quanto nacional (WOLF e DAL MOLIN, 1989; NEPOMUCENO, 1992; HELENE, 1981, 1986, 1993; ISAIA, 1995, 1999; KAZMIERCZAK, 1995; KULAKOWSKI, 2002; SILVA, 2002; ABREU, 2004; POSSAN, 2004; PAULETTI, 2004, 2009; PAULETTI, POSSAN e DAL MOLIN, 2007; entre outros).

De maneira geral, os estudos supracitados expõem que os principais fatores que afetam o fenômeno de carbonatação são relacionados às: (i) condições ambientais (concentração de CO₂, temperatura e umidade relativa do ar); (ii) às condições de exposição (ambiente interno, externo, protegido ou desprotegido da chuva); e (iii) às características do concreto (composição química do aglomerante, traço especificado⁵³ e a qualidade da execução).

Fatores como relação água/aglomerante, condições de cura, grau de hidratação, quantidade e tipo de cimento, concentração de CO₂ no ambiente, quantidade de água, quantidade de álcalis na pasta de cimento hidratada e presença de fissuras influenciam a taxa de carbonatação do concreto (UOMOTO e YAKADA, 1993; NEVILLE, 1997; HOUST e WITTMANN, 2002; LIANG, QU e LIANG, 2002).

⁵³ O proporcionamento do concreto (traço) define a porosidade, a difusibilidade, a absorção e a permeabilidade da pasta endurecida e, portanto, reflete na velocidade de penetração da frente da carbonatação (KAZMIERCZAK, 1995).

Os principais fatores que afetam a carbonatação serão apresentados neste capítulo de forma sucinta, visto que várias pesquisas já os descreveram em profundidade, sobretudo os trabalhos de Parrot (1987), Helene (1993) e Isaia (1999).

3.3.1 Efeito da Umidade Relativa, da Concentração de CO₂ e da Temperatura

Segundo a literatura, quanto mais elevado o teor de CO₂ da atmosfera, maior a profundidade carbonatada do concreto (PARROT, 1987; UOMOTO e TAKADA, 1993; YOON, ÇOPUROĞLU e PARK, 2007), principalmente para relações água/aglomerante elevadas (KERŠNER et al., 1996; UOMOTO e TAKADA, 1993). Com base em estimativas climáticas em 1987, Parrot relatou que o aumento crescente do dióxido de carbono na atmosfera poderia influenciar significativamente a profundidade de carbonatação das estruturas de concreto (PARROT, 1987).

Conforme se verifica na Figura 15, a concentração global de CO₂ na atmosfera é crescente, acentuando-se a partir de 1950, e os cenários projetados pelo IPCC (*Intergovernmental Panel on Climate Change*, 2007) apontam que em 2100 a concentração de CO₂ poderá alcançar os patamares de 535 a 985 ppm (0,0535 a 0,0985%), correspondendo a um aumento de 41 a 158% em relação aos níveis atuais. YOON, ÇOPUROĞLU e PARK (2007) discutem esse tema no artigo “*Effect of global climatic change on carbonation progress of concrete*”.

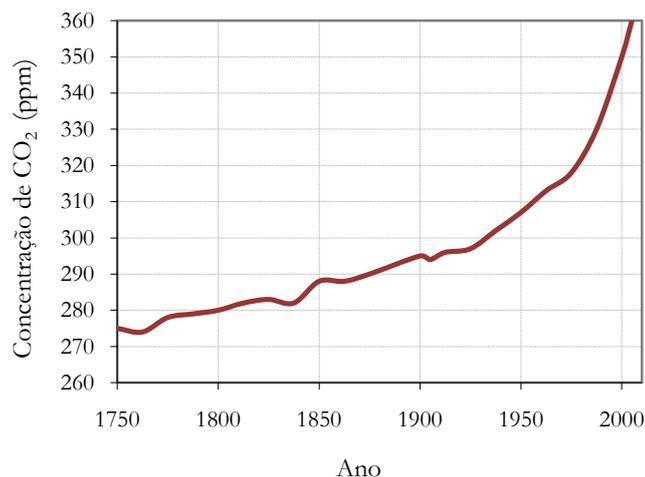


Figura 15: concentração global de CO₂ na atmosfera (YOON, ÇOPUROĞLU e PARK, 2007)

Saetta e Vitaliani (2004) destacam a concentração de CO₂ do ambiente de exposição como um parâmetro ambiental importante para o estudo da carbonatação do concreto, apresentando dados de concentrações usuais deste gás de 0,015% para campo aberto, 0,036% para centros urbanos e

0,045% para centros industriais. Segundo Neville (1997), a ação do CO₂ ocorre mesmo em ambientes onde a concentração desse gás na atmosfera é muito baixa, como é o caso de ambientes rurais, onde o teor de CO₂ é aproximadamente de 0,03% em volume. O autor faz referência a concentrações típicas de outros ambientes como, por exemplo, em ambiente de laboratório não ventilado, cujo teor de CO₂ pode superar 0,1%. Em grandes cidades, pode-se chegar até 0,3%, sendo que em alguns casos excepcionais pode-se atingir 1%.

Outros autores também apresentam concentrações de CO₂ típicas de alguns ambientes naturais de exposição, as quais foram compiladas e são apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7: teor de CO₂ de alguns ambientes

Local	Teor médio (%)	Pesquisador
Ambiente normal*	0,033	Da Silva (1998)
Ambiente normal*	0,030 a 0,050	Papadakis et al. (1989)
Campo Aberto	0,015	Saetta e Vitaliani (2004)
Estábulo	0,075	Saetta e Vitaliani (2004)
Estábulo ventilado	0,046	Saetta e Vitaliani (2004)
Laboratório não ventilado	> 0,100	Neville (1997)
Laboratório (sala climatizada)	0,088	Pauletti (2009)
Túneis	0,100 a 0,300	Parrot (1987)
Zona industrial	0,045	Saetta e Vitaliani (2004)
Zona rural	0,030 a 0,050	Helene (1993)
Zona rural	0,035%	Papadakis e Efstathiou (2006)
Zona rural	0,030	Neville (1997)
Zona rural	0,0325	Schiessl (1976)
Zona rural	0,03	Khunthongkeaw, et al. (2006)
Zona rural	0,033	Tuutti (1982)
Zona urbana	0,036	Saetta e Vitaliani (2004)
Zona urbana	0,100	Tuutti (1982)
Zona urbana	0,08	Papadakis e Efstathiou (2006)
Zona urbana	0,006	Khunthongkeaw, et al. (2006)
Zona urbana, grandes centros	0,100	Schiessl (1976)
Zona urbana, grandes cidades	0,300	Neville (1997)
Zona urbana, Madrid, Espanha	0,033 a 0,058	Da Silva (1998)
Zona urbana, margens do rio Rin, Alemanha	0,0434 a 0,0542	Schiessl (1976)
Zona urbana, região de Munich, Alemanha	0,0325 a 0,0434	Schiessl (1976)
Zona urbana, tráfego intenso	0,1 a 1,20	Helene (1993)
Zona Urbana, Grande Porto Alegre, RS	0,063	Pauletti (2009)
Zonas agressivas	1,000	Tuutti (1982)

* pode ser considerado um ambiente rural ou uma cidade com baixa taxa de poluição atmosférica.

Observa-se que dependendo das condições locais como vegetação, concentração de veículos, poluição do ar devido à combustão em grandes cidades, entre outros fatores, a concentração média de CO₂ citada pelos autores varia de 0,03 a 1%. Alonso (1986) relata que, em ambiente Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

natural de exposição, as concentrações de CO_2 em geral são reduzidas, sendo a quantidade na atmosfera variável com a temperatura e pressão.

Uomoto e Takada (1993), verificando a influência do teor de CO_2 no avanço da frente de carbonatação, submeteram espécimes de concreto de relações água/cimento (a/c) distintas (0,50, 0,60 e 0,70) a concentrações de CO_2 de 0,07% (ambiente natural interno), 1% e 10% (teste acelerado), sob temperatura e umidade controlados ($T=20^\circ\text{C}$ e $UR=55\%$). Os autores constataram que o acréscimo do teor de CO_2 elevou a velocidade de carbonatação dos concretos, sobretudo para concretos de relação a/c elevados (ver Figura 16). Para a mistura com água/aglomerante 0,50, o efeito da variação do teor de CO_2 na profundidade carbonatada foi reduzido, especialmente para concretos submetidos à cura (Figura 16a). Yoon, Çopuroğlu e Park (2007) também relatam um acréscimo na profundidade carbonatada quando o teor de CO_2 é aumentado.

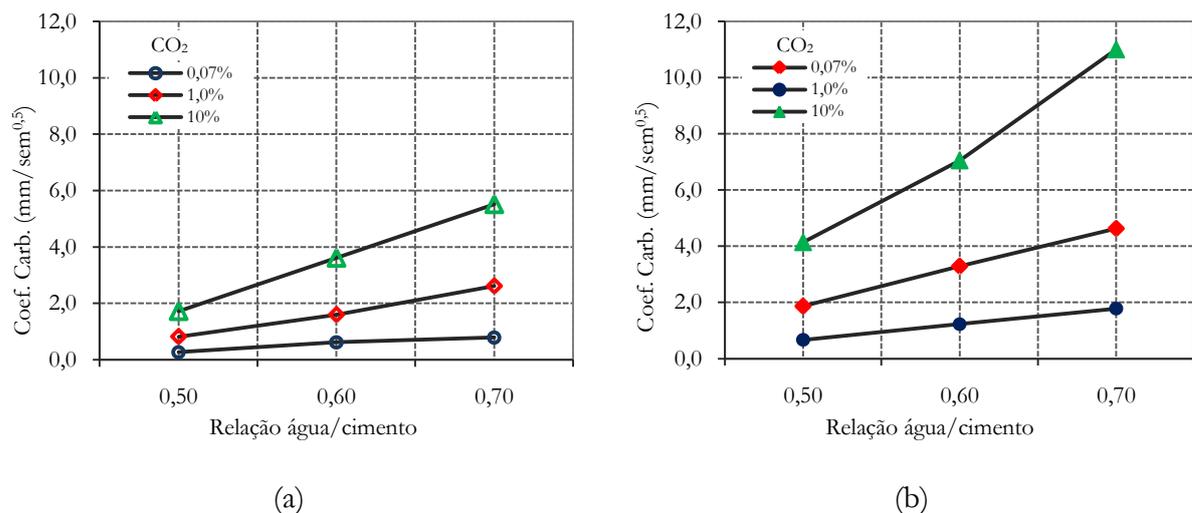


Figura 16: influência do teor de CO_2 e da relação água/cimento no coeficiente de carbonatação do concreto: (a) 5 dias de cura; (b) sem cura (UOMOTO e TAKADA, 1993)

A menor influência do teor de CO_2 na profundidade de carbonatação em concretos de baixa relação água/cimento, ou maior resistência, também é relatada por Nischer (1984), Ceukelaire e Nieuwenburg (1993) e Loo et al. (1994). Loo et al. (1994), empregando teores de CO_2 de 7, 12 e 18% constaram que, quando a resistência era maior que 40 MPa, a variação de concentração de CO_2 de 7 a 18%, não afetou significativamente a taxa de carbonatação, assumindo que o efeito da concentração de CO_2 não é importante quando a taxa de difusão é muito baixa.

Ressalta-se que entre os fatores que controlam a velocidade do processo de carbonatação no concreto estão a difusividade do CO_2 e a reatividade do CO_2 com o concreto. De acordo com Jiang et al. (2000), a difusividade depende do sistema de poros do concreto endurecido (tamanho e conectividade) e das condições de exposição dos poros do concreto (concentração de CO_2 e a umidade relativa do meio). Segundo Kazmierczak (1995), considera-se que a difusão do gás carbônico pelos poros do concreto segue os princípios da primeira lei de Fick – difusão do CO_2 pelos poros deste material se dá na razão direta do gradiente de concentração deste gás.

Visto que o processo de carbonatação natural é lento (NEVILLE, 1997) e, em situações de pesquisa e desenvolvimento, tem-se a necessidade de reduzir os tempos de respostas e os recursos demandados, grandes variações dos teores de CO_2 são comuns em ensaios acelerados. Todavia, os resultados da literatura apresentam divergências quanto ao aumento da profundidade carbonatada com o aumento do teor de CO_2 . Avaliando teores de 5, 20 e 100% de CO_2 , Sanjuán e Olmo (2001) observaram profundidades de carbonatação maiores nas amostras expostas a 100%, mas os valores de coeficiente de difusão calculados para este teor são incomuns na prática. Já estudos experimentais de Uomoto e Takada (1993), Rougeau (1997), Abreu (2004), Pauletti (2004) e Hyvert (2009) indicam que a profundidade de carbonatação aumenta com a elevação do percentual de CO_2 até uma determinada concentração, ainda não conhecida. Pelos resultados de carbonatação acelerada publicados por Rougeau (1997) e Hyvert (2009) e apresentados na Figura 17, verifica-se que até o incremento de aproximadamente 20% de CO_2 há um aumento no coeficiente de carbonatação do concreto. A partir deste teor, os resultados não são conclusivos.

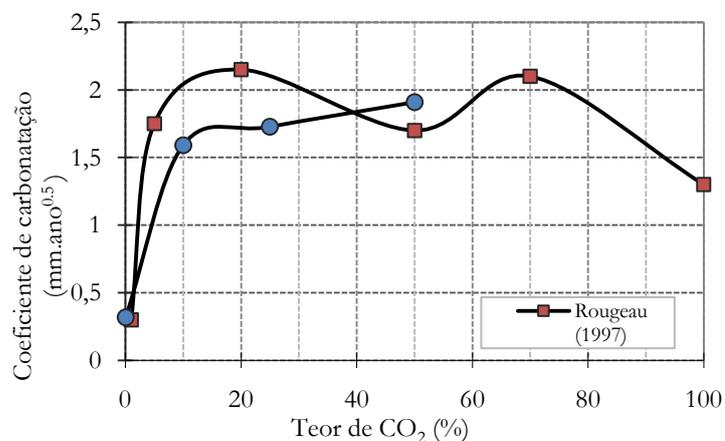


Figura 17: influência do teor de CO_2 no coeficiente de carbonatação do concreto (dados compilados dos trabalhos de Rougeau (1997) e Hyvert (2009))

A umidade ambiental é um dos mais importantes fatores que afetam a carbonatação do concreto, uma vez que ingresso do CO_2 através do mesmo é função do teor de umidade nos poros do material (ver Figura 18). Se por um lado a água bloqueia os poros, dificultando assim o processo de difusão, por outro, ela possibilita um meio para a reação entre o CO_2 e o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (CAHYADI e UOMOTO, 1993).

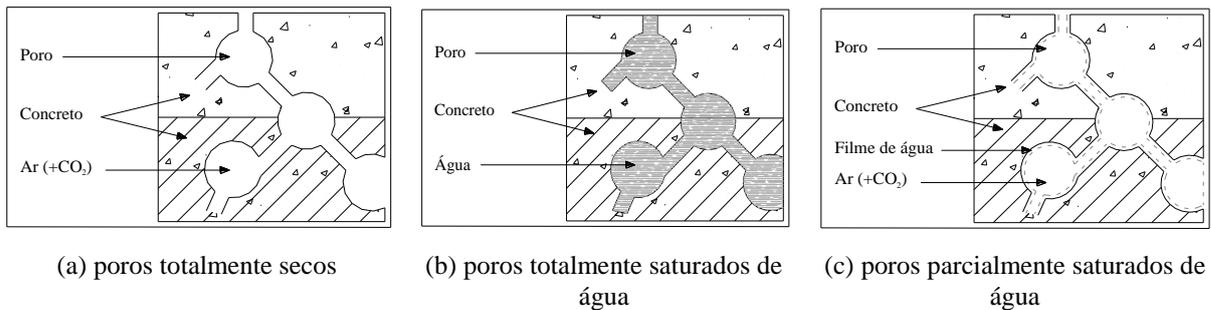


Figura 18: representação esquemática da difusão do CO_2 (BAKKER, 1988)

Segundo Bakker (1988), quando o concreto não apresenta água nos poros, Figura 18 (a), a difusão do CO_2 ocorre normalmente, porém ele permanece na forma de gás e não reage com os compostos do cimento hidratado. Já nos poros totalmente saturados, Figura 18 (b), a carbonatação praticamente não ocorre devido à reduzida taxa de difusão do CO_2 na água. A difusão deste gás através da água é 4 ordens de grandeza mais lenta do que através do ar (NEVILLE, 1997). Porém, quando os poros estão parcialmente saturados, Figura 18 (c), a difusão do CO_2 é facilitada e com a água existente nos poros, se tem a condição mais favorável para o desenvolvimento das reações de carbonatação com os compostos da pasta de cimento hidratada e, portanto, a situação de maior risco para a despassivação da armadura (BAKKER, 1988).

A influência da umidade relativa dos poros do concreto no coeficiente de difusão do CO_2 é representada graficamente por Steffens, Dinkler e Ahrens (2002), como mostra a Figura 19.

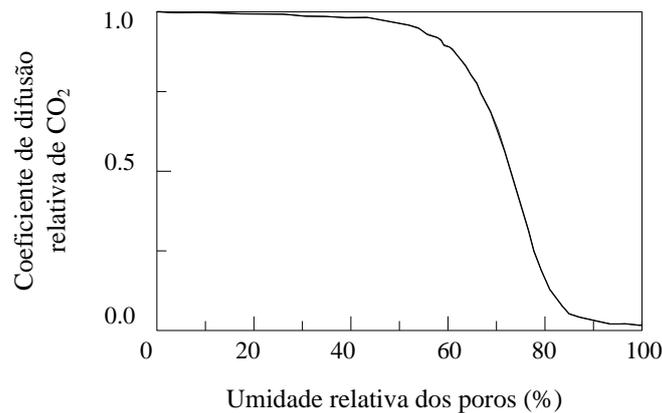


Figura 19: efeito da umidade no coeficiente de difusão do CO₂ (STEFFENS, DINKLER e AHRENS, 2002)

O coeficiente de difusão decresce consideravelmente quando a umidade relativa dos poros excede 60%. Para umidade relativa dos poros superior a 82% o coeficiente de difusão do CO₂, em relação ao concreto seco, cai para 10%. Desta forma, a molhagem das partes de uma estrutura pela água da chuva afeta significativamente o tempo necessário para o desenvolvimento da frente de carbonatação (STEFFENS, DINKLER e AHRENS, 2002). Segundo Bentz (2000), o coeficiente de difusão também é influenciado pela adição de sílica ativa, sendo no mínimo 15 vezes menor para concretos com 10% de adição, o que aumenta substancialmente a vida útil frente à carbonatação de concretos expostos a ambientes agressivos. Em estudo com pasta de cimento, com e sem adição de sílica ativa, Malhotra (1993) relata que o coeficiente de difusão da pasta de controle após a adição de sílica ativa foi reduzido de 1,0 para 0,25. Para Saetta, Schrefler e Vitaliani (1993), estudos de carbonatação devem, necessariamente, ser associados a estudos de porosidade, uma vez que a penetração do CO₂ é basicamente controlada pela estrutura de poros do material e pela umidade relativa dos poros.

Papadakis, Vayenas e Fardis (1989) descrevem que com o aumento da umidade relativa há uma redução no coeficiente de difusão de CO₂, o que explica a redução da profundidade carbonatada para umidades relativas elevadas. Parrot (1987) e Ceukelaire e Nieuwenburg (1993) constatam que a taxa de carbonatação máxima é observada em umidades relativas medianas, em torno de 60% e 50%, respectivamente (ver Figura 20).

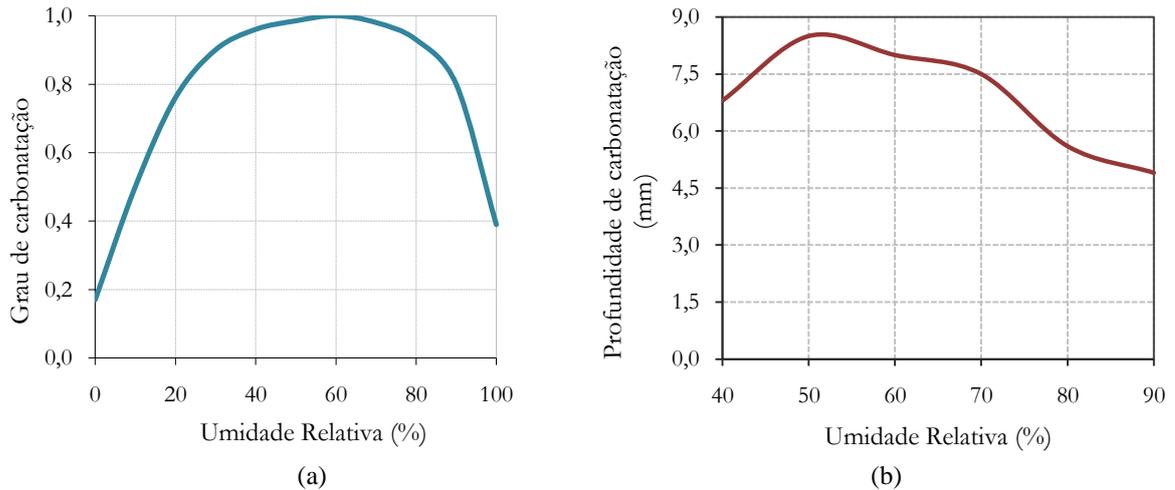


Figura 20: influência da umidade relativa no (a) grau de carbonatação (Parrot, 1987) e (b) na profundidade de carbonatação (CEUKELAIRE e NIEUWENBURG, 1993).

De acordo com Parrot (1987), como o processo de carbonatação depende da quantidade de água nos poros disponível para dissolver os compostos hidratados; se a umidade for muito baixa (em torno de 40%) não haverá dissolução; se for muito alta, os poros da matriz são preenchidos com água, e o processo é lento. Apesar de não haver consenso sobre o teor de umidade relativa que conduz à maior profundidade carbonatada, os dados compilados da literatura e apresentados na Tabela 8 indicam valores compreendidos entre 40 a 85%.

Tabela 8: umidade relativa ideal para a reação da carbonatação

Pesquisador	Umidade
Parrot (1987)	60%
Helene (1986)	Entre 65 e 85%
Ying-Yu e Qui-Dong (1987)	entre 50 e 75%
Papadakis, Vayenas e Fardis (1989)	Entre 50 e 65%
Wolf e Dal Molin (1989)	70%,
Ceukelaire e Nieuwenburg (1993)	50%
Saetta, Schrefler e Vitaliani (1995)	Entre 40 e 80%
Neville (1997)	Entre 50 e 70%
ACI 222 (1991)	50%
Andrade (1992)	Entre 50 e 80%
Isaia (1999)	Entre 50 a 80%
Russell et al. (2001)	Entre 55 e 75%

No que se refere à temperatura, Papadakis, Vayenas e Fardis (1991b) relatam que entre 20 e 40°C a temperatura praticamente não influencia na carbonatação do concreto, pois nestes níveis o processo ainda é controlado pela difusão. Neville (1997) cita que pequenas variações na temperatura pouco afetam a carbonatação. Já para Kazmierczak (1995) a velocidade de carbonatação é afetada pelas variações e temperatura, pois esta influencia na existência de vapor d'água ou na saturação dos poros capilares, a qual também aumenta a velocidade de difusão.

Apesar da pequena influência da temperatura na velocidade de carbonatação no período de iniciação, para o período de propagação esta é de fundamental importância, pois tem influência direta na taxa de corrosão da armadura, não devendo ser desconsiderada nos modelos que objetivam prever esta etapa do processo de degradação. Rostam (2005) expõe que o nível de temperatura é decisivo na taxa de corrosão, pois as reações químicas e eletroquímicas são aceleradas com seu incremento.

3.3.2 Efeito da proteção à chuva

Barker e Matthews (1994) verificaram que concretos armazenados em ambiente de laboratório, com UR de 65% e temperatura de 20°C, carbonatam com maior velocidade do que os armazenados ao ar livre (protegidos da chuva), sendo que estes apresentam redução de 40% na profundidade de carbonatação quando comparados aos concretos dispostos em recinto fechado. Para Meyer (1969) a carbonatação é menor para concretos submersos e maior para concretos dispostos em ambiente interno ou externo desde que protegido da chuva. Yoon, Çopuroğlu e Park (2007) verificaram experimentalmente que a carbonatação em concretos protegidos é maior que em não protegidos da chuva.

Khunthongkeaw et al. (2006) constataram, em estudo realizado em ambiente natural de exposição em concretos com e sem cinza volante, que os concretos protegidos da chuva carbonatam mais que os não protegidos. Os autores também verificaram que a carbonatação em ambiente urbano é maior que em ambiente rural.

Schiessl (1988) constatou que a profundidade de carbonatação obtida em ambiente externo corresponde a aproximadamente 60% da verificada em ambiente interno. Segundo o pesquisador, os concretos tendem a umedecer rapidamente, enquanto que secam muito lentamente. Em decorrência disso, concretos em ambiente externos (submetidos a ciclos de molhagem e secagem) permanecem mais tempo úmidos (poros saturados). Conseqüentemente, há uma significativa redução da difusão de gás carbônico e da profundidade carbonatada. Meyer (1969) explica que em concretos expostos às precipitações atmosféricas, o progresso da carbonatação é lento, devido à absorção e evaporação da água. Nestas condições, a profundidade de carbonatação pode ser limitada pela profundidade de secagem.

Segundo Papadakis, Vayenas e Fardis (1991a) a carbonatação está vinculada à taxa de dissolução do hidróxido de cálcio, que por sua vez, se relaciona à porosidade do concreto, ao

volume do filme aquoso em relação ao volume dos poros e à área específica dos poros do concreto em contato com a água.

Em relação à proteção à chuva, a profundidade de carbonatação do concreto é maior em ambientes internos do que em ambientes externos protegidos ou externos desprotegidos, respectivamente.

3.3.3 Efeito do tipo de cimento, das adições, da resistência à compressão e do cobrimento do concreto

Neville (1997) e Parrot (1987) ressaltam que a carbonatação do concreto tende a desacelerar no tempo, segundo uma curva exponencial. Inicialmente, a profundidade de carbonatação aumenta com grande rapidez, prosseguindo mais lentamente e tendendo assintoticamente a uma profundidade máxima (atenuação). Bakker (1988) coloca que, sob o ponto de vista termodinâmico, considerando uma situação de equilíbrio ideal, a carbonatação prosseguiria até o consumo total do hidróxido de cálcio, carbonatando totalmente o concreto. Porém, a rede de poros que se modifica ao longo do tempo, em função da precipitação dos carbonatos, forma uma barreira física, limitando a velocidade de carbonatação do concreto.

Essa tendência ao estacionamento do fenômeno pode ser explicada pela hidratação crescente do cimento, que aumenta gradativamente a compacidade do concreto, além da deposição dos próprios produtos decorrentes da carbonatação, principalmente o carbonato de cálcio, (CaCO_3), que colmatam os poros superficiais, dificultando ao longo do tempo a penetração de CO_2 para o interior do concreto (HELENE, 1986).

Com relação ao efeito do tipo de cimento na profundidade de carbonatação do concreto, Isaia (1999) relata que concretos produzidos com cimentos com adições pozolânicas, apesar de estas propiciarem o refinamento dos poros e dos grãos, aumentando a sinuosidade dos capilares e diminuindo a permeabilidade, apresentam profundidades de carbonatação superiores às obtidas em concretos de cimento Portland comum, sobretudo para concreto com relação água/argomente superiores a 0,50 (KULAKOWSKI, 2002). Isso ocorre, pois prepondera o efeito da diminuição do teor de produtos carbonatáveis, devido à redução do teor de álcalis quando a sílica reage com o Ca(OH)_2 pela reação pozolânica. Isso resulta em frentes de carbonatação mais velozes para os concretos com adições.

Para Neville (1997), este comportamento pode ser associado à redução do conteúdo de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) na pasta, que é consumido com o desenvolvimento das reações pozolânicas. Tais reações reduzem o pH da fase líquida dos poros, ocasionando um avanço na frente carbonatada em concretos com adições. Segundo Meyer (1969), o avanço da frente de carbonatação é inversamente proporcional à quantidade de produtos carbonatáveis disponível na matriz da pasta de cimento hidratada, que por sua vez é função da composição química do cimento, do teor de hidróxido de cálcio, dos álcalis presentes e da presença de adições quimicamente ativas.

Assim, poder-se-ia supor que o emprego de cimentos compostos é desfavorável à carbonatação do concreto, já que o teor de produtos carbonatáveis destes cimentos é inferior ao cimento Portland sem adições. No entanto, este efeito é geralmente compensado pela menor permeabilidade do concreto produzido com cimentos compostos, devido à redução da água necessária para garantir certa trabalhabilidade (SALTA e FERREIRA, 2006) e pelo refinamento da estrutura dos poros, o que dificulta o acesso de CO_2 .

Helene (1993) destaca que as adições aumentam a resistência à compressão, reduzem a permeabilidade e a porosidade, o que é desejável; no entanto também podem aumentar a profundidade carbonatada do concreto. Tal paradoxo é explicado pelo autor através do conceito de reserva alcalina (ou teor de produtos carbonatáveis): à medida que há uma maior concentração de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ na solução intersticial do concreto, a carbonatação não ocorre com a mesma velocidade, pois o CO_2 que penetra necessita primeiro reduzir o pH e depois reagir com o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ presente, para então seguir precipitando o CaCO_3 . Portanto, se mantida a mesma relação água/cimento, cura e condições de exposição, concretos com elevados consumos de cimento (elevado teor de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ total) devem apresentar profundidades de carbonatação iguais a concretos com baixo consumo. O fator de controle, segundo Helene (1993), é a concentração de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ nos poros, que depende exclusivamente do tipo de cimento, da relação água/cimento e do grau de hidratação do cimento, não dependendo do consumo.

No que se refere à adição de sílica ativa ao concreto, Kulakowski (2002) e Vieira (2003) relatam que, isoladamente, esta adição não apresenta efeito significativo na profundidade de carbonatação, sendo a sua influência na profundidade de carbonatação determinada pela relação água/aglomerante (neste caso é determinada pela resistência à compressão do concreto). As autoras também observaram a existência de uma região crítica limite em torno das relações

água/aglomerante 0,45 e 0,50, abaixo da qual a profundidade de carbonatação pode ser considerada tecnicamente desprezível para concretos com e sem adição de sílica ativa.

Mehta e Monteiro (2008) e Bauer (1995) relatam que a relação água/aglomerante influencia a profundidade de carbonatação do concreto, visto que esta está diretamente ligada à porosidade da pasta de cimento hidratada (ver Figura 21). Na pasta de cimento hidratada, o fluxo de água ocorre entre os poros capilares interconectados e essa interconexão é diretamente ligada à relação água/cimento e ao grau de hidratação do cimento (MEHTA e MONTEIRO, 2008) e indiretamente atrelada à resistência à compressão do concreto, ou seja, à qualidade do concreto (MEYER, 1969; TUUTTI, 1982; HO e LEWIS, 1987, BAUER, 1995; VIEIRA, 2002, KULAKOWSKI, 2002, entre outros).

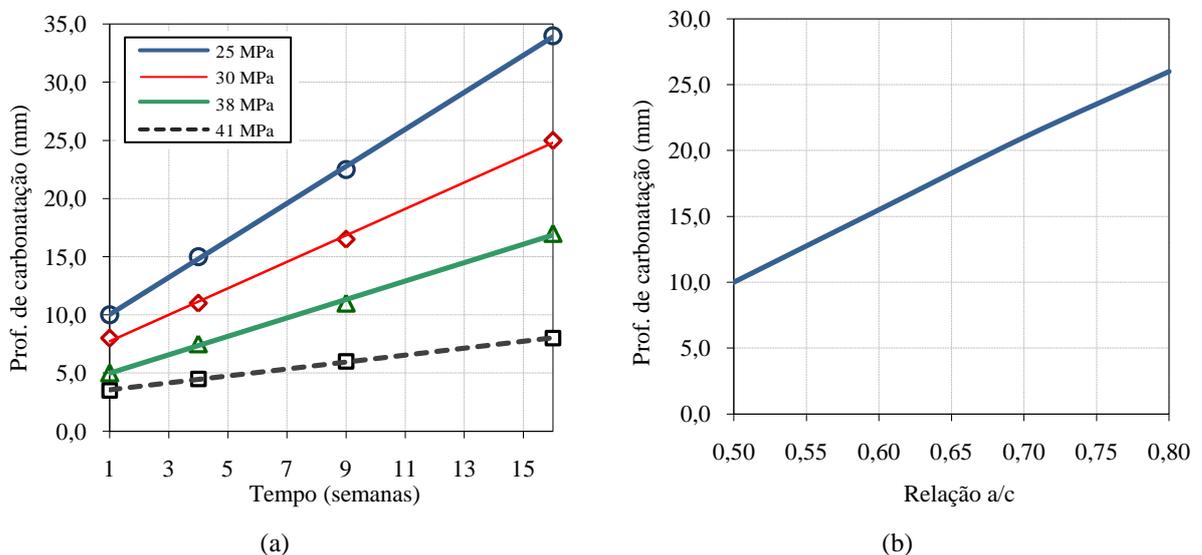


Figura 21: influência da (a) resistência à compressão (Ho e Lewis, 1987) e (b) da relação a/c (Andrade, 1998) na profundidade de carbonatação

Em suma, a profundidade de carbonatação cresce com a elevação da relação água/aglomerante, do teor de adição (cinza volante, escoria, sílica ativa, entre outras) e do teor de CO_2 do ambiente e com a redução da resistência à compressão do concreto (KHUNTHONGKEAW et al., 2006). Concretos de boa qualidade, ou seja, com resistência elevada e/ou baixa relação água/aglomerante, são pontos-chaves para a durabilidade das estruturas, pois contribuem para a proteção da armadura imersa no concreto.

3.4 CORROSÃO DA ARMADURA EM CONCRETOS CARBONATADOS

O processo de corrosão do aço imerso no concreto deriva de uma combinação de fatores, existindo uma vasta literatura sobre o tema no mundo (GALVELE, 1979; SCHIESSL, 1988;

BAKKER, 1988; ANDRADE e GONZÁLEZ, 1988; ALONSO, ANDRADE e GONZÁLEZ, 1988; GONZÁLEZ, 1989; ANDRADE, 1992; CEB, 1992; NEVILLE, 1997, BROOMFIELD, 1998, entre outros) e no Brasil (HELENE, 1981 e 1993; BAUER, 1995; CASCUDO, 2000, 2005; VIEIRA, 2003, ABREU, 2004, entre outros). A fim de embasar o tema de pesquisa deste trabalho, os principais aspectos da corrosão das armaduras serão discutidos de forma resumida.

Os principais agentes agressivos desencadeadores da corrosão são os íons cloreto (Cl^-) e o gás carbônico (CO_2), que podem agir isolados ou de forma concomitante. Todavia, face ao objetivo deste estudo, a corrosão será relatada sob o ponto de vista da carbonatação. A corrosão devida ao ataque de íons cloreto é descrita em detalhes nos trabalhos de Andrade e González (1988) Helene (1993) e Cascudo (2000), entre outros.

De modo geral, a corrosão é a deterioração de um material, geralmente metálico, frente à ação química ou eletroquímica do meio ambiente, associada ou não a esforços mecânicos (GENTIL, 1996). Segundo o autor, pode-se admitir a corrosão como o inverso do processo metalúrgico, ou seja, o metal retorna a seu estado original⁵⁴.

O mecanismo de corrosão do aço para construção civil pode ser classificado conforme sua natureza em corrosão química (em meio não-aquoso) e corrosão eletroquímica (em meio aquoso). Segundo Gentil (1996), a corrosão de natureza química, conhecida também como oxidação, decorre da reação dos átomos do ferro com o oxigênio da atmosfera (reação gás-metal), formando uma película contínua e uniforme de produtos de corrosão (óxidos de ferro) na superfície da armadura. Helene (1993) destaca que este processo é muito lento à temperatura ambiente, podendo ser significativo somente em temperaturas elevadas.

Já a corrosão de natureza eletroquímica somente ocorre em meio aquoso, decorre da formação de pilhas ou células de corrosão quando existe um eletrólito, uma diferença de potencial (ddp) e oxigênio, sendo acelerada na presença de agentes agressivos. O eletrólito é formado a partir da umidade de equilíbrio ou da que ingressa através do concreto. A diferença de potencial pode ser devida a variações de umidade, aeração, concentração de agentes agressivos, tensões no aço ou concreto e outros fatores, entre dois pontos da armadura. O oxigênio está presente

⁵⁴ Andrade (1992) correlaciona o processo corrosivo com a Energia de GIBBS (quantidade de energia capaz de realizar trabalho durante uma reação à temperatura e pressão constantes). Desta forma, a corrosão é o processo inverso pelo qual o metal volta ao seu estado natural, sendo acompanhado de uma redução da Energia de GIBBS.

na atmosfera e ingressa através do concreto por difusão. Esse processo resulta na formação de produtos de corrosão e na liberação de energia, processo inverso da Metalurgia Extrativa, em que o metal retorna ao seu estado original, tem características expansivas. Esse é o tipo de corrosão que causa problemas às estruturas de concreto armado.

Segundo a literatura (CEB 152, 1984; GENTIL, 1996 e ANDRADE, 1998), o mecanismo da corrosão eletroquímica se caracteriza pela formação de uma célula de corrosão (Figura 22), criando sobre a superfície do metal duas zonas, uma anódica e outra catódica.

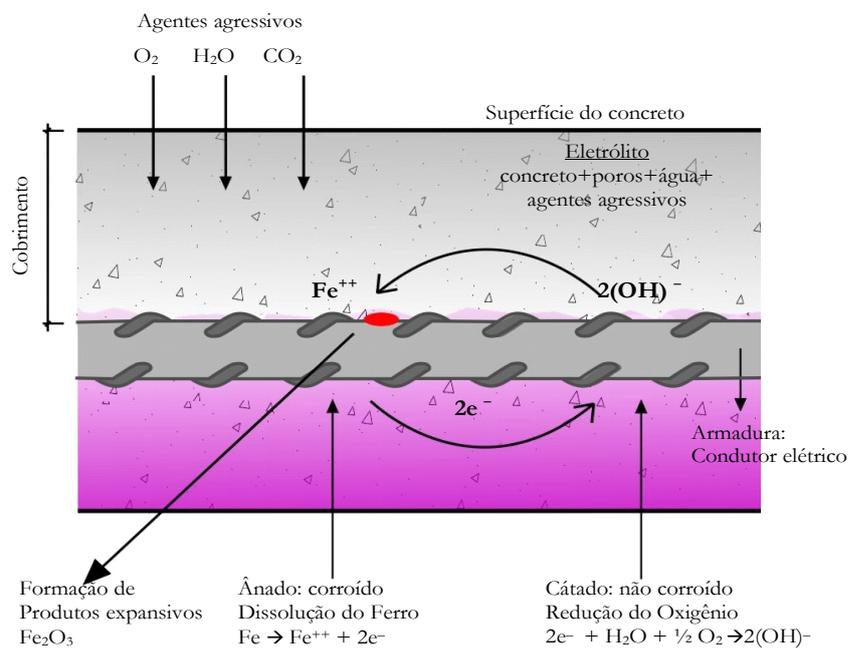
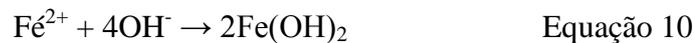


Figura 22: esquema simplificado: modelo da corrosão da armadura do concreto (CEB 152, 1984)

Na zona anódica é onde ocorrem as reações de oxidação do metal, com liberação de elétrons e perda de massa, a qual é expressa pela Equação 8. Na zona catódica, em função da migração dos elétrons através do metal, acontece a redução do oxigênio dissolvido no eletrólito (ganho de elétrons), não havendo perda de massa neste trecho (Equação 9).



Qualquer diferença de potencial entre as zonas anódica e catódica acarreta o aparecimento de corrente elétrica e a ocorrência de corrosão da armadura dependerá da magnitude dessa corrente e do acesso de oxigênio (HELENE, 1986). Assim, na célula de corrosão, os íons hidroxila (OH^-), formados pela reação de oxidação no cátodo, se movem através do eletrólito em direção ao ânodo e, após alguns estágios intermediários, combinam-se com os íons do metal (Fe^{2+}), formando os produtos de corrosão⁵⁵, neste caso o hidróxido de ferro [$\text{Fe}(\text{OH})_2$], conforme a reação simplificada da Equação 10.



Os produtos de corrosão possuem características expansivas (atingem volumes de duas a 6,5 vezes superior ao da armadura (*fib* 53, 2010)) e, com o tempo, o acúmulo destes óxidos tende à geração de tensões internas que, segundo Mehta e Monteiro (2008), podem chegar a 15 MPa. Essas tensões conduzem à fissuração do material, diminuindo a aderência da armadura ao concreto (CORONELLI e GAMBAROVA, 2000 e GHANDEHARI, ZULLI e SHAH, 2000). Além da fissuração, essas tensões causam o destacamento e desagregação do concreto, podendo deixar, em alguns casos, a própria barra exposta ao ambiente. Com o concreto fissurado, os agentes agressivos apresentam maior facilidade de penetrar através das fissuras no concreto, acelerando o processo de degradação. Outras conseqüências da corrosão estão relacionadas à redução da seção transversal da armadura, com decréscimo da resistência e ductilidade, (ANDRADE e ALONSO, 1996).

Ambientes internos protegidos da chuva conduzem a maiores profundidades de carbonatação que externos. Porém, a menos que subseqüentes ciclos de molhagem ocorram, essa despassivação não é associada à corrosão do aço (PARROT, 1987). Saetta e Vitaliani (2004) descrevem que, devido à baixa umidade destes ambientes, a frente de carbonatação pode alcançar a armadura em curtos períodos de tempo; no entanto, a estrutura pode ter longa vida útil, já que geralmente não há água suficiente para desencadear a corrosão do aço. Na Figura 23 são plotados os teores de umidades ótimos para o período de iniciação (ANDRADE, 1992) e propagação (Tuutti, *apud* PARROT, 1987), de forma a observar o descrito pela literatura. Observa-se que para o período de iniciação a umidade ótima está em torno de 60% enquanto

⁵⁵ Por reações semelhantes também são formados outros produtos com características expansivas como o hidróxido férrico e o óxido férrico hidratado (HELENE, 1993).

que para a propagação, em torno de 95%. Pelo apresentado por Tuutti *apud* Parrot (1987), a taxa de corrosão do aço imerso no concreto com umidade de 60% é muito baixa (em torno de $0,001 \mu\text{A}/\text{cm}^2$).

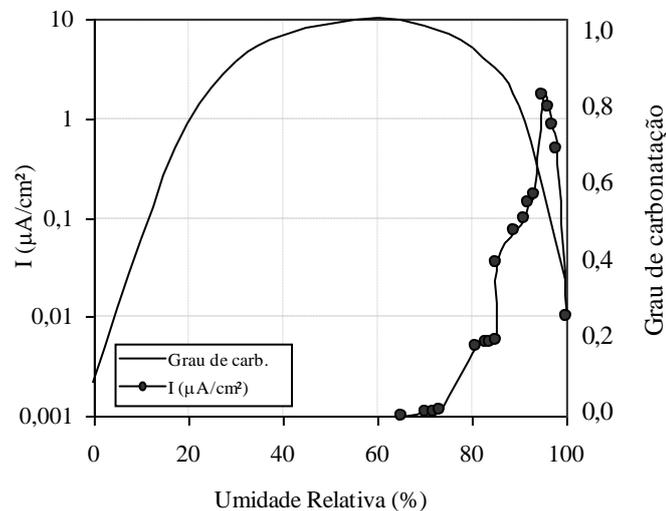


Figura 23: influência da UR na iniciação e propagação da corrosão desencadeada por carbonatação (adaptado de Tuutti (1982) e Andrade (1992))

Parrot (1994) relata que várias publicações indicam um crescimento exponencial da corrosão com o aumento da umidade acima de 70% até próximo da saturação. Os dados de Tuutti (1982), apresentados no gráfico da Figura 23, mostram que a intensidade de corrosão do aço se intensifica quando a umidade relativa é superior a 70%, confirmando a afirmativa de Parrot (1994).

Mesmo que em alguns concretos carbonatados a corrosão do aço eventualmente não ocorra, a determinação do tempo de iniciação fornece uma medida plausível em prol à durabilidade das estruturas de concreto, já que em estruturas onde a frente de carbonatação alcança a armadura e desencadeia a corrosão, a reabilitação pode demandar tempo e custos elevados devido à extensão do dano (SAETTA E VITALIANI, 2004).

Dependendo do meio agressivo e das condições de carga em que a armadura está submetida, a corrosão ocorre de forma distinta na armadura, sendo comumente classificada em generalizada e localizada; além desses tipos há a corrosão uniforme e a sob tensão (GALVELE, 1979). A corrosão induzida por carbonatação é normalmente associada à

corrosão uniforme, que segundo Galvele (1979) ocorre de forma homogênea em toda a superfície da armadura, com penetração média igual em todos os pontos.

Os efeitos da corrosão por carbonatação para as estruturas de concreto têm conseqüências graves, como alterações na estabilidade global, na segurança, na estética e no crescimento significativo dos custos de manutenção. Em ambientes urbanos, não localizados na orla marinha, a carbonatação do concreto é o principal mecanismo que leva à despassivação das armaduras.

3.5 MODELOS DE PREVISÃO

Nas últimas décadas, a comunidade científica internacional dedicou um enorme esforço no desenvolvimento de métodos e modelos para a previsão de vida útil de estruturas de concreto armado (SIEMES et al., 1998), sendo que os estudos baseados em modelos probabilistas da degradação do concreto foram intensificados nos últimos 10 anos (SUDRET, 2008). Segundo o pesquisador, vários modelos desenvolvidos são capazes de representar, o processo de degradação, apresentando um nível adequado de confiabilidade, os quais podem gerar contribuições para o desenvolvimento de projetos orientados à durabilidade estrutural.

Como resultado, vários modelos de estimativa da profundidade carbonatada e de previsão de vida útil foram estabelecidos nos últimos anos, os quais possibilitaram avanços consideráveis no entendimento do comportamento das estruturas de concreto expostas ao ar ao longo do tempo.

Segundo Mehta (1994), existem três elementos chaves que devem ser levados em consideração no momento de se tentar estabelecer um modelo confiável para predição da vida útil das estruturas: (i) uma definição precisa do material (concreto); (ii) uma devida caracterização do meio ambiente; e (iii) um arquivo de dados de resultados de ensaios acelerados de durabilidade. O autor ainda relata que a modelagem dos parâmetros intervenientes nas diversas formulações para previsão de vida útil em estruturas de concreto armado é difícil de ser realizada, em virtude da complexidade existente entre as formas de deterioração. Ressalta-se que de 1994 – quando Mehta chama atenção às dificuldades do processo de modelagem – até o momento, foram obtidos avanços consideráveis na modelagem do processo de degradação. Contudo a tarefa de simular apropriadamente os principais fatores atuantes e suas interações ainda permanece, sendo um desafio para novas pesquisas.

No sentido de entender os mecanismos de deterioração, sua cinética e sua ação nas estruturas de concreto, inúmeros estudos têm emergido da comunidade técnico-científica. Como resultado, vários modelos e métodos destinados à estimativa da profundidade carbonatada foram estabelecidos nos últimos anos, os quais têm possibilitado avanços consideráveis no entendimento do comportamento do concreto armado ao longo do tempo e nas estimativas de vida útil.

Diversas formulações encontradas na literatura internacional (MORINAGA, 1990; UJI et al., 1990; MANGAT, 1994; YAMAMOTO, 1995, CEB 238, 1997; PAPADAKIS, VAYENAS e FARDIS, 1991a) e nacional (HELENE, 1993; DA SILVA, 1998 e ANDRADE, 2001) advêm de esforços da comunidade técnico-científica, no sentido de entender e modelar os fatores que influenciam a durabilidade das estruturas de concreto, e conseqüentemente, a vida útil das mesmas. Em geral, essas formulações são baseadas no modelo de Tuutti (1982), que propõe dois períodos para processo de degradação (iniciação e propagação), os quais são modelados separadamente.

Dentre os modelos destinados à predição da profundidade de carbonatação do concreto (iniciação da corrosão), uns são baseados na relação água/cimento (HAMADA, 1969; VESIKARI, 1987), outros na resistência à compressão axial do concreto (SMOLCZYK, 1976, BOB e BOB, 1991 e BOB e AFFANA, 1993) e outros do coeficiente de difusão (SCHIESSL, 1976, SENTLER, 1984, CEB 238, 1997) e demais propriedades do concreto.

Existem também inúmeros modelos mais complexos para estimar profundidade carbonatada, cujos resultados dependem de variáveis que, na maioria das vezes, são de difícil obtenção, como o modelo de Papadakis, Vayenas e Fardis (1991a) e Hyvert (2009).

Em geral, modelos que consideram mais variáveis de entrada na modelagem descrevem melhor o fenômeno em estudo, por outro lado são mais complexos, dificultando as simulações. No entanto, modelos muito simplificados (como o de TUUTTI, 1982) não inserem as principais variáveis que influenciam o fenômeno, não o descrevendo conforme a realidade. A simulação com um modelo desta natureza pode conduzir a erro na estimativa⁵⁶.

Segundo Muntean et al. (2005), os modelos complexos simulam o processo de carbonatação numericamente e baseiam-se nas leis de conservação de massa de CO₂ e de água, acopladas.

⁵⁶ Sarja, A; Vesikari, E; Durability Design of Concrete Structures – RILEM Report 14. E & FN Spon. London. 1996.

Seu uso não é trivial e, muitas vezes, conduz a problemas de identificação dos parâmetros. Os autores ainda enfatizam que o processo de carbonatação pode ser completamente diferente de acordo com as condições experimentais e que não há modelos que levem em conta todos os efeitos, o que faz com que as interpretações dos ensaios acelerados sejam limitadas. Sanjuán, Andrade e Cheyrezy (2003) salientam que são necessários mais ensaios do mesmo material com diferentes concentrações de CO₂ e umidades relativas para melhorar a compreensão do fenômeno.

Muitos pesquisadores (PAPADAKIS; VAYENAS; FARDIS, 1991a, SAETTA; SCHREFLER; VITALIANI, 1993; CEB 1997, BARY; SELLIER, 2004; POSSAN, 2004; THIÉRY, 2005, HYVERT, 2009, entre outros) têm trabalhado no desenvolvimento de modelos de carbonatação, sejam eles empíricos ou complexos. Esses modelos procuram representar o fenômeno e servem para simular o ensaio de carbonatação ou prever a carbonatação a partir de ensaios acelerados.

Nesta tese, objetiva-se o estudo da iniciação do processo corrosivo desencadeado por carbonatação, sendo discutidos na seqüência somente os modelos destinados a esta estimativa. Informações detalhadas sobre os modelos para o processo de propagação são encontradas nos trabalhos de Clifton (1990), Andrade (2005), entre outros.

3.5.1 Principais Modelos

Tecnicamente, segundo Saetta, Schrefler e Vitaliani (1995), para a corrosão da armadura, a vida útil de uma estrutura de concreto pode ser prevista por meio de modelos matemáticos, onde os principais fatores de influência são a espessura e a qualidade do cobrimento do concreto e as condições ambientais. Com relação ao emprego destes modelos, os autores sugerem, para as estruturas existentes, uma avaliação das condições de segurança utilizando os modelos de previsão do fenômeno de degradação ao longo do tempo para planejar intervenções de manutenção e reparo. Para estruturas novas, os modelos de previsão podem ser utilizados ainda na fase de projeto, por meio da simulação da evolução do fenômeno de degradação, podendo oferecer subsídios para a determinação de uma mistura de concreto capaz de garantir a vida útil de serviço especificada no projeto.

Em relação à modelagem da degradação do concreto, no Brasil destacam-se as formulações apresentadas por Carmona (2004) para a iniciação da corrosão por carbonatação e por Andrade (2001) para o período de iniciação por cloretos. Para a propagação tem-se o modelo Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

de Da Silva (1998). Contudo, não há ainda um modelo de previsão de vida útil amplamente difundido no Brasil (nem para iniciação nem para a propagação), tampouco referenciado em normas técnicas destinadas à Construção Civil. O que se tem disponível atualmente são tabelas prescritivas (com abordagem determinística), especificando os limites mínimos aceitáveis para a uma estrutura, sem especificação da vida útil desejada.

Alguns dos modelos matemáticos para estimar a profundidade de carbonatação (e_c) no tempo (t) desenvolvidos nas últimas décadas são apresentados na Tabela 9; estes se diferenciam, sobretudo, quanto à forma de geração dos mesmos (concepção) e quanto ao número e tipo de variáveis de entrada. Existem também modelos disponíveis em sistemas computacionais, como o *RCLifetime*, o *FReET-D* e o *Life365*; os quais também podem ser empregados para a previsão de vida útil. Já Thomas e Mathews (1992) e Helene (1997) propõem ábacos para se estimar o coeficiente de carbonatação e a espessura de cobertura de estruturas sujeitas à carbonatação, respectivamente.

Tabela 9: modelos matemáticos para estimativa da profundidade de carbonatação do concreto

Equação	Autor (ano)	Modelo	Fatores	Observações
Equação 11	SMOLCZYK (1969)	$e_c = k \cdot \sqrt[n]{t - t_0}$	<p>e_c = espessura carbonatada (mm); t_0 = idade inicial da estrutura (anos); t = tempo de exposição (anos). k = coeficiente de carbonatação; n = parâmetro que depende do tipo de cimento. Para cimentos Portland comum $n \approx 1,7$. Para cimentos Portland de alto forno $n \approx 2,0$</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Considera somente dois tipos de cimento. - Não informa como determinar o k.
Equação 12	HAMADA (1969)	$e_c = \frac{R}{\sqrt{k}} \cdot t, \text{ para } k = \frac{0,30 \cdot (1,15 + 3a/c)}{(ac - 0,25)^2}$	<p>e_c = espessura carbonatada; k = coeficiente em função da a/c; a/c = relação água/cimento; R = coeficiente tabelado. $R = r_c \cdot r_a \cdot r_s$ = função do tipo de cimento (r_c), tipo de agregado (r_a) e aditivo (r_s).</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Parâmetros do modelo são tabelados. - k é função da a/c
Equação 13	SMOLCZYK (1976)	$e_c = a \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{f_c}} - \frac{1}{\sqrt{f_{c\lim}}} \right) \cdot \sqrt{t}$	<p>e_c = espessura carbonatada (cm); a = velocidade de carbonatação; f_c = resistência à compressão do concreto (kgf/cm²); $f_{c\lim}$ = valor limite da resistência à compressão do concreto que pode ser carbonatada (kgf/cm²); t = tempo de exposição (semanas). Para ambientes internos $a = 220$ e $f_{c\lim} = 920$. Para ambientes externos $a = 250$ e $f_{c\lim} = 625$.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Não informa como determinar o coeficientes a; - A carbonatação é função somente da resistência à compressão.
Equação 14	SCHIESSL (1976)	$e_c = \left(\frac{2 \cdot D \cdot (c_1 - c_2)}{a} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \sqrt{t}$	<p>e_c = espessura carbonatada; D = coeficiente de difusão efetiva do CO₂ (m³/s); a = volume de material alcalino no concreto; $c_1 - c_2$ = diferença da concentração de CO₂ entre a superfície e a frente de carbonatação (kg/m³); t = tempo de exposição.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Parâmetros de entrada de determinação não trivial, como D, a, c_1 e c_2;
Equação 15	TUUTTI (1982)	$e_c = k \cdot \sqrt{t}$	<p>e_c = espessura carbonatada (mm); t = tempo em anos ou meses; k = coeficiente dependente da difusividade efetiva do CO₂ através do concreto.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Não informa como determinar o k para projetos novos.

Tabela 9: modelos matemáticos para estimativa da profundidade de carbonatação do concreto (continuação)

Equação	Autor (ano)	Modelo	Fatores	Observações
Equação 16	SENTLER (1984)	<p>Determinista</p> $e_c = \sqrt{\left(\frac{2 \cdot D_{co_2}}{a}\right) \cdot dp \cdot t}$ <p>Estocástico</p> $f(e_c, e_0; t) = \left[\frac{1}{\sigma(2 \cdot \pi \cdot t^{0,5})^{0,5}} \right] \frac{(e_c - e_0 - \mu \cdot t^{0,2})^2}{2 \cdot \sigma^2 \cdot t^{0,5}}$	<p>D_{co_2} = coeficiente de difusão de CO₂ (m²/s); A = concentração dos constituintes do concreto que podem carbonatar (kg/m³); Dp = diferença parcial de pressão do CO₂ (kg/m³). f(e_c) = função de densidade normal com media e₀+μ.t^{0,5} e variância σ².t^{0,5}. Unidade de tempo em segundos. e₀ = é a carbonatação mais rápida que ocorre na superfície do concreto.</p>	- Parâmetros de entrada de determinação não trivial, como D_{co_2} , A, Dp e c ₂ ;
Equação 17	HO e LEWIS (1987)	$e_c = e_0 + k\sqrt{t}$	<p>e₀ = profundidade de carbonatação inicial; k = coeficiente de carbonatação mm/ano^{0,5}; t = tempo.</p>	- Não informa como determinar o k para projetos novos.
Equação 18	VESIKARI (1988)	$k = 26 \cdot (ac - 0,3)^2 + 1,6$	<p>k = coeficiente de carbonatação (mm/ano^{0,5}); ac = água cimento; limites: 0,45 < ac < 0,75. Para ambiente externo desprotegido, multiplicar por 4.</p>	- A carbonatação é função somente da relação a/c e é dada por um coeficiente k.
Equação 19	PAPADAKIS, VAYENAS e FARDIS (1989 e 1991a)	$e_c = \sqrt{\frac{2D_{co_2} [CO_2]^0}{[Ca(OH)]^0 + 3[CSH]^0 + 3[C_3S]^0 + 2[C_2S]^0}} t$	<p>e_c = profundidade de carbonatação (m); CO₂ = concentração molar do CO₂ (mol/m³); D_{CO2} = coeficiente de difusão efetivo do CO₂ no material carbonatado (m²/s); t = tempo (s); Ca(OH)₂ e CSH = concentração molar dos hidratos (mol/m³); C₃S e C₂S = concentração molar dos anidros (mol/m³). O índice 0 é relativo às concentrações iniciais (t=0).</p>	- Parâmetros de entrada de determinação não trivial, como CO ₂ , D _{CO2} . - Necessidade da determinação da concentração molar dos hidratos e anidros.
Equação 20	BOB e BOB (1991) BOB E AFFANA (1993)	$e_c = 150 \cdot \left(\frac{c \cdot k \cdot d}{f_c} \right) \cdot \sqrt{t}$	<p>e_c = profundidade de carbonatação média (mm); f_c = resistência à compressão do concreto (MPa); C = coeficiente do tipo de cimento; k = coeficiente da umidade relativa (condições ambientais) d = coeficiente referente à quantidade de CO₂; t = tempo (anos).</p>	- Parâmetros do modelo são tabelados.

Tabela 9: modelos matemáticos para estimativa da profundidade de carbonatação do concreto (continuação)

Equação	Autor (ano)	Modelo	Fatores	Observações
Equação 21	PARROT (1994)	$e_c = 64 \frac{K^{0,4} t^n}{c^{0,5}}$ $n = 0,02536 + 0,01785 \cdot UR - 0,0001623UR^2$	e_c = profundidade de carbonatação (m); K = permeabilidade do oxigênio no concreto para uma umidade relativa de 60% (m ² /s); c = concentração de CaO no concreto (mol/kg); n = coeficiente em função da Umidade relativa; t = tempo (anos).	<ul style="list-style-type: none"> - Considera a permeabilidade do oxigênio através do concreto a concentração de CaO, parâmetros de terminação não trivial.
Equação 22	CEB 238 (1997)	$e_c = \sqrt{(2 \cdot \psi_1 \cdot \psi_2 \cdot \psi_3 \cdot \Delta c)} \cdot \sqrt{\frac{D_{nom}}{a}} \cdot t \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n$	e_c = profundidade de carbonatação (m); D_{nom} = difusão do CO ₂ (T de 20°C e UR de 65%); a = quantidade de CO ₂ para a completa carbonatação; Δc = diferença de concentração de CO ₂ entre o ambiente e a frente de carbonatação; ψ_1, ψ_2, ψ_3 = parâmetros referentes às condições de micro clima, de cura e à relação a/c; (tabela). n = parâmetro que reflete as condições micro climáticas (ciclos de molhagem e secagem); (tabela). t_0 = período de referência (1 ano); t = tempo. $n = 0$ (interiores); $n \leq 0,3$ (exteriores);	<ul style="list-style-type: none"> - Parâmetros do modelo são tabelados. - Considera os vários fatores que influenciam a carbonatação; - Parâmetros de entrada de determinação não trivial, como D_{nom}, a e c.
Equação 23	DURACRETE (1999)	$e_c = \sqrt{\frac{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot D_{eff} \cdot \Delta c}{a}} \cdot \sqrt{t} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^w$	e_c = profundidade de carbonatação (m); D_{eff} = coeficiente de difusão efetivo do CO ₂ no período de referência t_0 (m ² /s); a = quantidade de CO ₂ para a completa carbonatação (kg/m ³); Δc = diferença de concentração de CO ₂ entre o ambiente e a frente de carbonatação (mol/m ³); k_e = parâmetros referente às condições climáticas, especialmente a umidade média do concreto; (tabela) k_c = parâmetros referente às condições de cura do concreto; (tabela). w = quantidade de água contida no concreto (kg/m ³); t_0 = período de referência (1 ano); t = tempo.	<ul style="list-style-type: none"> - Parâmetros do modelo são tabelados. - Considera os vários fatores que influenciam a carbonatação; - Parâmetros de entrada de determinação não trivial, como D_{eff}, a e c.

Tabela 9: modelos matemáticos para estimativa da profundidade de carbonatação do concreto (continuação)

Equação	Autor (ano)	Modelo	Fatores	Observações
Equação 24	JIANG et al. (2000)	$e_c = 839 \cdot (1 - UR)^{1,1} \sqrt{\frac{\frac{W}{r_c C} - 0,34}{r_{hd} r_c C}} \cdot C_0 \sqrt{t}$	<p>UR = umidade relativa; W = quantidade de água (kg/m³); C = consumo de cimento (kg/m³); C_0 = concentração de CO₂ (%); r_c = coeficiente que depende do tipo de cimento; (tabela). r_{hd} = coeficiente do grau de hidratação; (tabela).</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Parâmetros do modelo são tabelados. - Considera os parâmetros de dosagem do concreto.
Equação 25	EHE (2008)*	$e_c = C_{amb} \cdot C_{ar} \cdot a \cdot f_{cm}^b \cdot \sqrt{t}$	<p>e_c = profundidade de carbonatação (m); f_{cm} = resistência média à compressão, em MPa c_{amb} = coeficiente de ambiente (tabelado). c_{ar} = coeficiente do ar incorporado (tabelado). a, b = Parâmetros em função do tipo de aglomerante (tabela).</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Parâmetros do modelo são tabelados. - Não considera os principais fatores de influência na carbonatação.
Equação 26	HYVERT (2009)	$e_c = \sqrt{\frac{2 \cdot D_{CO_2}^0 \cdot P_0 \cdot t}{R \cdot t \cdot \left(1 + \alpha \cdot C_2 \cdot \left(\frac{P_0}{P_{atm}}\right)^n\right) \cdot \left(\frac{C_2}{n+1} \cdot \left(\frac{P_0}{P_{atm}}\right)^n + QI\right)}}$	<p>e_c = profundidade carbonatada (m); P_0 = pressão parcial de CO₂ na superfície do material (Pa); P_{atm} = a pressão atmosférica (Pa); t = tempo (s); R = constante dos gases perfeitos (J/mol/K); T = temperatura (K); $D_{CO_2}^0$ = coeficiente de difusão do CO₂ na zona carbonatada para uma exposição em pressão natural de CO₂ (m²/s) QI = número de moles de cálcio contidos nos três tipos de hidratos (a portlandita, a etringita e os aluminatos) (mol/l de pasta) α e n = parâmetros em função do tipo de cimento. α = reflete a influência sobre a difusão do CO₂, na diminuição da porosidade devida à carbonatação dos C-S-H. n = afinidade química dos C-S-H com vistas à pressão de CO₂.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Modelo complexo. - Modelagem físico-química - A maioria dos parâmetros de entrada do modelo precisam de ensaios de laboratório para sua determinação.

* Baseado em HÄKKINEN (1993)

Além das equações citadas na Tabela 9, na literatura podem ser encontrados os seguintes modelos:

- Modelo de Ying-Yu et Qui-Dong (1987);
- Modelo de Al-Akchar, Baroghel-Bouny et Raharinaivo (1998);
- Modelo de Morinaga (1990)
- Modelo de Saetta, Schrefler e Vitaliani (1993);
- Modelo de Bakker (1993)
- Modelo de Van Balen e Van Gemert (1994);
- Modelo de Jiang et al. (1996);
- Modelo de Sickert (1997);
- Modelo de Funk (1997);
- Modelo de Badouix et al. (1998);
- Modelo de Miragliota (2000);
- Modelo de Jiang, Lin e Cai (2000);
- Modelo de Papadakis (2000);
- Modelo de Thiéry et al. (2004);
- Modelo de Isgor e Razaqpur (2004);
- Modelo de Bary e Sellier (2004);
- Modelo de Saetta e Vitaliani (2004, 2005);
- Modelo de Thiéry (2005);
- Modelo de Duprat, Sellier e Nguyen (2006).
- Modelo de Castellote e Andrade (2008);
- Modelo de Hyvert (2009);

Descrições mais detalhadas dos modelos apresentados na Tabela 9 e acima relacionados podem ser encontradas nos trabalhos de Da Silva (1998), Possan (2004), Thiéry (2005), Hyvert (2009) e Pauletti (2009).

A forma mais simples de expressar a profundidade carbonatada é em função da raiz quadrada do tempo, uma simplificação da primeira lei de Fick, a lei da difusão. Observa-se na Tabela 9 que vários modelos foram desenvolvidos com base nestes princípios (SMOLCZYK, 1976, TUUTTI, 1982; SCHIESSL, 1976; Ho e LEWIS, 1987; JIANG et al., 2000, entre outros).

As aproximações teóricas da ação dos mecanismos de degradação no concreto com caráter preditivo ainda são limitadas, sendo que alguns modelos matemáticos existentes apresentam certa dificuldade de aplicação prática (PAPADAKIS e EFSTATHIOU, 2006). Para os autores, um passo significativo para avanços nesta área, é o desenvolvimento de softwares computacionais apropriados, incluindo modelos matemáticos confiáveis e robustos suportados por uma base de dados experimentais adequada.

3.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE A CARBONATAÇÃO DO CONCRETO

Este capítulo mostrou que a velocidade de carbonatação é função de uma série de fatores relacionados à composição e ao consumo de cimento, à qualidade e à permeabilidade do concreto (estrutura dos poros) e às condições ambientais, sendo necessária sua consideração na modelagem do fenômeno. Na Tabela 10 são apresentados, resumidamente, os principais fatores que afetam a profundidade de carbonatação do concreto.

Tabela 10: compilação das variáveis que influenciam a carbonatação do concreto

Fator	Influência	Efeito e Fatores determinantes	Importância relativa
Concentração de CO ₂	A velocidade de carbonatação aumenta com a concentração de CO ₂ (para teores de 0 a 10%), principalmente para concretos de elevadas relações a/c.	Poluição do ar (Efeito estufa) - a concentração de CO ₂ no ar varia, em geral, entre 0,03% e 1,2% (em centros urbanos).	Baixa para teores até 0,1%, Elevada para teores maiores.
Umidade relativa do ar	Exerce influência sobre a quantidade de água contida nos poros do concreto e esta, por sua vez, condiciona a velocidade de difusão do CO ₂ através dos poros do material. Poros saturados exigem que o CO ₂ penetre por difusão, diminuindo a velocidade de penetração em até 10.000 vezes, enquanto que a baixa umidade impede a reação de carbonatação. Se os poros estão apenas parcialmente preenchidos com água, a frente de carbonatação avança mais rapidamente devido à existência simultânea da água e da possibilidade de difusão de CO ₂ .	Umidade relativa do ar; Micro clima; Teor ótimo entre 50 e 70%.	Elevada.
Temperatura	O aumento de temperatura não causa grande aumento na taxa de carbonatação. É importante no período de propagação, pois influencia na taxa de corrosão.	Clima.	Baixa.
Exposição à chuva	Função da quantidade de água para difusão do CO ₂ . Depende da velocidade de molhagem e secagem da estrutura ou do elemento estrutural, que indiretamente vincula-se à precipitação e aos ventos.	Projeto da estrutura, vento, chuvas dirigidas, dimensões do elemento estrutural. Em ordem crescente carbonatação é maior, em ambientes: internos; externos protegidos da chuva; e externos desprotegidos da chuva.	Elevada.

Tabela 10: compilação das variáveis que influenciam a carbonatação do concreto (continuação)

Fator	Influência	Efeito e Fatores determinantes	Importância relativa
Permeabilidade	A permeabilidade do concreto é diretamente proporcional à velocidade de carbonatação. Relaciona-se com a quantidade e tamanho dos poros do concreto endurecido. Quanto maior for a relação a/c, maior será a porosidade e a permeabilidade de um concreto, aumentando assim a penetração de CO ₂ para o interior do material.	Depende do diâmetro e conectividade dos poros que indiretamente é função do tipo de cimento e adições utilizadas, relação água/agl, condições de execução e cura.	Elevada.
Cura	Quanto maior o tempo de cura, maior será o grau de hidratação do cimento, minimizando a porosidade e a permeabilidade.	Tempo (duração) e tipo de cura.	Elevada.
Relação a/c ou resistência	Estes parâmetros determinam a quantidade e tamanho dos poros do concreto endurecido. Quanto maior for a relação a/c, menor será a resistência, maior será a porosidade e a permeabilidade do concreto, facilitando a penetração de CO ₂ para o interior do material.	Quantidade de água da mistura; tipo de cimento. tempo e duração da cura. Diâmetro e conectividade dos poros	Elevada.
Quantidade de produtos carbonatáveis	Disponibilidade de carbonatos para consumo da reação. O consumo de cimento no concreto influi na permeabilidade e na capacidade de fixação do CO ₂ através da reserva alcalina que o cimento confere ao concreto endurecido, devido à quantidade de hidróxidos de cálcio, sódio e potássio na solução dos poros, além do silicato de cálcio hidratado e do aluminato de cálcio hidratado.	Quanto maior a quantidade menor a velocidade de carbonatação, isso depende da presença de adições, do consumo de cimento, da composição química do cimento (tipo de cimento).	Elevada.

Na Tabela 11 são apresentas as conseqüências decorrentes dos principais efeitos da carbonatação do concreto.

Tabela 11: resumo das conseqüências da carbonatação no concreto

Efeito	Conseqüência	Autores
Consumo de CO ₂ no tempo	Negativa – redução do pH do concreto o que deixa a armadura suscetível à corrosão.	Parrot (1987), Isaia (1999)
	Positiva – reabsorção do CO ₂ da atmosfera.	Pade e Guimarães (2007)
Refinamento dos poros	Positiva – reduz a porosidade através da densificação da matriz devido à precipitação do CaCO ₃ nos poros da matriz cimentante.	Rigo da Silva et al. (2002)
Aumento da massa	Positiva – aumenta a densidade do material.	Neville (1997)
Aumento da resistência	Positiva – redução da porosidade do concreto.	Rigo da Silva et al. (2002)
Melhora (eleva) da dureza superficial	Positiva – aumento a resistência do material.	Helene (1993)
Redução do pH	Negativa - deixa o aço imerso no concreto susceptível à corrosão (em condições de corrosão).	Parrot (1987)
Retração	Negativa – causa fissuras.	Helene (1993)
Decréscimo na resistividade elétrica	- redução na probabilidade de corrosão não é significativa	Abreu (2004)

Com base na literatura consultada, pode-se afirmar que existe certa dificuldade na aplicação dos modelos para estimativa da profundidade de carbonatação, os quais, em sua grande maioria, devido às simplificações (modelos empíricos), não refletem a intensidade do fenômeno real. Já os que evitam estas simplificações (modelos complexos) apresentam parâmetros de difícil determinação ou onerosa obtenção. De modo geral, os modelos também não contemplam a correlação de resultados de ensaios acelerados com os resultados de ensaios ao natural ou com a situação real, fato que os torna de utilidade e validade discutível.

4 ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

“É impossível forçar a física moderna a prever o que quer que seja com um determinismo absoluto, porque ela lida com probabilidades do início ao fim”.

(Sir Arthur Stanley Eddington)

4.1 INTRODUÇÃO

A teoria de confiabilidade foi desenvolvida, inicialmente, com objetivo de estimar a ocorrência de falhas catastróficas, em situações de alto risco para o ser humano. Depois da Segunda Guerra Mundial, seu emprego aumentou consideravelmente, com aplicações principalmente na indústria aeronáutica, aeroespacial e nuclear. Na engenharia, essa teoria foi introduzida na década de 50 por Freudenthal (1947), primeiramente, para estudos e análise de confiabilidade de sistemas estruturais. Vinte anos mais tarde, a confiabilidade estrutural, como é conhecida, foi inserida em vários códigos e normas internacionais que regulamentam o projeto de edificações, recomendando delineamentos probabilísticos no dimensionamento de estruturas.

A confiabilidade estrutural encontra aplicações especiais em projetos de estruturas únicas (não sujeitas a normas técnicas, como estruturas aeroespaciais e barragens, entre outras.); projeto de estruturas de design inovador, como certas pontes, viadutos, museus; projeto de estruturas cujas dimensões desafiam o conhecimento prático adquirido, como grandes vãos; estruturas sujeitas a grandes cargas ambientais, como plataformas de petróleo.

Somente na década de 80 os princípios da teoria de confiabilidade, já difundidos nas análises estruturais, foram aplicados em estudos de degradação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado, sendo pioneiros os trabalhos de Kraker et al. (1982); Siemes et. al. (1985) e Thoft-Christensen et al. (1987). A partir das propostas destes autores, vários trabalhos foram desenvolvidos (FRANGOPOL, 1997; THOFT-CHRISTENSEN, 1998; Da SILVA, 1998; ANDRADE, 2001; LIFECON, 2003; ROSTAM, 2005, SUDRET, 2008, entre outros). No

Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

trabalho de Andrade (2001), é apresentado um histórico detalhado dos principais trabalhos que fazem a aplicação desta teoria para estudos de durabilidade e previsão de vida útil de estruturas.

Face às inúmeras variáveis aleatórias atuantes, os estudos que envolvem os processos de degradação das estruturas de concreto, bem como a previsão de vida útil, estão aos poucos, sendo conduzidos a partir de uma base probabilística, tentando, em geral, simular as situações possíveis de ocorrer na natureza (DA SILVA, 1998; ANDRADE, 2001; VESIKARI, 2002 e ROSTAM, 2005, entre outros). A teoria de confiabilidade destaca-se como um dos primeiros métodos estocásticos a ser utilizado para esse fim (ANG e TANG, 1984); não obstante, outras abordagens probabilísticas são empregadas atualmente para estudos de sistemas de engenharia, destacando-se a Lógica Fuzzy, as Redes Neurais e as Cadeias de Markov (VESIKARI, 1992; LIFECON, 2003; MORCOUS e LOUNIS, 2005 e POSSAN e ANDRADE, 2007; POSSAN, ANDRADE e DAL MOLIN, 2008).

Com a inserção da teoria de confiabilidade na engenharia para estudos relacionados à durabilidade e à vida útil das edificações, verifica-se que a visão determinística do sistema está sendo aos poucos substituída pela probabilística, conforme a própria definição de confiabilidade sugere. As publicações do ACI 365 (2000), do JCSS (2001), do *fib* 34 (2006), da ISO 13823 (2008) e do *fib* 53 (2010) inserem a abordagem probabilística aliada à análise de confiabilidade nos estudos de durabilidade e vida útil das estruturas de concreto, a fim de considerar as variabilidades do processo de degradação e convergir a uma maior aproximação dos resultados.

Apesar de o desenvolvimento e da crescente utilização, tanto da confiabilidade estrutural quanto da confiabilidade aplicada à degradação das estruturas, não tem havido ampla aceitação e difusão destes conceitos em muitos projetos de engenharia. Diversas normas técnicas ainda são fundamentadas em coeficientes de segurança, inseridos, em geral, pelo Método dos Estados Limites⁵⁷, como é o caso da NBR 6118: 2007. Diniz (2006) destaca que nos últimos anos tem ocorrido uma evolução constante das normas técnicas nacionais e internacionais no sentido de se dar um melhor tratamento às incertezas presentes no projeto estrutural. Os documentos recém lançados da ISO (ISO 13823: 2008) e do *fib* (*fib* 53: 2010)

⁵⁷ O Método dos Estados Limites também é conhecido como Método Semiprobabilístico, onde os fatores de majoração das cargas e minoração da resistência são ajustados de tal maneira a se obter maior uniformidade do índice de confiabilidade β (ou da probabilidade de falha p_f), considerado aceitável para uma determinada classe de estruturas (KRUGER, 2008).

contemplam os apontamentos citados por Diniz (2006), assim como as incertezas relacionadas à degradação e/ou durabilidade das estruturas de concreto.

A análise probabilística da degradação das estruturas de concreto tem como intuito determinar o efeito da dispersão dos parâmetros de influência referentes ao concreto, às condições ambientais e de exposição da estrutura, no seu comportamento de durabilidade (desempenho) ao longo do tempo. Existem vários processos estocásticos que podem ser empregados para tal, sendo a teoria de confiabilidade o de maior destaque, a qual possui dois conceitos importantes: a confiabilidade e o índice de confiabilidade; que serão discutidos na seqüência.

4.2 A CONFIABILIDADE

A confiabilidade é uma medida probabilística da segurança de um sistema (no caso, o sistema seria uma construção) (ANG e TANG, 1984). Para Melchers (1987), é o cálculo e a predição de probabilidade da violação de um determinado estado limite característico desse sistema durante a sua vida útil de serviço. Já Elsayed (1996) a define como a probabilidade relacionada à perfeita operação de um determinado componente durante um período de tempo especificado, usualmente chamado de vida útil, nas suas condições normais de utilização.

Na definição de O'Connor (2002), confiabilidade é o estudo sobre as falhas que podem ocorrer com o produto (no caso a construção ou suas partes) durante o seu ciclo de vida, ou seja, não é um simples cálculo da taxa de falha ou da probabilidade de um componente ou sistema falhar, mas sim a procura, a análise, a avaliação e a correção de todas as falhas que podem ocorrer com o produto, em todo o seu ciclo de vida. Segundo Montgomery (2006), é a probabilidade de sobrevivência de um sistema, de seus subsistemas e componentes em um período de tempo.

Com base nas definições, pode-se dizer que a confiabilidade permite quantificar as incertezas e o efeito destas na segurança e no desempenho das estruturas. É um conceito global, composto por vetores quantificáveis, como: manutenibilidade⁵⁸, segurança, vida útil, entre

⁵⁸ Manutenibilidade é definida por Fogliatto e Ribeiro (2009) como a capacidade de um item ser mantido ou recolocado em condições de executar suas funções requeridas, mediante condições preestabelecidas de uso, quando submetido à manutenção sob condições predeterminadas e usando recursos e procedimentos padrão. Ressalta-se que manutenibilidade é uma característica inerente ao projeto da construção. Difere-se de manutenção, que é um conjunto de ações a serem tomadas para restaurar ou manter um componente, elemento ou estrutura em operação.

outros, e não envolve apenas a probabilidade de um dado sistema em não falhar, mas também o estudo dos fatores que contribuem para a ocorrência de falhas.

A confiabilidade pode refletir o nível de segurança da estrutura e é dada pelo índice de confiabilidade β (ANG e TANG, 1984), o qual é associado a uma probabilidade de falha p_f relacionada aos estados limites de durabilidade (ELD). De acordo com Prezzi (1995), o estado limite pode ser estabelecido através de uma função contínua, definida como função de estado limite. Andrade (2001) relata que estabelecida a função de estado limite e os níveis de desempenho desejados, pode-se definir os estados de segurança ou de falha de um elemento ou sistema.

Ressalta-se que nem sempre confiabilidade está atrelada à segurança, uma vez que, a confiabilidade pode também ser empregada para representar um determinado nível de desempenho, o qual, mesmo com a ocorrência de falha (índice de confiabilidade alcançado), a estrutura não oferece riscos, estando ainda segura. É o caso do estado limite de durabilidade de uma estrutura. Se o índice de confiabilidade for atingido para este estado, ou seja, se ocorrer a despassivação da armadura, a estrutura permanece segura, pois os estados limites de utilização e últimos ainda não foram atingidos.

Com base no trabalho de Elsayed (1996), as equações relacionadas à confiabilidade são apresentadas na seqüência. Suponha que n seja o número de componentes idênticos submetidos a um teste de desempenho no decorrer do tempo, n_f o número de componentes que falharam no teste e n_s o número de componentes que sobreviveram (permaneceram com níveis de desempenho acima do especificado), em que:

$$n_f(t) + n_s(t) = n \quad \text{Equação 27}$$

A confiabilidade $R(t)$ pode então ser representada pela Equação 28.

$$R(t) = \frac{n_s(t)}{n_s(t) + n_f(t)} = \frac{n_s(t)}{n} \quad \text{Equação 28}$$

A função que representa a falha $F(t)$ é um complemento de $R(t)$, e pode ser representada pela Equação 29.

$$F(t) = 1 - R(t) \quad \text{Equação 29}$$

Ou, pela Equação 30.

$$R(t) + F(t) = 1 \quad \text{Equação 30}$$

Empregando a notação de MELCHERS (1987), onde $R(t)$ é substituído por p_s (denominado probabilidade de segurança) e $F(t)$ por p_f (denominado probabilidade de falha), obtêm-se a equação 5, com p_s e p_f compreendidos entre 0 e 1 (Equação 31).

$$p_s = 1 - p_f \quad \text{Equação 31}$$

Deste modo, a função de densidade de probabilidade conjunta das variáveis aleatórias⁵⁹ X_1, X_2, \dots, X_n é $f_{X_1 \dots X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n)$, e a probabilidade de segurança de um sistema, dada pela Equação 32.

$$p_s = P[g(x) > 0] = \int_{g(x) > 0} f_X(x) dx \quad \text{Equação 32}$$

Por conseguinte, a probabilidade de falha de um sistema pode ser representada pela Equação 33.

$$p_f = P[g(x) \leq 0] = \int_{g(x) \leq 0} f_X(x) dx \quad \text{Equação 33}$$

Onde:

$f(x)$ = função densidade de probabilidade conjunta das variáveis aleatórias X_1, X_2, \dots, X_n

$g(x)$ = função de estado limite do sistema, também denominada de função de falha ou função de desempenho. Se:

$g(x) > 0$ define o estado de segurança;

$g(x) \leq 0$ define o estado de falha;

$g(x) = 0$ define a superfície do estado limite.

Na análise de confiabilidade, um determinado evento é representado através de uma expressão matemática, chamada de função de estado limite, que representa uma fronteira entre os estados de falha ou de segurança de um evento, ou seja, representa a chance de violação de um estado limite. A ISO 13823 (2008) estabelece três diferentes estados limites, a saber: estado limite último (ELU); estado limite de serviço (ELS) e estado limite de durabilidade (ELD), os quais são descritos na Tabela 12.

⁵⁹ Uma variável aleatória (v.a.) é definida como uma função real que atribui um valor real para cada resultado de um experimento aleatório. O espaço amostral é o conjunto de todos os pontos amostrais do experimento (MONTEGOMERY e RUNGER, 2003). Uma v.a é representada por uma letra maiúscula (X_1, X_2, \dots, X_n), e uma realização desta por uma letra minúscula (x_1, x_2, \dots, x_n). Elas podem ser discretas (possui um número finito ou enumerável de valores) ou contínuas (possui um número infinito de intervalo - finito ou infinito - de números reais).

Tabela 12: estados limites

Tipo	Descrição	Exemplos
Estado Limite Ultimo (ELU)	Esgotamento da capacidade resistente da estrutura. Perda de equilíbrio da estrutura. Refere-se a eventos que apresentam conseqüências irreversíveis à estrutura, geralmente associados com elevados prejuízos financeiros e/ou perdas humanas.	Perda de secção; propagação da corrosão; ruptura, colapso, fadiga, fogo, solicitações dinâmicas, entre outros.
Estado limite de serviço (ELS)	Relacionado a eventos que restringem de alguma forma a adequada utilização da estrutura, como aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional da mesma. Neste caso em particular, os prejuízos de ordem econômica são restritos e as perdas humanas não são esperadas.	Despassivação. Início da corrosão. Início da fissuração. Danos pontuais. Vibrações, manchas, entre outros.
Estado limite de durabilidade (ELD)*	Refere-se aos valores mínimos aceitáveis para o desempenho, ou os máximos aceitáveis para a degradação (FERREIRA, 2000).	Estimativa da Vida útil de projeto.

* não é definido na NBR 6118:2007

Nos estudos de degradação e previsão de vida útil das estruturas de concreto armado, o estado limite de durabilidade deve ser definido. No entanto diversas normas e códigos não o explicitam, e na ausência deste, o estado limite de serviço (ELS) passa a ser considerado nas análises.

O ELD pode ser exemplificado por meio da carbonatação do concreto. Se a profundidade de carbonatação $e(t)$ for inferior à espessura de cobertura do concreto $d(t)$, a estrutura estará no estado de segurança $[g(x,t)]$, onde x representa o vetor das variáveis aleatórias e t é o tempo considerado. Logo a Equação 34, que é a função de estado limite para o problema em questão, estará satisfeita.

$$g(x,t) = d(t) - e(t) < 0 \quad \text{Equação 34}$$

Graficamente, quanto o estado limite é aplicado a duas variáveis aleatórias $[fx(x) = f(X_1, X_2)]$, tem-se a representação genérica apresentada na Figura 24. Em geral, a função de estado limite apresenta formas mais complexas, mas o conceito apresentado pode ser aplicado para espaços n-dimensionais (ANDRADE 2001).

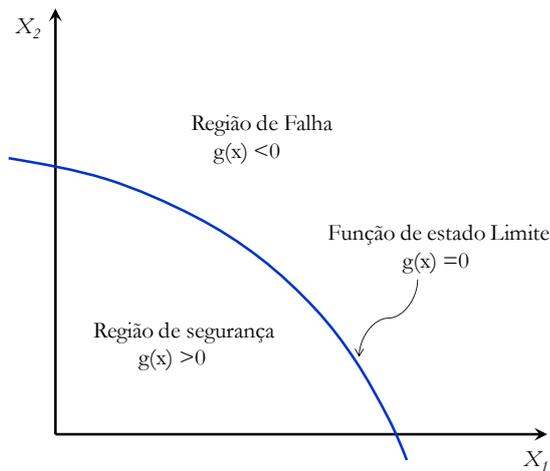


Figura 24: ilustração do conceito de estado limite para um estado bidimensional

Caso a função $f_X(x)$ apresente uma determinada densidade de probabilidade, a probabilidade de falha p_f ser calculada por meio da teoria da interferência, representada na Figura 25. Segundo Ang e Tang (1984), na região de interferência têm-se a região de falha, a qual pode ser representada graficamente pela área indicada na Figura 26, quando se admite um valor discreto para uma das variáveis.

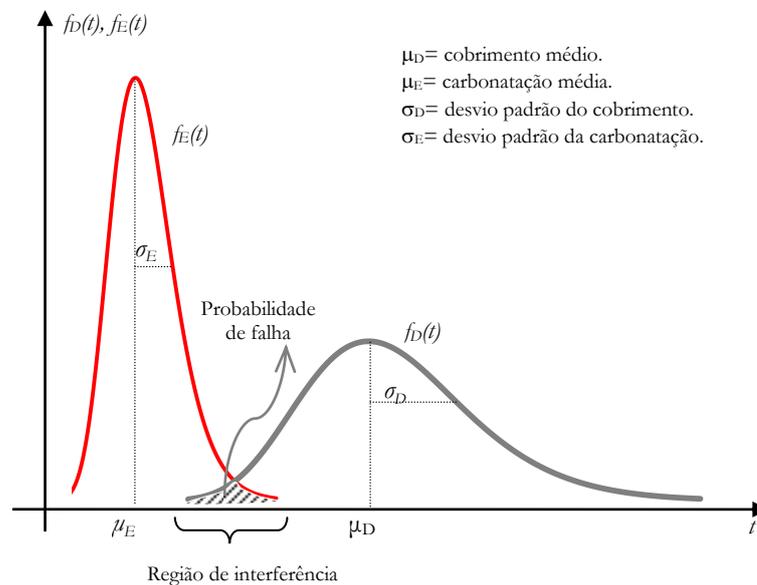


Figura 25: ilustração da teoria da interferência (adaptado de Ang e Tang, 1984)

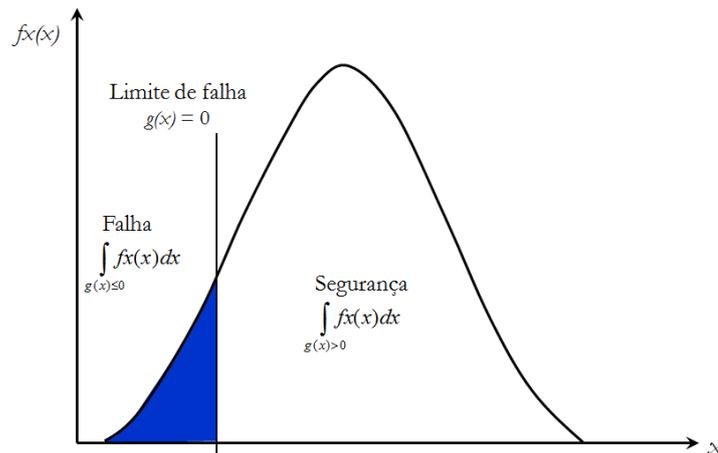


Figura 26: representação dos estados de segurança e de falha em um sistema

A área demarcada na Figura 26 representa a probabilidade de falha p_f , que é proporcional à interferência (ver Figura 25) entre as curvas de espessura de cobertura $f_D(t)$ e de profundidade de carbonatação $f_E(t)$, também referidas na literatura (ANG e TANG, 1984; MELCHERS, 1987; LORENSINI, 2006) como curvas de resistência (R) e solicitação (S), respectivamente. Quanto maior a região de interferência, maior a probabilidade de falha e, conseqüentemente, menor a confiabilidade.

Assim, com base nestes conceitos a probabilidade de segurança (p_s) no período de tempo compreendido no intervalo $[0, t]$ pode ser definida pela Equação 35, enquanto que a probabilidade de falha (p_f) está representada pela Equação 36 (ANG e TANG, 1984; MELCHERS, 1987; O'CONNOR, 2003).

$$p_s = p[g(x, t) > 0] \quad \text{Equação 35}$$

$$p_f = 1 - p_s = p[g(x, t) < 0] \quad \text{Equação 36}$$

Destaca-se que a distribuição de probabilidade conjunta das variáveis, apresentada na Equação 33, é muito difícil de ser obtida, devido à dificuldade de avaliar a integral múltipla da equação. Kruger (2008) descreve que uma possível abordagem para sua resolução pode ser conduzida via aproximações analíticas da integral, que sejam mais simples de calcular.

Existem vários métodos disponíveis para a obtenção da confiabilidade dentre os quais, destacam-se o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (*First Order Reliability* Edna Possan (epossan@gmail.com) – tese de doutorado – Porto Alegre: PPGE/UFGRS, 2010.

Method – FORM), o Método de Confiabilidade de Segunda Ordem (*Second Order Reliability Method* – SORM), o Método confiabilidade de Segundo Momento de Primeira Ordem (*First Order Second Moment* – FOSM) e a Simulação de Monte Carlo (*Monte Carlo Simulation* - MCS). Em função de suas características, facilidade de utilização e emprego consagrando nos estudos de previsão de vida útil, o método de Simulação de Monte Carlo será neste trabalho, sendo abaixo descrito. Informações mais detalhadas dos demais métodos podem ser encontradas na bibliografia (ANG e TANG, 1984; MELCHERS, 1987; ANDRADE, 2001, CHUNG, 2004; O’CONNOR, 2003; KRUGER, 2008, entre outros).

4.2.1 Simulação de Monte Carlo

A simulação pode ser definida como um processo de replicação do mundo real com base em um conjunto de hipóteses e modelos da realidade. Na engenharia, a simulação pode ser aplicada para prever ou estudar o desempenho de respostas de um sistema, onde por meio de repetidas simulações, a sensibilidade de desempenho das respostas às variações dos parâmetros de entrada do processo pode ser avaliada. Desta forma, o processo de simulação também pode ser usado como alternativa de otimização de projetos (ANG e TANG, 1984).

A Simulação de Monte Carlo é uma técnica que pode ser utilizada para gerar resultados numéricos, sem a necessidade de realizar a simulação física do fenômeno. Para tanto, podem ser utilizados resultados de testes prévios, ou outras informações, para estabelecer as funções de distribuições de probabilidade (f.d.p) dos parâmetros do problema. Esta informação é utilizada para gerar amostras de dados numéricos (KRUGER, 2008). Ang e Tang (1984) descrevem que uma amostra obtida via simulação de Monte Carlo é similar a uma amostra de observação experimental. Portanto, os resultados das simulações podem ser tratados estatisticamente. Por esta razão, o método de Monte Carlo também é uma técnica de amostragem, possuindo os mesmos problemas da teoria da amostragem, ou seja, os resultados são também sujeitos a erros amostrais. Em geral, as soluções obtidas pelo método de Monte Carlo com amostras finitas não são exatas, a menos que o tamanho da amostra seja infinitamente grande (KRUGER, 2008).

Ang e Tang (1984) descrevem que a Simulação de Monte Carlo pode ser utilizada para a resolução de problemas envolvendo variáveis aleatórias com distribuição de probabilidades conhecidas ou assumidas. Isto envolve a repetição de um processo de simulação, usando-se em cada simulação um conjunto particular de valores de variáveis aleatórias geradas de Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

acordo com a correspondente distribuição de probabilidade. Repetindo-se este processo, uma amostra da solução é obtida.

O ponto de início da realização da Simulação de Monte Carlo é a geração de números aleatórios (GHIOCEL, 2005), definidos como sendo uma variável aleatória X uniformemente distribuída entre 0 e 1. Muitas rotinas computacionais são disponíveis para a geração desses números (MELCHERS, 1987) que, em regra, geram números pseudo-aleatórios⁶⁰, produzindo uma seqüência de valores uniformemente distribuídos, compreendidos no intervalo $[0, 1]$. A qualidade dos números aleatórios uniformes gerados reflete na qualidade dos resultados da simulação, sendo esta etapa considerada por Ang e Tang (1985) e Chiocel (2005) como um ponto chave para o sucesso da simulação de Monte Carlo. De acordo com Gnedenko (1969) O'Connor (2002) e Chiocel (2005), a condução de testes para verificar a uniformidade, a aleatoriedade e a correlação dos números pseudo-aleatórios gerados deve ser empregada.

Após a geração dos números aleatórios (r_i) uniformemente distribuídos, podem ser geradas as variáveis aleatórias (x_i). Para tal, faz-se uma correspondência com a função de distribuição acumulada $F(x)$ da variável, a qual pode ser exponencial, normal, lognormal, entre outras. Um dos procedimentos empregados para esse fim é o método da transformação inversa (ANG e TANG, 1985; MELCHERS, 1987), que faz uso das propriedades dos números aleatórios e da função distribuição acumulada (f.d.a) de uma variável aleatória X , conforme representação gráfica da Figura 27.

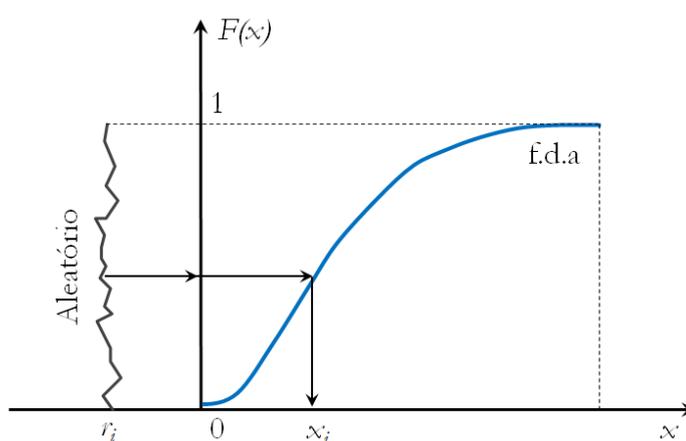


Figura 27: geração das variáveis aleatórias pelo método da transformação inversa

⁶⁰ Os números gerados são chamados de pseudo-aleatórios porque são obtidos de um algoritmo construído para essa finalidade. Pois, em geral, as rotinas computacionais existentes, exigem que o usuário forneça uma “semente” que inicia o algoritmo de geração de números aleatórios. Em geral, ao usar a mesma semente, a seqüência de números gerados será sempre a mesma (KRUGER, 2008).

Assim, a variável aleatória (x_i) pode ser obtida através da Equação 37. Andrade (2001) relata que dependendo do número de números aleatórios gerados (r), pode-se ter uma grande quantidade de valores simulados para a variável aleatória desejada.

$$x_i = F_x^{-1}(r_i) \quad i = 1, 2, \dots, n \quad \text{Equação 37}$$

Os resultados da simulação podem ser usados para estimar a probabilidade de falha, que é dada pela Equação 38.

$$p_f = \frac{n}{N} \quad \text{Equação 38}$$

Onde: N é o número total de simulações e n é o número de ocorrências de falha nas N simulações.

Destaca-se que, quanto maior o N , maior a precisão nas estimativas realizadas. Por este motivo, na técnica de Monte Carlo são conduzidas um elevado número de simulações. Chiocel (2005) cita que, dependendo do desempenho computacional e da função adotada, nas simulações de Monte Carlo é comum o uso de 100 a 5000 números aleatórios para cada variável.

A estimativa da probabilidade de falha para o caso simples de uma variável não apresenta grandes dificuldades, podendo ser calculada através do uso de planilhas eletrônicas disponíveis comercialmente (ANDRADE, 2001). Entretanto, quando a função de estado limite adotada é composta por um grande número de variáveis, a estimativa da probabilidade de falha é dificultada, devendo-se recorrer à simulação numérica para sua determinação, existindo diversos softwares destinados para esse fim.

4.2.2 Função de probabilidade

Ao conjunto das variáveis e das probabilidades correspondentes é dado o nome de função de distribuição de probabilidade (f.d.p.). Essa função é utilizada para representar a distribuição de probabilidade caso a variável aleatória X seja contínua. Ela associa cada valor assumido pela variável aleatória à probabilidade do evento correspondente (ANG e TANG, 1975; CHUNG, 2004).

Segundo a literatura (ANG e TANG, 1975; ELSAYED,1996; CHUNG, 2004) uma variável aleatória X pode apresentar diversas funções densidade de probabilidade (ver Tabela 13), sendo caracterizadas a partir do valor médio e do desvio-padrão do conjunto de dados a representa.

Melchers (1987) descreve que as funções de densidade de probabilidade de uma variável aleatória podem ser obtidas por meio da coleta de dados, por uma análise subjetiva ou por uma combinação entre as duas técnicas. Para as variáveis aleatórias que influenciam na durabilidade do concreto, como a espessura de cobrimento, existem poucos estudos que visam essas determinações de forma sistêmica, havendo necessidade de pesquisas nesta área.

Tabela 13: distribuições de probabilidade de funções contínuas (ELSAIED,1996; ANG e TANG, 1975; CHUNG, 2004)

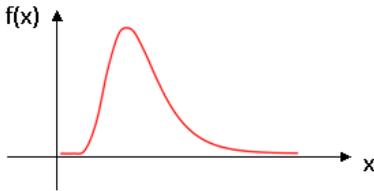
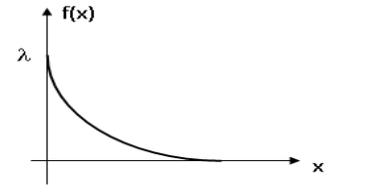
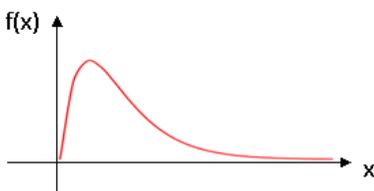
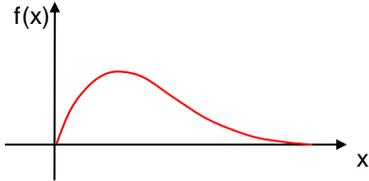
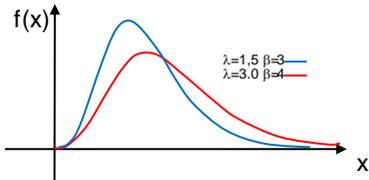
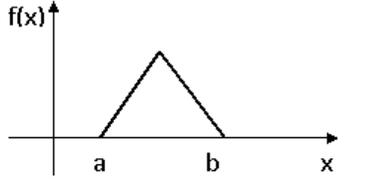
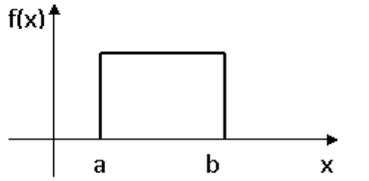
Distribuição	Função densidade de probabilidade	Representação gráfica	Parâmetros	Intervalos
Normal ou Gaussiana	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$		μ, σ	$-\infty < x < +\infty$
Lognormal	$f(x) = \frac{1}{\sigma x \sqrt{2\pi}} e^{-\left[\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2\right]}$		μ, σ	$-\infty < x < +\infty$, $x > 0, \sigma > 0$
Exponencial	$f(x) = \lambda \cdot e^{-\lambda x}$		λ	$x \geq 0$ 0, para $x < 0$
Gamma	$f(x) = \frac{x^{\gamma-1}}{\theta^\gamma \Gamma(\gamma)} e^{-\frac{x}{\theta}}$		θ, γ	$x \geq 0$ 0, para $x < 0$

Tabela 13: distribuições de probabilidade de funções contínuas (continuação)

Distribuição	Função densidade de probabilidade	Representação gráfica	Parâmetros	Intervalos
Weibull	$f(x) = \frac{\beta}{\eta^\beta} (x - \gamma)^{\beta-1} \exp\left[-\left(\frac{x - \gamma}{\eta}\right)^\beta\right]$		β, η, γ	$x \geq 0$ 0, para $x < 0$
Gumbel	$f(x) = \frac{1}{\lambda} e^{-\frac{(x-\beta)}{\lambda}} e^{-\frac{(x-\beta)}{\lambda}}$		λ, β	$-\infty < x < +\infty$
Triangular	$f(x) = \frac{2(x-a)}{(b-a)(c-a)}$		a, b, c	$a \leq b \leq c$
Uniforme	$f(x) = \frac{1}{b-a}$		a, b	$a \leq x \leq b$

4.2.3 Incertezas na análise de confiabilidade

A confiabilidade é relacionada com as variáveis que descrevem um dado sistema, incluindo a variabilidade das mesmas, presente sobre a forma de incertezas. Ang e Tang (1984) descrevem que as incertezas da análise estão associadas à variabilidade inerente do próprio fenômeno físico que se está estudando ou com imperfeições relativas à modelagem desse processo físico. Assim, se um fenômeno existente na natureza é essencialmente aleatório, o seu comportamento não pode ser descrito através de uma análise determinística, e deve-se incluir uma medida de variabilidade nas previsões de comportamento (ANDRADE, 2001). Melchers (1987) e Bulleit (2008) associam as variabilidades referentes à análise de confiabilidade às incertezas físicas e de tempo, estatísticas, humana, fenomenológicas e de modelagem, as quais são apresentadas, de forma resumida, na Tabela 14.

Tabela 14: incertezas da Análise de confiabilidade

Incertezas	MELCHERS (1987)	BULLEIT (2008)
Físicas e de tempo	Incertezas físicas: associadas à variabilidade inerente às propriedades dos materiais, às ações sobre a estrutura, à geometria dos elementos, etc., podendo ser estimada através da observação das variáveis ou por meio do conhecimento de <i>experts</i> . Se uma grande quantidade de dados estiver disponível para análise ou se existir um rigoroso controle sobre todos os fatores intervenientes no processo de falha, essa incerteza pode ser minimizada.	Incerteza do Tempo: associada ao futuro e sua previsão (qual a carga que a estrutura irá suportar? quais ações ambientais podem ocorrer?) ou ao passado (qual era a resistência do concreto na velha estrutura que deverá ser renovada? Que cimento foi empregado? Qual o nível de controle de qualidade da execução?)
Estatística	Incertezas estatísticas: associada ao resultado estatístico, uma vez que a estimativa dos parâmetros dos modelos não representa fielmente o comportamento da variável, pois se observa que amostras distintas de dados geralmente produzem estimadores diferentes para uma mesma variável. Além disso, os estimadores empregados nas análises probabilísticas também são variáveis aleatórias, tornando-se mais uma fonte de incerteza incorporada às análises de confiabilidade.	Limites estatísticos: nem sempre é possível conseguir dados suficientes para determinar os parâmetros estatísticos das variáveis (média e desvio padrão). Também, quando a média de uma variável é determinada a partir de uma amostra, a variância do resultado corresponde à incerteza estatística desta média.
Fenomenológicas	Incerteza fenomenológica: associada a eventos não previstos em projeto, mas que podem ocorrer durante a vida útil da estrutura, devido a falhas em alguma das etapas do processo construtivo de uma estrutura (concepção, projeto, materiais, execução e utilização); ou a ocorrência de condições extremas, como carregamentos ou ambientais.	Aleatoriedade: as propriedades dos materiais (por ex., módulo de elasticidade, resistências do concreto) e ambientais (chuvas, ventos, agentes agressivos) não são simples números, mas podem variar em uma determinada faixa, pois são variáveis aleatórias.

Tabela 14: incertezas da Análise de confiabilidade (continuação)

Incertezas	MELCHERS (1987)	BULLEIT (2008)
Modelagem	Incertezas de modelagem: relacionadas à definição dos modelos físicos de predição e das equações de estados limites admitidas, devido às aproximações teóricas do comportamento real e das simplificações adotadas na consideração das ações e dos seus efeitos.	Limites do modelo: os modelos adotados nas análises, em geral, para facilitar a modelagem e aplicação dos mesmos, simplificam alguns aspectos e não consideram algumas ações e seus efeitos.

As incertezas apresentadas na Tabela 14 influenciam nos resultados das simulações, devendo ser consideradas em estudos probabilísticos.

4.3 ÍNDICE DE CONFIABILIDADE

Os estados limites, em geral, são associados a um índice de confiabilidade β que é atrelado a probabilidade de falha p_f . Segundo a literatura (ANG e TANG, 1984 e MELCHERS, 1987) a relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha de um elemento ou sistema, é dada pelas equações 39 e 40, onde Φ é a função de densidade de probabilidade normal.

$$p_f = \Phi(-\beta) \quad \text{Equação 39}$$

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad \text{Equação 40}$$

A relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha é apresentada na Tabela 15 e representada graficamente na Figura 28. Nota-se que, à medida que a probabilidade de falha vai aumentando, o valor do índice de confiabilidade vai reduzindo, até atingir seu valor mínimo $\beta=0$, que corresponde a uma probabilidade de falha de 0,50.

Tabela 15: Relação entre Índice de confiabilidade (β) e probabilidade de falha (p_f)

p_f	0,50	0,40	0,30	0,20	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	0,00	0,25	0,52	0,84	1,28	2,32	3,09	3,72	4,26	4,75	5,20

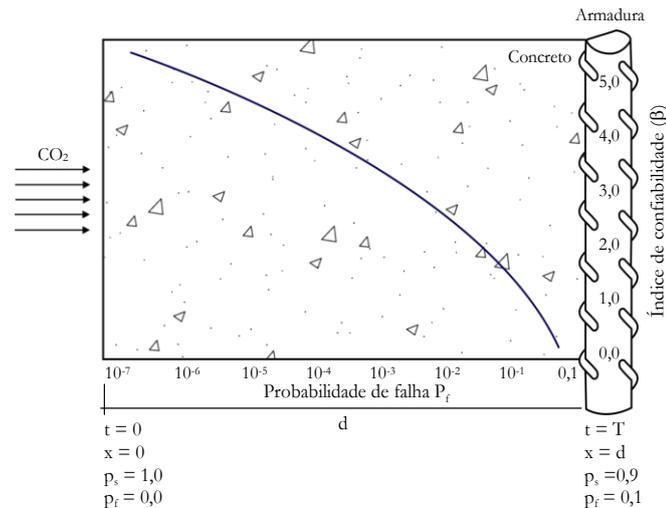


Figura 28: representação gráfica da relação entre índice de confiabilidade β versus probabilidade de falha p_f (ANDRADE, 2001)

Na Tabela 16 são apresentados os estados limites definidos em normas e códigos internacionais e as respectivas probabilidades de falha associadas aos índices de confiabilidade.

Tabela 16: estados limites x índice de confiabilidade mínimo para um período de 50 anos

Estados limites	EUROCODE (2001)		Lifecon (2003)		ISO 13823 (2008)		JCSS (2001)	
	β^*	p_f	β	p_f	β	p_f	β	p_f
Estado Limite Último (ELU)	3,30 a 4,30	$\sim 10^{-4}$ a 10^{-5}	3,6	$\sim 10^{-4}$	3,70	$\sim 10^{-4}$	3,30 a 4,30	$\sim 10^{-4}$ a 10^{-5}
Estado Limite de Serviço (ELS)	1,50	$\sim 0,07$	2,00	$\sim 10^{-2}$	1,30 a 2,40	0,01 a 0,10	1,50	$\sim 0,07$
Estado Limite de Durabilidade (ELD)	-	-	-	-	0,80 a 1,60	0,05 a 0,20	-	-

* A NBR 6118:2007 não insere em seu texto o índice de confiabilidade, e sim coeficientes de segurança que variam de acordo com as classes de conseqüências da estrutura, correspondendo a um índice de confiabilidade de 4,2 a 4,75 (Da Silva, 2001).

Observa-se que quanto menor o índice de confiabilidade maior a probabilidade de falha, que variam em função do estado limite. O índice de confiabilidade é menor para o estado limite de durabilidade (ELD), seguido pelo estado limite de serviço (ELS) e pelo estado limite último (ELU). Isso se deve ao comprometimento estrutural relacionados aos dois últimos estados, que demandam probabilidades de falha reduzidas, logo possuem elevados índices de confiabilidade.

O *fib* 34 (2006) e o *fib* 53 (2010) associam o índice de confiabilidade à classe de exposição da estrutura, seguindo a classificação dos ambientes de exposição proposta na EN 206 (2000), os quais são apresentados na Tabela 17.

Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

Tabela 17: índice de confiabilidade x probabilidade de falha para a despassivação

Classe de exposição EN 206 (2000)	<i>fib</i> 34 (2006)		<i>fib</i> 53 (2010)	
	Beta (β)	p_f	Beta (β)	p_f
XC1 ^a	-	-	1,00	0,160
XC2 e XC3 ^b	-	-	1,50	0,067
XC4 ^c	-	-	2,0	0,023
XC, XS e XD ^d	1,30	0,10	-	-

^{a)} Ambiente seco ou permanente úmido. ^{b)} Ambiente seco raramente úmido, moderadamente úmido. ^{c)} Ambiente com ciclo de molhagem e secagem. ^{d)} Todas as classes de exposição.

Diferente do referido pelo *fib* 34 (2006), que indicava um $\beta=1,30$ único para as todas as classes de exposição (XC, XS e XD), nota-se que na publicação mais recente (*fib* 53 2010), para cada classe é associado um índice de confiabilidade próprio, que varia conforme o grau de agressividade de meio.

4.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A ABORDAGEM PROBABILÍSTICA

Neste capítulo se discutiu que existem vários processos estocásticos que podem ser empregados para fins de previsão de vida útil de estruturas de concreto, sendo a análise de confiabilidade um dos mais empregados (ANG e TANG, 1975; ANDRADE, 2001). Esta análise em geral, é conduzida pelo método de Simulação de Monte Carlo (FRANGOPOOL, 1997; ANDRADE, 2001, ROSTAM, 2005; ANN et al., 2010, entre outros).

Vários autores destacam a importância da estimativa da vida útil via processos probabilísticos, uma vez que as incertezas do processo de degradação podem ser inseridas. Para Isaia (2005) toda predição que se pretenda realizar para a vida útil de uma estrutura de concreto deve partir da modelagem matemática dos fenômenos físico-químicos e das propriedades envolvidas, de maneira mais precisa possível, para que se possa chegar a um resultado confiável. Segundo Clifton (1990), os métodos que combinam o emprego de modelos matemáticos de deterioração com análise estocástica, como a teoria de confiabilidade, talvez sejam os que no futuro proporcionem os melhores resultados de predição. A tendência referida pelo autor é verificada nas publicações da área, sendo empregada neste trabalho.

5 ABORDAGEM METODOLÓGICA

"A verdadeira constituição das coisas gosta de ocultar-se".

(Heráclito de Éfeso, 500 a.C.)

Neste capítulo descrevem-se as estratégias, os métodos⁶¹ e as técnicas⁶² de pesquisa utilizadas para o desenvolvimento deste trabalho.

5.1 MÉTODOS E TÉCNICAS DE PESQUISA

A técnica de grupos focais, de caráter fenomenológico, típica de pesquisas qualitativas e amplamente difundida nas ciências sociais, foi utilizada neste trabalho a fim de coletar conhecimentos empíricos⁶³ de especialistas em durabilidade do concreto. Com isso, elaborou-se um modelo de previsão de vida útil para o período de iniciação da corrosão induzida por carbonatação.

Complementar à técnica de grupo focal, foi conduzido um estudo comparativo com várias pesquisas da literatura, a fim de confirmar os apontamentos procedentes dos dados coletados com o grupo focal face à degradação do concreto por carbonatação.

A **estratégia de grupo focal** foi destinada à coleta de informações (dados) de degradação por carbonatação. Destaca-se que existem vários trabalhos na literatura destinados ao estudo da carbonatação natural do concreto (ISAIA et al., 2001; PAULETTI, 2007; MEIRA, 2004, entre outros). Contudo, devido a fatores inerentes aos ensaios de degradação, raramente é possível

⁶¹ O método de pesquisa é o procedimento sistemático empregado para a descrição e explicação do estudo.

⁶² As técnicas de pesquisa são as diversas etapas necessárias à realização da pesquisa.

⁶³ Fundamenta-se em experiências do cotidiano, podendo derivar de experiências causais, por meio de erros ou acertos, sem a fundamentação de postulados metodológicos (FACHIN, 2005, p. 9). Em suma, no contexto desta pesquisa, o conhecimento empírico é aquele adquirido ao longo dos anos pelo especialista face os estudos, pesquisas, leituras e discussões por ele realizadas, ou seja, é derivado do conhecimento adquirido com experiências anteriores.

considerar em um único experimento todas as variáveis que afetam o fenômeno de carbonatação do concreto. Também a realização de ensaios em condições naturais de exposição (0,03% a 1% de CO₂) demandam tempos relativamente longos, pois o ingresso do CO₂ através do concreto ocorre lentamente⁶⁴, dependendo das características do concreto (como composição química do cimento, relação água/cimento, presença de adições, entre outros).

Por essas razões, optou-se pelo levantamento da opinião de especialistas por meio da estratégia de pesquisa de grupo focal, a qual permitiu a consideração de diversas variáveis de influência do processo, gerando uma base de dados considerável de deterioração por carbonatação. Os dados coletados deram origem a um modelo matemático de predição da profundidade de carbonatação do concreto, que foi verificado e validado com dados da literatura oriundos de ensaios de carbonatação natural. A compilação dos dados destes trabalhos possibilitou a criação de um banco de dados de degradação por carbonatação natural, apresentado no Apêndice C.

O modelo proposto pode ser empregado para análise de desempenho à degradação ou para a previsão de vida útil de projeto de estruturas novas ou existentes, determinando a profundidade de carbonatação do concreto no tempo “*t*” ou o tempo necessário para a despassivação dado um determinado cobrimento da armadura. Para a previsão de vida útil, empregou-se a simulação de Monte Carlo e análise de confiabilidade, pois se considera que a vida útil pode ser definida apenas em termos probabilísticos.

Destaca-se ainda que, em estudos de engenharia, o uso da estatística é imperativo para o sucesso ou o fracasso do projeto proposto. A definição e a correta aplicação das ferramentas estatísticas cooperam para a obtenção da resposta do problema, contribuindo para a otimização do sistema. Dentro deste contexto, e com base nas estratégias de pesquisa adotadas, tem-se a análise de variância (ANOVA), a regressão múltipla não linear e linear e a comparação múltipla de médias como ferramentas estatísticas com potencial de utilização. Além disso, o processo estocástico de teoria de confiabilidade será empregado nas simulações.

⁶⁴ Kobuku e Nagataki (1989) relatam que para concretos com relações água/aglomerante reduzidas (inferiores a 0,50), o tempo demandado para a determinação da velocidade de carbonatação pode ser de até 20 anos. Já quando essa relação é maior (superior a 0,60), com aproximadamente um ano de ensaio já se obtém resultados de profundidades carbonatadas.

5.2 DELINEAMENTO DA PESQUISA

O delineamento da pesquisa visou garantir a replicabilidade dos resultados obtidos, contando com a sistematização e descrição detalhada dos procedimentos e métodos adotados. Não obstante, o estudo ainda contempla um grande número de variáveis e emprega estratégias de pesquisa diferenciadas. A Figura 29 apresenta o delineamento do trabalho, em suas principais etapas de modelagem da degradação do concreto, previsão de vida útil e validação da proposta.

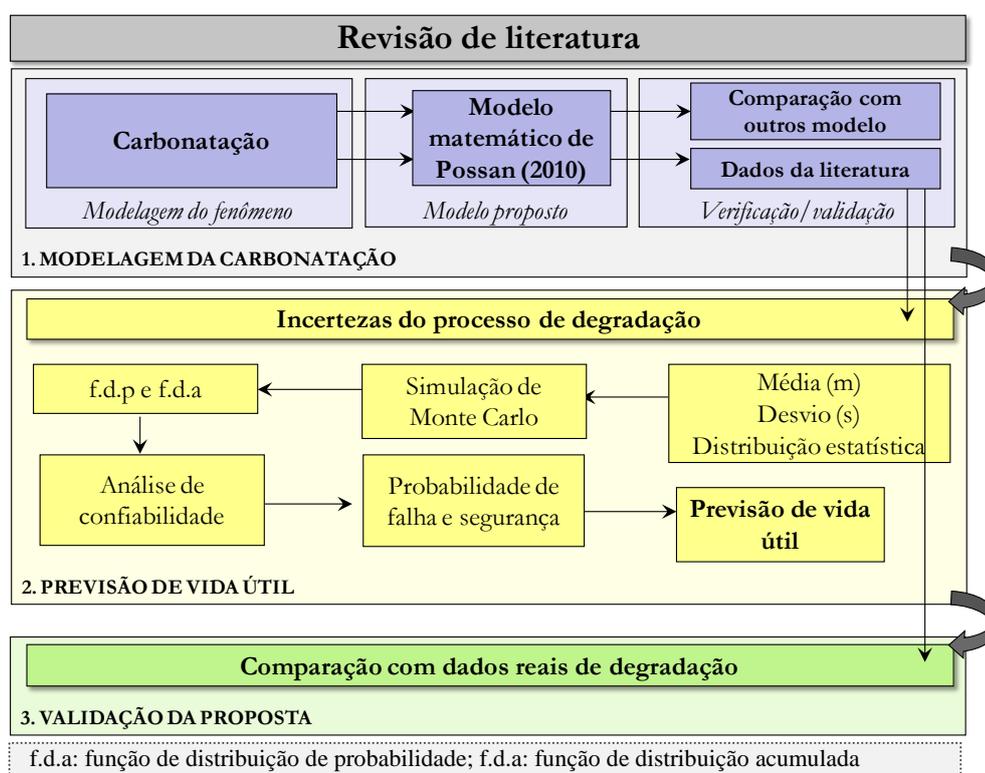


Figura 29: delineamento da pesquisa

A primeira etapa refere-se à modelagem da degradação do concreto em decorrência da ação da carbonatação. Desenvolveu-se um modelo matemático, baseado na técnica de grupos focais, que foi verificado e validado com dados de carbonatação natural oriundos de ensaios não acelerados realizados por vários pesquisadores brasileiros (ISAIA et al., 2001, MEIRA, 2004, PAULETTI, 2007, entre outros). O modelo também foi comparado com outros modelos da literatura destinados à previsão de vida útil das estruturas de concreto, para o período de iniciação da corrosão.

A técnica de pesquisa de grupo focal foi utilizada nesta pesquisa, pois havia o interesse de coletar informações acerca do conhecimento de especialistas em durabilidade em relação à Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

cinética da carbonatação no concreto. Outro fator importante é que esta técnica propicia a coleta de um elevado número de dados, é relativamente barata de ser realizada e ainda apresenta caráter inédito no estudo da carbonatação.

A segunda etapa, a de previsão de vida útil, emprega o modelo proposto na etapa anterior com a inclusão das incertezas do processo de degradação por meio de uma abordagem probabilística, propondo uma metodologia para a estimativa da vida útil das estruturas de concreto degradadas por carbonatação firmada nos princípios da teoria de confiabilidade e Simulação de Monte Carlo (SMC). Como discutido no capítulo 4, a teoria de confiabilidade foi uma das primeiras abordagens estocásticas empregadas para fins de previsão de vida útil, sendo bastante difundida na literatura e aplicada por diversos pesquisadores (CHEUNG e KYLE, 1996; FRANGOPOL, ENRIGHT e RELTSYS, 2000; FERREIRA, 2006, ANDRADE, 2001; SUDRET, 2008; NARASIMHAN e CHEW, 2009; ANN et al., 2010, entre outros).

Nesta etapa, o modelo de comportamento proposto é definido como função de estado limite de durabilidade (ELD) para o agente agressivo nas simulações probabilísticas, fazendo uso de informações advindas da literatura acerca das propriedades estatísticas das variáveis (desvio padrão, média e distribuição de probabilidade). O estado limite de durabilidade refere-se à diferença entre a profundidade carbonatada e a espessura de cobrimento do concreto. Se a profundidade carbonatada for menor que a espessura de cobrimento, se admite que o estado limite de durabilidade não foi atingido. Se for maior, se estabelece que o estado limite de durabilidade foi alcançado ou a estrutura está suscetível à falha.

A terceira e última etapa consiste na aplicação do modelo proposto para casos reais e degradação do concreto devido à carbonatação, a fim de verificar se as estimativas de vida útil conferidas nas simulações probabilísticas (análise de confiabilidade) se reportam à realidade. Para tal, conduziu-se uma simulação do modelo com dados reais de degradação por carbonatação da literatura, a fim de verificar se os valores de vida útil determinados nas simulações são condizentes aos verificados nas edificações.

Neste trabalho também dar-se-á início à criação um banco de dados (função da compilação de vários trabalhos da literatura), que poderá ser alimentado continuamente ao longo do tempo com dados de trabalhos futuros, possibilitando maior acurácia às modelagens subseqüentes e,

obviamente, conduzindo a uma maior aproximação da vida útil das estruturas de concreto armado quando submetidas à ação de CO₂.

5.2.1 Modelagem da Carbonatação do Concreto Via Grupo Focal

O conhecimento científico da durabilidade do concreto apresenta-se bastante fragmentado, uma vez que os estudos que são conduzidos envolvem poucas variáveis de análise, implicando em dificuldades na generalização e modelagem dos dados obtidos, assim como na transposição destes para situações reais (MEHTA, 1991; IDORN, 2005; PAULETTI, POSSAN, DAL MOLIN, 2007).

Neste sentido, objetivando o desenvolvimento de um modelo de previsão de vida útil para a carbonatação do concreto, considerando as principais variáveis que influenciam o processo, conduziu-se nesta pesquisa uma sessão de grupo focal. A metodologia adotada, o planejamento e condução da reunião, a escolha dos participantes e a análise dos resultados são descritos na seqüência.

5.2.1.1 Metodologia

O método adotado possui caráter qualitativo-quantitativo, sendo representado pela técnica de grupo focal, a qual foi conduzida com especialistas em durabilidade do concreto de diferentes regiões do Brasil, bem como de outros países da Ibero-América, selecionados previamente em função da disponibilidade de recursos e condições de deslocamento. A reunião foi realizada na cidade de Porto Alegre, RS, em paralelo ao Pré-Conpat 2005⁶⁵. No fluxograma da Figura 30 são apresentadas as etapas de planejamento, condução da sessão e análise dos resultados, necessárias à pesquisa.

Cientes de que o planejamento é de fundamental importância para o sucesso do grupo focal (Morgan, 1997; Krueger, 1994, Ribeiro e Ruppenthal, 2003, entre outros.), este teve início após uma ampla revisão de literatura sobre o tema, onde foram identificados os principais parâmetros e fatores de influência para o estudo da carbonatação do concreto. Posteriormente, elaborou-se o questionário empregado na discussão e, por fim, foram selecionados os especialistas que compuseram o grupo.

⁶⁵ Pré-Conpat 2005: Pré-Congresso Latino-Americano de Patologia da Construção, realizado nos dias 15 e 16 de setembro de 2005, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

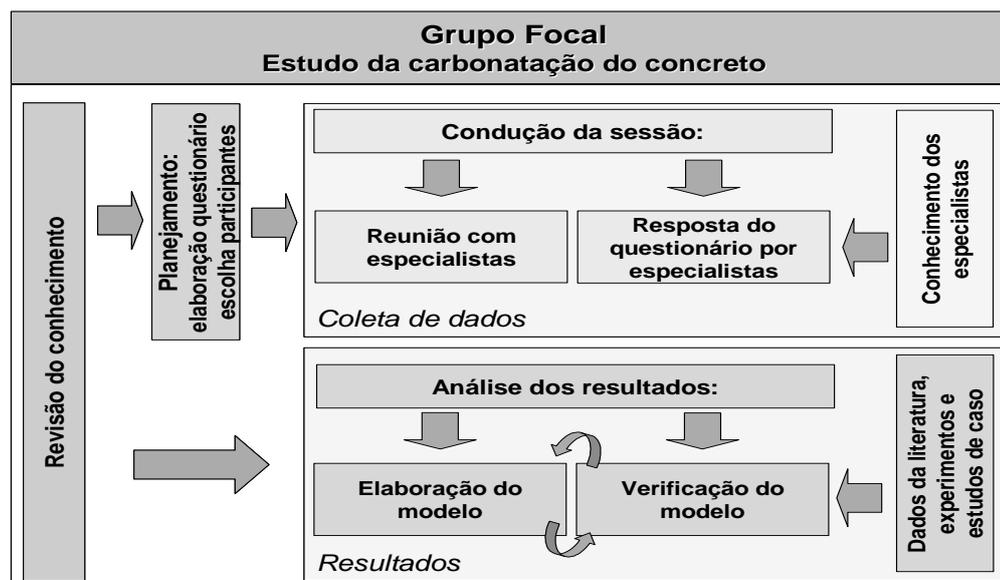


Figura 30: fluxograma da reunião de grupo focal, construção e validação do modelo

A etapa de análise dos resultados teve início com a observação das respostas contidas no questionário e, por regressão, cada variável de estudo foi modelada isoladamente e, então, comparada com o comportamento descrito na literatura. Posterior a isso, elaborou-se o modelo de comportamento e fez-se a verificação com dados da literatura.

5.2.1.2 Planejamento: elaboração do questionário e seleção dos participantes

Com base nos estudos apresentados na literatura (HOUST e WITTMANN, 2002; NEVILLE, 1997; UOMOTO e YAKADA, 1993, entre outros), para a condução do grupo focal foram julgados como de grande importância no estudo da degradação do concreto, quando susceptível à ação do CO_2 , os fatores e as respectivas variáveis de influência mostradas na Figura 31.

Têm-se como fatores principais de influência na degradação do concreto por carbonatação as condições ambientais, a proteção à chuva e as características do concreto. O primeiro agrega as variáveis de influência concernentes à umidade relativa (UR), à temperatura (T) e à concentração de dióxido de carbono (CO_2) na atmosfera. O fator proteção à chuva refere-se à situação do elemento ou estrutura em análise estar protegido (sim) em ambiente interno ou externo ou desprotegido (não) da chuva. Por fim, as características do concreto são representadas pelas seguintes variáveis: resistência à compressão axial (f_c); tipo e teor de adições minerais; e tipo de cimento empregado na produção do concreto. A variável tempo (t), que também pode ser explicitada como a idade do elemento estrutural ou da estrutura, em anos, está diretamente vinculada à velocidade de penetração de CO_2 através do concreto, sendo fundamental sua determinação.

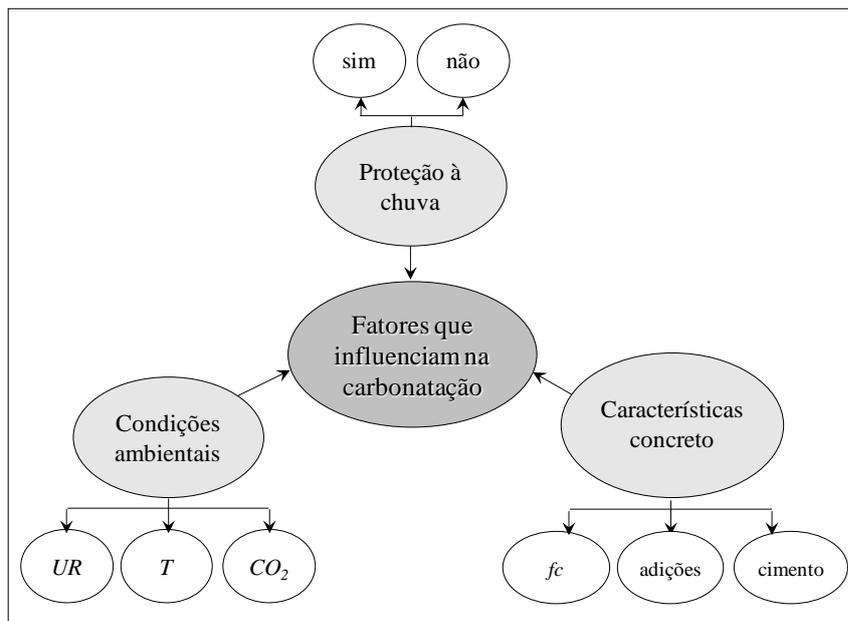


Figura 31: fatores de influência na carbonatação do concreto com variação temporal

Para cada fator de influência, a adoção das variáveis principais baseou-se na facilidade de aquisição dos dados para entrada do modelo. Foram preteridas aquelas que demandam a realização de experimentos de longa duração bem como a utilização de equipamentos de difícil obtenção ou acesso (como o coeficiente de difusão, tamanho dos cristais de hidróxido de cálcio, entre outras). Já aquelas que apresentam grande influência no fenômeno de carbonatação do concreto, são de fácil obtenção e podem ser coletadas em ensaios de campo e de laboratório, foram prezadas (como resistência à compressão do concreto, teor de CO_2 do ambiente, tipo de cimento, entre outras). Na Tabela 18, são apresentados os parâmetros e as principais variáveis, assim como seus níveis, inseridos no questionário de grupo focal.

Com relação à seleção da resistência à compressão como parâmetro de estudo, destaca-se que existem dois parâmetros básicos que podem ser empregados na classificação de um concreto quanto à durabilidade: um com base na sua resistência à compressão e outro com base na sua relação água/cimento ou água/aglomerante. A NBR 6118 (2007) adota estes dois parâmetros para especificar os requisitos mínimos necessários à qualidade do concreto de cobertura.

Sabe-se que isoladamente a resistência⁶⁶ não reflete as características de durabilidade de um concreto, uma vez que outros fatores, como tipo e teor de cimento, presença, teor, tipo e

⁶⁶ Embora um concreto de resistência mais alta seja, em certas circunstâncias, mais durável do que um concreto de resistência mais baixa, a resistência à compressão não é, por si só, uma medida completa da durabilidade do concreto, pois esta depende, primariamente, das propriedades das camadas superficiais da peça, as quais têm Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

finura de adições, entre outros, interferem no comportamento microestrutural, sobretudo na porosidade do material, interferindo nas propriedades que afetam a durabilidade. No entanto, o parâmetro de resistência à compressão axial inserido na modelagem não foi tratado isoladamente, sendo vinculado aos aglomerantes (cimento e adições) empregados na produção do concreto.

Tabela 18: variáveis selecionadas para discussão no grupo focado

Parâmetros	Características	Níveis
Características do concreto	Resistência à compressão do concreto (f_{cj})	20
		30
		40
		50
		60
	Tipo de adição	Sílica ativa (SA)
		Metacaulim (MC)
		Cinza de casca de arroz (CCA)
	Teor de adição (%)	0
		5
10		
25		
Tipo de cimento		CP II F ⁶⁷ CP II Z ⁶⁸ CP II E ⁶⁹ CP III ⁷⁰ CP IV ⁷¹ CP V ARI ⁷²
Condições ambientais	Umidade relativa (%)	50
		70
		90
	Temperatura (°C)	5
		20
		35
	Teor de CO ₂ do ambiente (%)	0,03
1,0		
3,0		
Condições de exposição	Desprotegido da Chuva	Ambiente externo
	Protegido da chuva	Ambiente interno
		Ambiente externo
Tempo	Idade (anos)	20
		30
		40
		60

efeito limitado em sua resistência à compressão. A moldagem e a cura, ao contrário, têm influência decisiva sobre a permeabilidade dessas camadas. No entanto, o atendimento da resistência de projeto (f_{ck}), por meio de uma dosagem adequada do concreto, pode ser um fator determinante na vida útil da estrutura.

⁶⁷ CP II F: cimento Portland composto com filler - NBR 11578. Não há equivalente na ASTM.

⁶⁸ CP II Z: cimento Portland composto com pozzolana - NBR 11578. *Pozzolan-modified portland* - ASTM C 595).

⁶⁹ CP II E: cimento Portland composto com escória - NBR 11578. *Slag-modified portland* - ASTM C 595.

⁷⁰ CP III: cimento Portland de alto forno - NBR 5735. *Portland blastfurnace slag* - ASTM C 595.

⁷¹ CP IV: cimento Portland pozzolânico - NBR 5736. *Portland pozzolan* - ASTM C 595.

⁷² CP V ARI: cimento Portland de alta resistência inicial - NBR 5733. *Portland with high early strenght* - ASTM C 150.

Em relação à água/aglomerante ou água/cimento, a seleção da resistência à compressão axial fundamenta-se por apresentar maior facilidade de determinação *in loco*. Os ensaios requeridos para sua obtenção são, em geral, baratos e podem ser conduzidos praticamente em todas as regiões brasileiras. Outro aspecto relevante está atrelado às exigências normativas, que prescrevem a resistência à compressão como parâmetro obrigatório do controle de qualidade tecnológico do concreto, exigindo que sua determinação seja procedida, anotada e arquivada. Além disso, desde a disseminação do concreto como material de construção, a resistência à compressão foi tomada como fator de controle da qualidade deste material, de forma que os construtores são familiarizados com esta propriedade.

Identificadas as variáveis, após um pré-teste acompanhado de várias discussões com o moderador da reunião e orientadores da tese, o questionário para a condução do grupo focal foi definido. O mesmo agrega 32 questões (gerais, específicas e de verificação) que, juntamente com as respostas obtidas durante a sessão, são apresentadas no Apêndice 1. As questões eleitas envolveram os parâmetros apresentados na Tabela supracitada, considerando os efeitos isolados e as possíveis interações entre os mesmos. Em decorrência disso, um elevado número de variáveis foi testado, contribuindo para o alcance do objetivo proposto.

Elaborado o questionário, partiu-se para a seleção dos participantes⁷³ da reunião de grupo focal. Estes foram nomeados levando em consideração a área de pesquisa de atuação, sendo convidados especialistas em durabilidade das estruturas de concreto armado, com foco em carbonatação.

Nove especialistas em carbonatação do concreto estiveram presentes na reunião de grupo focal, sendo um espanhol, da Escola Técnica Superior de Caminhos, Canais e Portos de Madri⁷⁴ (Madri, Espanha), um mexicano do CIVENSTAV-IPN⁷⁵ (Mérida, México) e sete brasileiros. A representação brasileira se deu pela participação de um especialista de cada uma das seguintes instituições: Universidade de Brasília (UNB, Brasília, DF)⁷⁶; Universidade de Passo Fundo (UPF, Passo Fundo, RS)⁷⁷; Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS,

⁷³ Fizeram-se presentes ao menos um especialista de cada centro de pesquisa em durabilidade do Brasil. O fato da maioria dos participantes serem oriundos do Sul do país é justificado pela existência de dois grandes núcleos de pesquisa, sendo um em Porto Alegre e outro em Santa Maria, e também pelo fato da reunião ser realizada nesta região, o que facilitou o deslocamento destes.

⁷⁴ Professor Manuel Fernandez Cánovas, Escuela Superior de Caminos, Canales y Puertos (E.T.S.CCP).

⁷⁵ Pesquisador Pedro Castro Borges, Centro de Investigassem y de Estudios Avanzados Del Instituto Politécnico Nacional (Cinvestav).

⁷⁶ Professor Antonio Alberto Nepomuceno.

⁷⁷ Professora Aguida Gomes Abreu.

São Leopoldo, RS)⁷⁸; Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS, Porto Alegre, RS)⁷⁹; Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, Santa Maria, RS)⁸⁰; Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul (PUC, Porto Alegre, RS)⁸¹ e Centro Universitário FEEVALE⁸² (Novo Hamburgo, RS). Posteriormente, dois especialistas responderam o questionário por e-mail, sendo um da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS, Porto Alegre, RS)⁸³ e outro da Universidade de São Paulo (USP, São Paulo, SP)⁸⁴. No total, onze especialistas cooperaram com os questionamentos da pesquisa.

A reunião também foi acompanhada por dois observadores participantes⁸⁵, alunos do curso de doutorado da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS, Porto Alegre, RS), os quais tomaram nota dos principais momentos de discussão que se sucederam durante a sessão.

5.2.1.3 Condução da sessão

O moderador que conduziu a sessão e prestou assessoramento à elaboração do questionário, conduzindo a análise dos resultados e formulação do modelo, é professor⁸⁶ do curso de Pós-graduação em Engenharia de Produção da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS, Porto Alegre, RS), sendo e especialista em assuntos desta natureza.

A condução da reunião teve início com a apresentação dos participantes, seguida da exposição do objetivo e da descrição metodológica. Na seqüência, fez-se a descrição do problema de pesquisa (ou cenário), sendo este o gerador inicial das discussões, o qual guiou os participantes da sessão, sempre instigados pelo moderador, a responderem às 32 questões apresentadas no questionário do Apêndice A.

Para tal, o cenário, definido no início do encontro, apresentou aos especialistas uma edificação hipotética exposta ao ambiente urbano da cidade de Porto Alegre, RS, Brasil. Segundo dados meteorológicos (INMET, 2004), a temperatura e a umidade relativa média, nos últimos 20 anos, foram de aproximadamente 20°C e 70%, respectivamente. Como as estações de controle de ar não monitoram as emissões de CO₂, assumiu-se, com base na

⁷⁸ Professor Claudio de Souza Kazmierczak.

⁷⁹ Professora Denise C. C. Dal Molin.

⁸⁰ Professor Geraldo Cechella Isaia.

⁸¹ Professor Jairo José de Oliveira Andrade.

⁸² Professora Marlova Piva Kulakowski.

⁸³ Professor Luiz Carlos Pinto da Silva Filho.

⁸⁴ Professor Paulo Roberto do Lago Helene.

⁸⁵ Cristiane Pauletti e Simone Dorneles Venquiaruto.

⁸⁶ Professor José Luis Duarte Ribeiro.

literatura, uma concentração média deste gás em torno de 0,03%. Admitiu-se que a edificação foi construída há 20 anos, com cimento isento de adições pozolânicas, fazendo uso de boas práticas construtivas e que o concreto empregado sofreu cura úmida durante três dias. Então, considerando-se um pilar protegido da chuva, foram conduzidas as discussões com base no questionário proposto.

Cada questão era apresentada simultaneamente para todos os especialistas e, após uma breve discussão, sempre coordenada pelo moderador, as respostas eram anotadas, sendo passíveis de eventuais alterações por parte dos especialistas. Para o preenchimento do questionário foram tomadas respostas quantitativas.

A reunião ocorreu em um único encontro com aproximadamente 3 horas de duração. Além das anotações *in loco* (informações de caráter quantitativo), todas as informações referentes às discussões (informações de caráter qualitativo) do assunto em questão foram gravadas em áudio e vídeo e posteriormente analisadas.

5.2.1.4 Análise e interpretação dos resultados

A análise dos resultados foi baseada nos valores médios das respostas obtidas para cada questionamento proposto na sessão de grupo focal, sendo que questões referentes ao mesmo tópico foram agrupadas e assim analisadas. Para tal, fez-se uso de técnicas estatísticas de análise de dados. Quando necessário, recorreu-se às discussões geradas durante a sessão, gravadas em áudio. Todas as informações coletadas foram contrastadas com a literatura específica.

5.2.2 Previsão de Vida Útil

Devido à natureza aleatória dos vários parâmetros que governam o desempenho das estruturas de concreto armado, uma abordagem probabilística em oposição a uma determinista do processo de carbonatação do concreto se faz necessária para uma maior aproximação da vida útil da estrutura, visto que, a abordagem probabilística insere as aleatoriedades inerentes ao processo de degradação, conduzindo a estimativas mais aproximadas de situações reais.

Na Figura 32 apresenta-se resumidamente a metodologia adotada para a estimativa de vida útil de estruturas de concreto atacadas por carbonatação (período de iniciação da corrosão).

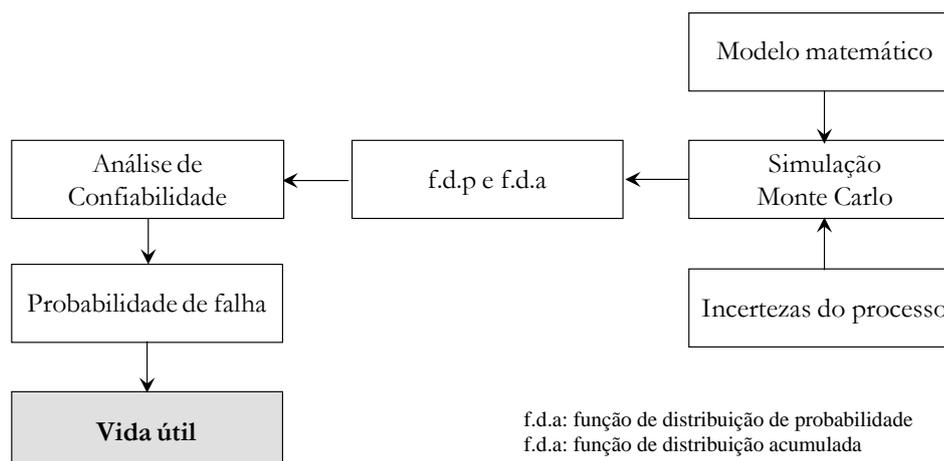


Figura 32: estágios do processo de simulação da degradação do concreto por carbonatação

Para tal, o modelo matemático proposto é empregado como função de degradação para o estado limite de durabilidade (ELD), tendo suas variáveis de entrada descritas em termos probabilísticos. Cinco variáveis do modelo (resistência à compressão, espessura de cobertura, profundidade de carbonatação, umidade relativa e concentração de CO_2) foram tomadas como aleatórias. As demais variáveis (tipo de cimento, tipo e teor de adição) foram consideradas determinísticas face à dificuldade da obtenção e à carência de dados referentes à variabilidade e ao desconhecimento das distribuições típicas de suas propriedades físico-químicas.

Para cada variável aleatória de entrada da função de estado limite, a consideração das incertezas do processo exige o conhecimento dos valores médios (μ), do coeficiente de variação (CV), do desvio-padrão (σ) e distribuição de probabilidade característica, as quais foram compiladas da literatura e introduzidas na modelagem via simulação de Monte Carlo. Com isso obtêm-se a função de distribuição de probabilidade $f(x)$ (f.d.p) e função de distribuição acumulada $F(x)$ (f.d.a)⁸⁷ de cada variável, e, empregando-se o modelo proposto, obteve-se a distribuição de probabilidade conjunta das variáveis em função do tempo. Finalmente, por análise de confiabilidade, dada uma probabilidades de falha de ocorrência do dano, para um índice de confiabilidade do estado limite em estudo, estimou-se a vida útil da estrutura de concreto. Nos itens que seguem, descrevem-se os procedimentos que foram adotados neste estudo para a previsão da vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano.

⁸⁷ Também denominada de Função acumulada.

5.2.2.1 Tipo de Distribuição Adotada para a vida útil.

Empregou-se neste trabalho a proposta do CEB (1997), na qual a vida útil de projeto de uma estrutura de concreto - período de iniciação da corrosão devido à carbonatação – pode ser representada por uma função de densidade de probabilidade, conforme apresentado na Figura 33.

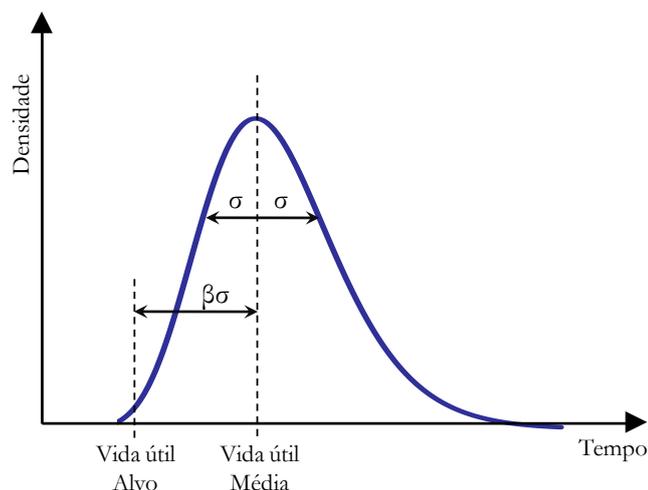


Figura 33: distribuição genérica da vida útil das estruturas
(CEB, 1997)

Suponha que seja requerida uma determinada vida útil alvo para uma estrutura de concreto. Em função das variabilidades existentes no processo de degradação e com o intuito de garantir o valor desejado, é necessário associar a esta determinação uma probabilidade de ocorrência, ou seja, uma probabilidade da vida útil requerida ser atingida. Essa probabilidade é vinculada a um índice de confiabilidade β que por sua vez depende do estado limite (EL) adotado para o projeto da estrutura. Com isso, obtêm a vida útil média, conforme representação da Figura 34. Neste procedimento admite-se que a vida útil das estruturas de concreto armado pode ser modelada através de um determinado tipo de distribuição estatística, considerando as distribuições estatísticas das variáveis de influência.

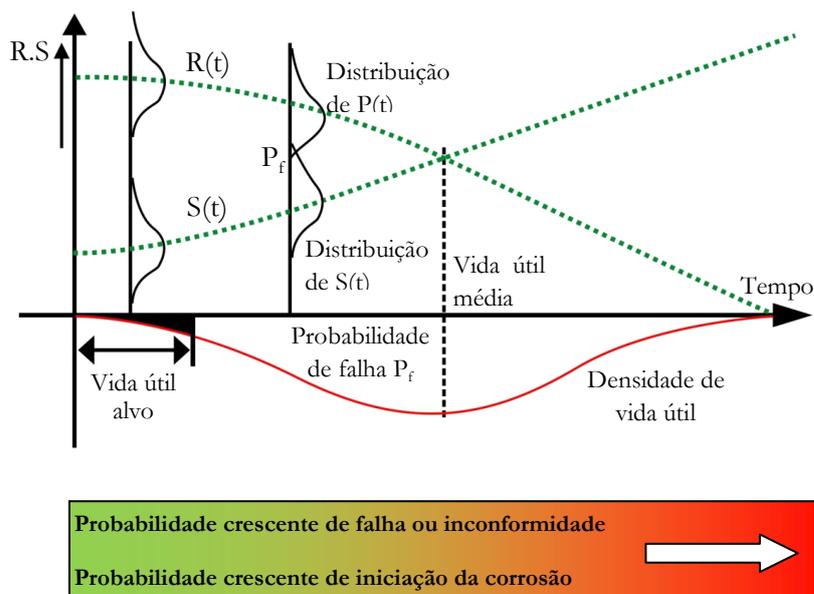


Figura 34: ilustração esquemática dos conceitos probabilísticos na vida útil (*fib* 53, 2010)

Existem várias distribuições de probabilidades (ver Tabela 13 no item 4.2.2) que podem ser empregadas para descrever a vida útil das estruturas de concreto armado. Para tanto, podem ser conduzidos testes de aderência, que são baseados na comparação entre a distribuição de probabilidade dos dados observados e uma distribuição teórica correspondente. Se a diferença entre as distribuições é pequena (menor que 0,05 ou 0,01), então não pode ser negado que, com algum grau de certeza, os dados de entrada advêm de um conjunto de resultados com os mesmos parâmetros que a distribuição teórica testada. Chung (2004) cita que podem ser empregados o método de aproximação gráfica, o teste de Kolmogorov–Smirnov (K-S), o teste do Qui-quadrado e do erro quadrado para este fim. Neste trabalho empregam-se os dois primeiros testes para verificar qual distribuição melhor representa a vida útil das estruturas de concreto armado.

5.2.2.2 Propriedades estatísticas das variáveis

Após a definição do modelo determinístico a ser empregado para a estimativa da degradação do concreto por carbonatação, se faz necessária a descrição probabilística das variáveis de entrada do modelo que serão tomadas como aleatórias. Para tal, a partir das descrições compiladas da literatura e apresentadas na Tabela 19, foram simulados cenários distintos alterando os valores médios e o desvio padrão ou coeficiente de variação (CV) de cada variável. Pela análise dos histogramas definiu-se o tipo de distribuição probabilística que melhor se ajusta à variável de análise, uma vez que a adequada descrição das mesmas é

Edna Possan (epossan@gmail.com) – tese de doutorado – Porto Alegre: PPGE/UFGRS, 2010.

fundamental para o sucesso das previsões de vida útil das estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

Verifica-se, na Tabela 19, que não há consenso na literatura quanto ao tipo de distribuição estatística para a maioria das variáveis, com exceção da temperatura e da umidade relativa que são descritas pela distribuição normal. Para a concentração de CO₂ a maioria dos autores cita a distribuição normal como a que melhor descreve essa variável. Já para a relação água/cimento, a resistência à compressão, a profundidade de carbonatação e a espessura de cobrimento as referências a cerca das distribuições não seguem uma tendência, sendo descritas na literatura pelas distribuições Normal e Lognormal.

Ressalta-se que este trabalho não objetiva indicar as descrições mais adequadas destas variáveis e sim, verificar seu comportamento e influência para o modelo proposto. Neste sentido, o trabalho desenvolvido por Jordão (2006) apresenta a descrição de algumas variáveis de influência na degradação de estruturas de concreto. A autora investigou quatro edificações distintas localizadas em zona urbana, longe da costa, propondo funções de densidade de probabilidade e parâmetros estatísticos representativos.

Quanto ao coeficiente de variação (CV), as diferenças citadas pelos diversos pesquisadores, especialmente para as variáveis de projeto das estruturas de concreto armado (como a relação água/cimento, a resistência à compressão e a espessura de cobrimento), podem ser vinculadas à qualidade de execução e ao controle de qualidade dos elementos estruturais, que tem influência direta no coeficiente de variação; quanto maior o CV, menor o controle adotado.

Na Tabela 19 observa-se que o CV das duas principais variáveis de influência na previsão de vida útil de estruturas, sujeitas à carbonatação possui grandes variações. Os CVs da espessura de cobrimento e da profundidade de carbonatação variam de 0,1 a 0,51 e de 0,14 a 0,64, respectivamente.

Tabela 19: propriedades estatísticas das variáveis

Variável	Média	Desvio padrão	CV	f.d.p ¹	Autor
Concentração de CO ₂ (%)	0,043	0,0065	0,15	Normal	Teplý et al. (1993) ^a
	0,043	0,0065	0,15	Normal	Keršner et al. (1996) ^a
	0,055	0,0089	0,145	Normal	Gomes (1997)
	0,036	0,0062	0,17	Lognormal	Da Silva (1998)
	0,036	0,0053	0,15	Normal	Izquierdo (2003)
	1,300	0,1950	0,15	Normal	Carmona (2004)
	0,058	0,0080	0,15	Lognormal	Jordão (2006)

Tabela 19: propriedades estatísticas das variáveis (continuação)

Variável	Média	Desvio padrão	CV	f.d.p ¹	Autor
Umidade Relativa (%)	65,00	9,75	0,15	Normal	Teplý et al. (1993) ^a
	65,00	9,7	0,15	Normal	Teplý et al. (1993) ^a
	69,00	10	0,15	Normal	Gomes (1997)
	65,00	9,75	0,15	Normal	Da Silva (1998)
	68,00	2,72	0,04	Normal	Carmona (2004)
	65,06	17,15	0,26	Normal	Jordão (2006)
Temperatura (°C)	22,80	4,41	0,19	Normal	Jordão (2006)
	19,00	3,40	0,179	Normal	Gomes (1997)
Profundidade de carbonatação (mm) para um t=10 anos	9,00	3,20	0,35	Normal	Duranet (2001)
Diferença entre a profundidade de carbonatação máxima e a média (mm)	5,00	1,00	0,20	Lognormal	Siemes et al. (1985)
Profundidade de carbonatação (mm) obtida da média entre seis estruturas	22,60	3,16	0,14	Normal	Figueiredo (2004)
Profundidade de carbonatação (mm) de pilares de um estacionamento	25,40	16,25	0,64	Normal	Carmona (2004)
Profundidade de carbonatação (mm) – ponte com 18 anos de idade.	11,62	2,45	0,21	Weibull ²	Ann et al. (2010)
	24,66	3,74	0,14	Weibull ³	Ann et al. (2010)
	17,43	2,88	0,16	Weibull ⁴	Ann et al. (2010)
Resistência à compressão (MPa)	21,30	5,00	0,23	Lognormal	Gomes (1997)
	20,50	2,66	0,13	Normal	Cremonini (1994)
	43,00	5,16	0,12	Lognormal	Vrouwenvrlder et al.(1999) ^b
	27,20	2,80	0,14	Normal	Figueiredo (2004)
Relação água/aglomerante	0,50	0,025	0,05	Lognormal	Siemes et al. (1985)
	0,40-0,90	0,04-0,09	0,10	Lognormal	Da Silva (1998)
	0,50	0,059	0,1	Lognormal	Gomes (1997)
	0,55	0,02	0,36	Normal	Duranet (2001)
Cobrimento do concreto (mm)	20	5,00	0,25	Lognormal	Siemes et al. (1985)
	35,00	4,90	0,14	Lognormal	Siemes et al. (1985)
	Projeto	10,00	0,10	Lognormal	CEB (1997)
	30,00	4,50	0,15	Lognormal	Schiessl (1999)
	11,24	1,91	0,17	Lognormal	Da Silva (2001)
	27,00	4,20	0,15	Normal	Duranet (2001)
	14,31	2,00	0,14	Normal	Da Silva (2001)
	19,00	1,90	0,10	Normal	Da Silva (2001)
	30,87	2,77	0,09	Normal	Izquierdo (2003)
	33,62	3,69	0,11	Normal	Izquierdo (2003)
	23,30	3,60	0,15	Lognormal	Figueiredo (2004)
	15,70	8,00	0,51	Normal	Carmona (2004)
	57,87	12,61	0,22	Lognormal ²	Ann et al. (2010)
53,64	11,47	0,21	Lognormal ³	Ann et al. (2010)	
61,81	14,52	0,23	Lognormal ⁴	Ann et al. (2010)	

Obs. ¹Função de distribuição de probabilidade; ²Concreto sem fissuras; ³Concreto com fissuras; ⁴Junta de concretagem.

Fonte: ^aDa Silva (1998) e ^bAndrade (2001)

Edna Possan (epossan@gmail.com) – tese de doutorado – Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2010.

Neste sentido, Andrade (2001) propôs uma classificação para o CV da espessura de cobrimento do concreto, categorizado três níveis de controle de qualidade existentes na execução dos elementos estruturais de concreto, conforme indicações da Tabela 20.

Tabela 20: proposta de classificação do coeficiente de variação da espessura de cobrimento (Andrade, 2001)

Nível de controle⁸⁸	CV da espessura de cobrimento
Baixo	0,55
Médio	0,35
Alto	0,15

Com base nos dados apresentados na Tabela 19 e nos resultados de média, desvio padrão e coeficiente de variação calculados dos dados de profundidade de carbonatação natural de Pauletti (2009), tomando como referência a proposta de Andrade (2001), propõe-se a classificação do coeficiente de variação da profundidade de carbonatação do concreto apresentada na Tabela 21.

Tabela 21: proposta de classificação do coeficiente de variação da profundidade de carbonatação

Nível de controle	CV da espessura de cobrimento
Baixo	0,65
Médio	0,35
Alto	0,15

Destaca-se que, além do nível de controle do projeto e da execução da estrutura, a profundidade de carbonatação é influenciada por outros fatores, especialmente o micro clima, que confere elevadas variações na profundidade carbonatada do concreto de um mesmo elemento estrutural.

5.2.2.3 Geração das variáveis aleatórias

Nas simulações probabilísticas é necessária a geração de variáveis aleatórias, que são obtidas de um conjunto de números aleatórios ou pseudo-aleatórios. Existem vários métodos habilitados à geração destes números, desde tabelas de aleatórios a programas computacionais, como o Software MatLab[®].

⁸⁸ Os níveis de controle são associados por Andrade (2001) a características qualitativas conexas aos níveis de controle da execução dos elementos de concreto armado. Destaca que, atualmente, esses níveis de controle podem ser atrelados aos níveis de planejamento e controle adotados durante o projeto e a execução da edificação. Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

Neste trabalho, para a geração de números aleatórios, a modelagem probabilística da degradação do concreto por carbonatação e para a previsão de vida útil das estruturas, empregou-se o Software Excel[®]. A decisão por esse Software foi pautada na facilidade de programação do mesmo e na disponibilidade, uso e difusão do mesmo na engenharia. Mas como existem controvérsias a respeito do gerador de número pseudo aleatórios deste Software, fez-se uso de um aplicativo gratuito tipo *add in* denominado NtRand (*Numerical Technologies Random Generator for Excel*)⁸⁹, versão 3.0.1⁹⁰ desenvolvido pela *Numerical Technologies Inc* (MATSUMOTO e NISHIMURA, 1998).

Na Figura 35 são apresentadas as informações do aplicativo, o qual já foi empregado por diversos pesquisadores (HEYWOODA, SMITH, 2006 e HEO et al., 2008, entre outros) e referenciado como ferramenta potencial para a geração de números pseudo-aleatórios (MATSUMOTO e NISHIMURA, 1998 e WIKRAMARATNA, 2010).



Figura 35: Numerical Technologies Random Generator for Excel
<http://www.numtech.com/>

Os números aleatórios entre 0 e 1 são gerados inicialmente com distribuição uniforme, e depois transformados nas distribuições específicas de probabilidade de cada variável, impossibilitando que sejam geradas variáveis aleatórias negativas. Outro procedimento que pode ser adotado é o uso de variáveis truncadas, especialmente para as distribuições do tipo Lognormal.

A partir dos números pseudo-aleatórios r_i podem ser geradas as variáveis aleatórias X , através do método da transformação inversa. Como descrito no item 4.2.1, esse método usa a função de probabilidade acumulada $F(X)$, que varia de 0 a 1, combinada com os números pseudo-aleatórios.

⁸⁹ Citado no *Scopus* 839 vezes (consulta efetuada em 10 de maio de 2010).

⁹⁰ As simulações iniciais foram realizadas com a versão 2.1 do aplicativo, de janeiro de 2003.

Segundo Ang e Tang (1985), a geração dos números aleatórios é decisiva para o sucesso da simulação, sendo recomendado por O'Connor (2002) e GNEDENKO (1969) a condução de alguns testes para verificar a sua eficácia. Neste sentido, analisou-se a uniformidade, a aleatoriedade e a correlação dos números gerados pelo aplicativo NtRand, as quais, para o número de simulações adotadas, mostrou-se satisfatório.

5.2.2.4 Estados limites

Para este estudo admitiu-se como estado limite o estado limite de durabilidade (ELD) definido pela ISO 13823 (2008) - para a NBR 6118:2007 esse estado limite corresponde ao estado limite de serviço. O estado limite de durabilidade é associado à despassivação da armadura por carbonatação e seria atingido quando a profundidade de carbonatação do concreto e_c , em um determinado tempo t , fosse superior a espessura de cobertura do concreto d_c . Considerando tal assertiva, a função de estado limite genérica $G(t)$ estabelecida é representada pela Equação 41, com $g(t) < 0$ representando a falha do sistema.

$$G(t) = d_c - e_c, \quad \text{Equação 41}$$

Neste trabalho, assumiu-se como função de estado limite $d(t)$ e equação proposta para a predição da profundidade carbonatada do concreto, a qual é descrita no item 6.2.

5.2.2.5 Método de simulação adotado

Para as análises probabilísticas, existem vários métodos de simulação que podem ser adotados, como o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (*First Order Reliability Method* – FORM) e o Método de Confiabilidade de Segunda Ordem (*Second Order Reliability Method* – SORM), as Cadeias de Markov e o Método de Simulação de Monte Carlo.

A seleção do método é dependente do grau de complexidade da função de estado limite adotada, da resposta desejada para o sistema e do tempo de processamento necessário para a obtenção do índice de confiabilidade (ENGELUND, 1997). Em geral, para estudos de previsão de vida útil, o Método de Simulação de Monte Carlo é o mais empregado, dado sua facilidade de aplicação e aderência dos resultados. Andrade (2001), Lorensini (2006), Sudret (2008);

Marques e Costa (2010), Ann et al. (2010) entre outros, empregaram esse método para estimativas de vida útil de estruturas de concreto.

5.2.2.6 Número de simulações realizadas

Após a definição do software a ser empregado nas análises e do método de simulação adotado, partiu-se para a definição do número de simulações. A literatura (ANG e TANG, 1985; LORENSINI, 2006, entre outros) cita que deve ser conduzido um número elevado de simulações para melhor convergência dos resultados. Lorensini (2006), empregando o Matlab®, realizou 1.000.000 de simulações com a justificativa de que quanto maior o número de realizações, maior será o grau de confiabilidade dos resultados.

Andrade (2001) conduziu um estudo avaliando a influência do número de simulações no CV da probabilidade de falha e no tempo de processamento da resolução da função de erro de Fick, constatando que o CV da probabilidade de falha apresenta uma diminuição notável até as 5000 simulações com um tempo de processamento adequado (em torno de 18 segundos), considerando o fenômeno em estudo. A partir desse ponto, o autor observou um decréscimo mais gradativo, à medida que se aumenta a quantidade de simulações, onde os valores do CV ficaram em torno de 0,03.

Para este estudo foram conduzidos vários testes variando o número de simulações realizadas, verificando o tempo de processamento e o coeficiente de variação da probabilidade de falha, cujo resultados são apresentados na Figura 36.

Verificou-se uma demora computacional elevada (101 segundos) quando realizadas mais que 8000 simulações, optando-se pela realização de 5000 simulações, com tempo de processamento de 58 segundos. O fato do tempo de processamento deste trabalho ser superior ao encontrado por Andrade (2001) é atrelado à função de estado limite adotada, que é mais complexa que a função de erro de Fick, uma vez que, quanto maior o número de variáveis de entrada, maior a complexidade da função e, conseqüentemente, maior o tempo demandado para processamento.

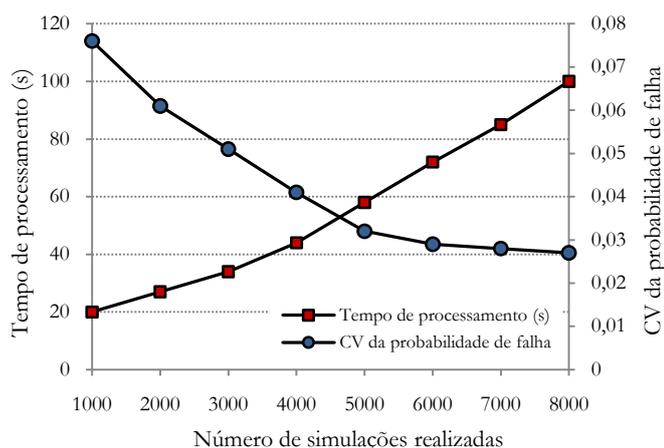


Figura 36: relação entre o número de simulações, o tempo de processamento e a variabilidade da probabilidade de falha

5.2.2.7 Definição do Índice de Confiabilidade

O índice de confiabilidade foi definido com base no Estado Limite de Durabilidade (ELD) da ISO 13823 (2008). A norma associa a este limite os valores de β de 0,80 a 1,6, cuja probabilidade de falha correspondente é de 0,05 a 0,28, conforme indicações da Tabela 16. Dado que as previsões efetuadas são para o período de iniciação da corrosão devido à carbonatação, o Índice de Confiabilidade β adotado pode ser reduzido, ou seja, a probabilidade de falha associada pode ser mais elevada já que não há risco estrutural no estado limite de durabilidade. Assim, para as análises deste trabalho, foram definidos os índices de confiabilidade e as respectivas probabilidades de falha apresentados na Tabela 22.

Tabela 22: probabilidade de falha p_f versus índice de confiabilidade β

Probabilidade de falha p_f	0,07*	0,20*	0,50
Índice de Confiabilidade β	1,5	0,84	0,0

* Valores citados como referencia para o ELD na ISO 13823 (2008)

Seguindo a metodologia proposta e considerando um determinado índice de confiabilidade é possível prever a vida útil de uma estrutura de concreto por meios probabilísticos, já que se considera uma probabilidade da mesma ser atingida.

No capítulo 6 será apresentado o modelo de previsão da profundidade de carbonatação do concreto que será empregado no capítulo 7 como função de estado limite para fins de previsão de vida útil.

6 PROPOSTA DE UM MODELO DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL PARA O PERÍODO DE INICIAÇÃO DA CORROSÃO DESENCADEADA POR CARBONATAÇÃO DO CONCRETO

"Quando eu for, um dia desses, poeira ou folha levada no vento da madrugada, serei um pouco do nada invisível, delicioso".

(Mario Quintana)

Neste capítulo apresenta-se o desenvolvimento, verificação e validação de um modelo de predição da profundidade de carbonatação do concreto baseado em conhecimento de especialistas, o qual tem potencial de generalização e pode ser empregado para previsões de vida útil de estruturas de concreto expostas em ambiente urbano.

6.1 PROBLEMÁTICA

Na literatura, existem vários modelos de comportamento destinados à estimativa de vida útil de estruturas de concreto quando expostas à ação de CO_2 (descritos no item 3.5.1), os quais têm facultado avanços consideráveis na área. O desenvolvimento de alguns destes modelos, tais como os de Papadakis, Vayenas e Fardis (1989 e 1991a); Thiéry (2005) e Hyvert (2009) é fundamentado em observações oriundas de ensaios de degradação acelerados e na modelagem físico-química da degradação, os quais normalmente incluem algumas variáveis de entrada (coeficientes de difusão de CO_2 , quantidade de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, entre outras) que podem ser determinadas com certa facilidade em laboratório, porém em condições de campo essa afirmativa nem sempre procede. Em decorrência, observa-se uma dificuldade de aplicação prática. Por outro lado, outros modelos, como o de Smolczyk (1976) e Vesikari (1988), que possuem dados de entrada de fácil obtenção, no entanto devido às simplificações adotadas e aos poucos parâmetros de entrada dos mesmos, possuem aplicações limitadas e erros elevados. Associado a esta problemática, tem-se o fato da estimativa de vida útil, conferida por muitos modelos, independente da forma como foram concebidos, ainda estar muito distante do observado em estruturas reais, sob condições naturais de exposição.

Buscando uma formulação de maior aplicação prática destinada à estimativa da carbonatação em situações reais de degradação⁹¹, com parâmetros de entrada de fácil obtenção, contemplando as principais variáveis de influência do fenômeno, nesta tese propõe-se um modelo para fins de predição de vida útil das estruturas de concreto armado quando submetidas à ação do CO₂, com abrangência no período de iniciação da corrosão.

Destaca-se que, de maneira geral, quanto se trata de desenvolvimento de modelos de durabilidade ou de previsão de vida útil, há duas fundamentações predominantes: uma empírica e outra fenomenológica ou complexa. A primeira baseia-se na experiência adquirida e em resultados de ensaios já realizados, aplicando, sobretudo, técnicas estatísticas de análise e ajustes de dados na modelagem. Fazem parte deste grupo os modelos de Hamada (1969), Ho e Lewis (1987); Jiang et al. (2000), entre outros. Já a segunda fundamenta-se nas leis gerais da natureza – para o estudo da carbonatação leis físicas e químicas – e deduções algébricas. Os modelos provenientes dessas modelagens são criados com base no conhecimento e na análise dos mecanismos e da cinética da degradação, destacando-se neste caso os modelos de Papadakis, Vayenas e Fardis (1989 e 1991a), Saetta e Vitaliani (2004), Thiéry (2005); Hyvert (2009), entre outros.

Ambos os segmentos de modelagem apresentam limitações. A modelagem empírica não se atém à compreensão profunda dos mecanismos de degradação envolvidos, dificultando a extrapolação e tornando os modelos difíceis de serem generalizados, pois normalmente a base de dados de geração do modelo é limitada. A analítica apresenta pouca aplicação prática, uma vez que a maioria dos parâmetros de entrada é difícil de ser mensurada. Em geral, sua aplicação demanda a realização de ensaios para determinar algumas propriedades dos materiais (como coeficiente de difusão do CO₂, teor de Ca(OH)₂, entre outros). Ferreira (2000) recomenda que tanto os pontos de vista empíricos e analíticos sejam considerados na ocasião do desenvolvimento de modelos.

O modelo proposto nesta tese se enquadra na modelagem empírica, sendo embasado com dados oriundos de informações de especialistas ou conhecimento de *experts* em relação à degradação do concreto por carbonatação. Entretanto, as leis físico-químicas que regem o fenômeno de carbonatação foram respeitadas, e estão implícitas no modelo. Logo a modelagem adotada é a combinada. Outro fator importante é que a base de dados de degradação que alimenta o modelo

⁹¹ O modelo pode ser usado para a estimativa de vida útil de estruturas existentes ou para o projeto de novas estruturas.

é ampla, o que propicia uma maior abrangência de aplicação e generalização do mesmo. As etapas que envolvem os processos de construção e verificação do modelo são apresentadas na seqüência. No item 2.5.1 dá-se ênfase à coleta de dados por meio da opinião de especialista, uma vez que esta prática é pouco comum na engenharia.

6.2 FORMULAÇÃO DO MODELO

Na Figura 37 apresentam-se as etapas para a elaboração do modelo. Em conjunto com a fundamentação teórica fez-se a coleta de dados (coleta de informações de especialistas com a técnica de grupo focal). Em seguida verificou-se a consistência das mesmas, ou seja, foi apurado se os dados coletados no grupo focal, para as variáveis pertinentes, representam o comportamento do fenômeno em estudo, efetuando-se correlações com a literatura específica. Em caso afirmativo prosseguia-se com a modelagem, caso contrário procurava-se identificar a disparidade (refazendo a análise dos dados, estudando a fundamentação e/ou repetindo a coleta dos mesmos).

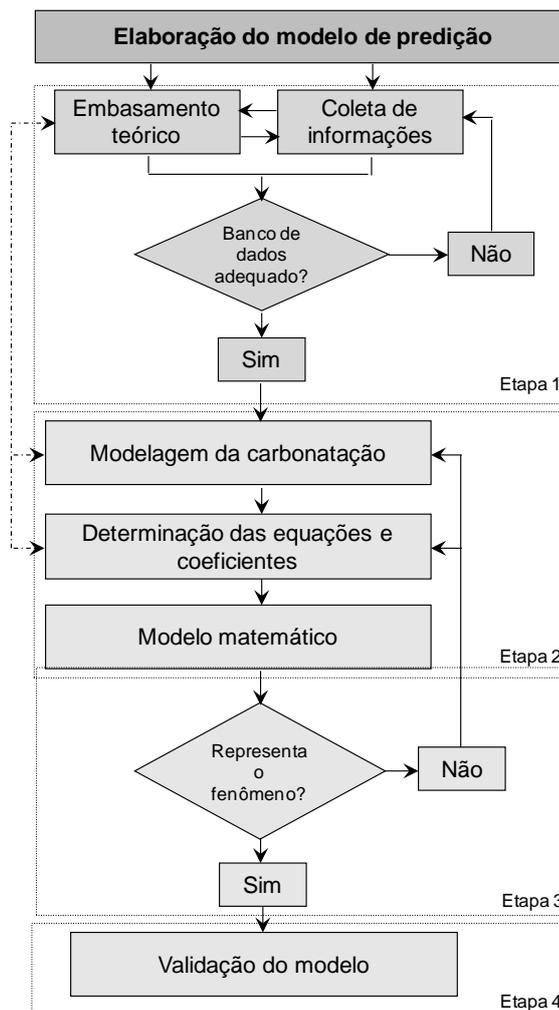


Figura 37: estrutura para a formulação do modelo

A segunda etapa contempla a modelagem do fenômeno de carbonatação, onde as equações que regem o processo de degradação são determinadas. Cada variável é analisada em separado e, encontradas as equações de regressão pertinentes, determinam-se os coeficientes e parâmetros das mesmas. Na última etapa, ajusta-se o modelo, verificando seu desempenho. Se o modelo corresponder ao comportamento do fenômeno de carbonatação, procede-se com a validação do mesmo a partir de dados da literatura. Do contrário, refazem-se as etapas anteriores.

Destaca-se que na validação, quando maior o número e a diversidade de dados testados, mais precisa é a comprovação ou refutação do modelo. O modelo proposto pode ser generalizável, ou seja, pode ser empregado para descrever outros dados de degradação, desde que estes atendam os limites empregados na modelagem, sendo válido para concretos com características e condições ambientais e de exposição descritas neste estudo. A extrapolação para condições distintas ou além dos limites estabelecidos na modelagem requer alguns estudos e deve ser tomada com prudência.

6.3.1 Primeira Etapa: coleta de informações

Nesta etapa, fez-se o embasamento teórico para auxiliar a elaboração do questionário estruturado para a coleta de informações dos especialistas via grupo focal (ver Apêndice A). Durante a reunião com os 11 especialistas foram solicitadas informações referentes à degradação do concreto por carbonatação para 118 situações distintas, agrupadas em 32 questões, o que gerou um banco de dados com 1298 informações. Todas as informações solicitadas aos especialistas eram relacionadas ao comportamento do concreto frente à degradação por carbonatação, e com base no conhecimento adquirido, os mesmos forneciam um valor numérico correspondente. As médias destes valores numéricos foram consideradas como dados de um experimento e empregadas na modelagem do fenômeno em questão. Os resultados médios obtidos na reunião de grupo focal são apresentados no Apêndice B.

De posse dos valores médios, analisou-se a consistência das informações, fazendo as devidas correlações com a bibliografia.

6.3.2 Segunda Etapa: modelagem da carbonatação

O modelo matemático proposto para descrever o comportamento do concreto y_i frente à ação do CO_2 no tempo t contempla na formulação as variáveis de influência x_i que governam este

fenômeno de degradação. Sua aplicabilidade é dependente dos diversos fatores envolvidos no processo de degradação, de modo que, para que sejam estabelecidos os limites adequados, bem como o universo de sua aplicação, admitem-se as seguintes condições de contorno:

- a) a análise é unidimensional;
- b) a profundidade de carbonatação é bem definida, ou seja, uniforme;
- c) o concreto é homogêneo e isotrópico⁹²;
- d) o concreto não apresenta fissuração; e
- e) a estrutura de concreto foi executada com boas práticas construtivas.

Assume-se, na modelagem, que a profundidade da carbonatação através do concreto é função, direta ou indiretamente:

- a) da estrutura porosa da matriz cimentante, que é expressa através:
 - i. da resistência à compressão axial ou relação água/cimento em combinação com os aglomerantes;
 - ii. da composição química dos aglomerantes, dada pelo tipo de cimento e tipo de adições;
 - iii. da finura e teor de adição;
 - iv. do tipo e duração da cura;
 - v. da compactação do concreto (adensamento).
- b) da disponibilidade e difusibilidade de CO₂, que neste caso é função:
 - i. do teor de CO₂ no ambiente;
 - ii. da estrutura porosa da matriz cimentante (ver alínea a);
 - iii. da umidade relativa;
 - iv. da temperatura;
- c) da disponibilidade de hidróxido de cálcio, que admite-se como sendo função:
 - i. do tipo e teor de adição;
 - ii. da composição química do aglomerante dada pelo tipo de cimento;
 - iii. do tamanho dos cristais formados;
- d) das condições de umidade do concreto, que são expressas pela:
 - i. condição mais favorável à difusão do CO₂ – UR acima de 40% e abaixo de 85%;
 - ii. proteção à chuva (protegido interno e externo, desprotegido);
- e) da colmatação dos poros do concreto, que:
 - i. com o tempo, há atenuação do fenômeno devido à precipitação dos carbonatos.

⁹² Apresenta as mesmas propriedades físicas em todas as direções.

Com base nestas premissas, foram determinados os fatores de aceleração da profundidade carbonatada, uma vez que a modelagem foi conduzida avaliando-se as parcelas de contribuição das variáveis de influência no avanço ou redução da frente de carbonatação do concreto. As informações do grupo focal foram decisivas para o ajuste destas equações. Posteriormente, com os dados do grupo focal, foram determinados os parâmetros do modelo e, por fim, encontrada a equação geral (modelo de previsão da carbonatação) que representa o ingresso de CO₂ através do concreto.

6.3.2.1 Determinação das equações individuais

Com base nas considerações supracitadas e nas informações discutidas na primeira etapa, as variáveis de influência x_i foram analisadas em função dos seus efeitos na profundidade de carbonatação do concreto y_i , conduzindo às relações individuais explicitadas pelas equações que seguem.

Quanto à resistência à compressão axial do concreto (f_c): admite-se que o ingresso do CO₂ é inversamente proporcional à resistência à compressão axial do concreto (Equação 42).

$$y_{f_c} \equiv \left(\frac{a_{f_c}}{f_c} \right)^{k_{f_c}} \quad \text{Equação 42}$$

Onde: y_{f_c} é o efeito da resistência à compressão axial na profundidade de carbonatação do concreto; a_{f_c} um parâmetro do modelo, em função da resistência à compressão axial aos 28 dias (f_c) e k_{f_c} , constante para a resistência à compressão em função do tipo de cimento.

Quanto ao tipo de cimento (c): a composição química do cimento influencia no teor de álcalis formados durante a hidratação. De maneira geral, quanto maior o teor de produtos carbonatáveis, menor a profundidade da carbonatação. O efeito do tipo de cimento no avanço da profundidade de carbonatação é representado pela constante k_c .

Quanto à presença de adições (ad): partindo do pressuposto de que para o fenômeno da carbonatação a presença de adição tem dois efeitos: reserva alcalina x mudanças da estruturas dos poros. O efeito predominante é dependente do nível de relação água/aglomerante (aqui abordada através da resistência à compressão axial do concreto aos 28 dias de idade): para elevadas resistências as alterações microestruturais são predominantes; para baixas resistências prepondera o efeito da reserva alcalina. Esses efeitos são considerados na Equação 43.

Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

$$y_{ad} \cong \exp\left(\frac{k_{ad} \cdot ad^{b_{ad}}}{f_c + a_{ad}}\right) \quad \text{Equação 43}$$

Onde: y_{ad} é o efeito do teor de adição na profundidade de carbonatação do concreto; ad teor de adição pozolânica ao concreto (sílica ativa, metacaulim e cinza de casca de arroz); f_c é a resistência à compressão axial aos 28 dias; k_{ad} constante para as adições em função do tipo de cimento; e a_{ad} e b_{ad} são parâmetros do modelo.

Quanto à umidade relativa (UR): as reações de carbonatação dependem da umidade dos poros do concreto. A maior velocidade de difusão do CO_2 se dá quando os poros estão parcialmente cheios de água, ou seja, nem saturados nem totalmente livres de água. A influência da umidade relativa na carbonatação é representada na modelagem pela Equação 44.

$$y_{UR} \cong \exp\left(-\frac{(k_{UR}UR + a_{UR1})^{b_{UR}}}{f_c + a_{UR2}}\right) \quad \text{Equação 44}$$

Onde: y_{UR} é o efeito da umidade relativa UR na profundidade de carbonatação do concreto; f_c é a resistência à compressão axial aos 28 dias; k_{UR} constante para a umidade relativa em função do tipo de cimento; e a_{UR1} , a_{UR2} e b_{ad} são parâmetros do modelo.

Quanto ao dióxido de carbono (CO_2): o ingresso do CO_2 através do concreto é representado pela Equação 45, o qual depende do teor deste gás no ambiente e da porosidade da matriz cimentante.

$$y_{CO_2} \cong \exp\left(\frac{k_{CO_2} CO_2^{b_{CO_2}}}{f_c + a_{CO_2}}\right) \quad \text{Equação 45}$$

Onde: y_{CO_2} é o efeito do teor de dióxido de carbono (CO_2) na profundidade de carbonatação do concreto; f_c é a resistência à compressão axial aos 28 dias; k_{CO_2} constante do CO_2 em função do tipo de cimento; e a_{CO_2} e b_{CO_2} são parâmetros do modelo.

Quanto às condições de exposição (ce): esta característica está diretamente relacionada ao processo de molhagem e secagem e ao equilíbrio da umidade interna do concreto e associada indiretamente à umidade relativa do ambiente. Na modelagem é considerada por meio do coeficiente k_{ce} .

Quanto ao tempo (t): com o tempo, os carbonatos formados nas reações de carbonatação tendem à colmatção dos poros do concreto, dificultando o acesso de CO_2 através do concreto, conseqüentemente, reduzindo a velocidade de carbonatação. Essa tendência à atenuação da carbonatação é expressa pela Equação 46.

$$y_t \cong \left(\frac{t}{a_t} \right)^{b_t} \quad \text{Equação 46}$$

Onde: y_t é o efeito do tempo na profundidade de carbonatação do concreto; t tempo de exposição ao CO_2 ou idade da estrutura; a_t e b_t são parâmetros do modelo.

6.3.2.2 Determinação dos parâmetros do modelo

De posse das equações individuais representativas da influência de cada variável no fenômeno de carbonatação do concreto, ajustadas com os dados do grupo focal, foi possível determinar, por regressão múltipla não-linear, os parâmetros fixos a_i e b_i e que integram as formulações supracitadas, os quais são apresentados na Tabela 23.

Para tal, os dados obtidos na reunião de grupo focal (respostas às questões formuladas) foram escalonados a partir da média principal (obtida na primeira questão) a qual foi tomada como um (estes mesmos dados ajudaram a definir a tendência das equações dos fatores de aceleração). Os demais valores foram referenciados a partir dessa média, em limites superiores ou inferiores. Com as médias escalonadas, os gráficos de comportamento foram traçados e ajustados por regressão não linear, determinando os parâmetros a_i e b_i para as equações individuais das variáveis de interesse.

Tabela 23: parâmetros a_i e b_i das equações individuais

Variável de interesse	Parâmetros	Valores
Resistência à compressão axial	a_{fc}	20,00
	b_{fc}	0,50
Adição	a_{ad}	40,00
	b_{ad}	1,50
Umidade relativa	a_{UR1}	100,00
	a_{UR2}	0,68
	b_{UR}	2,00
Teor de CO_2	a_{co_2}	60,00
	b_{co_2}	0,50
Tempo	a_t	20,00
	b_t	0,50

Inserindo-se os valores dos parâmetros da Tabela 23 nas formulações equivalentes, as relações proporcionais de cada variável são expressas pelas equações, a saber:

Resistência à compressão	$y_{fc} \cong \left(\frac{20}{f_c} \right)^{k_{fc}}$	Equação 47
--------------------------	---	------------

Teor de adição	$y_{ad} \cong \exp \left(\frac{k_{ad} \cdot ad^{\frac{3}{2}}}{f_c + 40} \right)$	Equação 48
----------------	---	------------

Umidade relativa	$y_{UR} \cong \exp \left(- \frac{(k_{UR} \cdot UR - 0,58)^2}{f_c + 100} \right)$	Equação 49
------------------	---	------------

Teor de CO ₂	$y_{CO_2} \cong \exp \left(\frac{k_{CO_2} CO_2^{\frac{1}{2}}}{f_c + 60} \right)$	Equação 50
-------------------------	---	------------

Tempo	$y_t \cong \left(\frac{t}{20} \right)^{\frac{1}{2}}$	Equação 51
-------	---	------------

Por fim, os fatores de aceleração foram agrupados, conduzindo a uma equação única.

6.3.2.3 Determinação da equação geral

As equações acima descritas foram dispostas de forma a gerar uma única formulação – equação geral. Para tal, partiu-se do pressuposto que a profundidade de carbonatação do concreto y_i no tempo t pode ser descrita, de maneira genérica, pela Equação 52.

$$y_i = f(x_i, a) + \varepsilon_i \quad \text{Equação 52}$$

Onde:

$f(x_i, a)$ = é a função esperada para o i -ésimo caso, para $x \geq 1$;

y_i = profundidade de carbonatação do concreto, em função das variáveis x_i , para $i=1, 2, 3, \dots$;

x_i = variáveis que influenciam o fenômeno de carbonatação (ver Tabela 18);

a = parâmetros fixos do modelo, obtidos por meio do ajuste dos dados do grupo focal (Tabela 23).

ε_i = erro associado, com média zero.

Com base na modelagem assume-se que as variáveis referentes ao teor de adição, teor de CO₂ e umidade relativa (equações 49 a 50) apresentam comportamento exponencial e que as variáveis de resistência à compressão axial e tempo (equações 47 e 51) apresentam comportamento não linear (lei da potência), conforme as expressões genéricas de regressão da Equação 53 e 54, respectivamente.

$$y_i = \exp(a_i \cdot x_i^{b_i}) \quad \text{Equação 53}$$

$$y_i = a_i \cdot x_i^{b_i} \quad \text{Equação 54}$$

Sendo: a_i e b_i são parâmetros do modelo.

Desta forma, a formulação geral que descreve o fenômeno de carbonatação do concreto pode ser explicitada pela Equação 55.

$$y_i = a_i x_i^{b_i} \cdot \exp(a_i \cdot x_i^{b_i}) \quad \text{Equação 55}$$

Que corresponde:

$$y = y_{fc} \cdot y_t \cdot \exp(y_{ad} + y_{CO_2} + y_{UR}) + \varepsilon \quad \text{Equação 56}$$

A partir da Equação 56, agrupando-se as equações de 47 a 51, tem-se a Equação 57 (Equação geral) para estimativa da carbonatação do concreto.

$$y = k_c \left(\frac{a_{fc}}{f_c} \right)^{k_k} \cdot \left(\frac{t}{a_t} \right)^{b_t} \cdot \exp \left[\left(\frac{k_{ad} \cdot a_d^{b_{ad}}}{a_{ad} + f_c} \right) + \left(\frac{k_{CO_2} \cdot CO_2^{b_{CO_2}}}{a_{CO_2} + f_c} \right) - \left(\frac{k_{UR} \cdot (UR - a_{UR1})^{b_{UR}}}{a_{UR2} + f_c} \right) \right] \cdot k_{ce} \quad \text{Equação 57}$$

Onde:

y = profundidade de carbonatação do concreto, em mm;

k_i = coeficientes tabelados (Tabela 24), dependem das variáveis x_i que influenciam o fenômeno de carbonatação;

y_i = profundidade de carbonatação do concreto para cada variável individual i , em mm;

a_i e b_i = constantes do ajuste dos modelos, em função das variáveis i .

Os coeficientes k_i inseridos no modelo são tabelados (Tabela 24), os quais foram determinados com base no ajuste dos dados coletados na sessão de grupo focal, sendo função

do tipo de cimento e das condições de exposição da estrutura. Para o tipo de cimento estes coeficientes dependem das características do concreto e das condições ambientais.

Tabela 24: coeficientes do modelo em função (a) das características do concreto e das condições ambientais (b) das condições de exposição

Tipo de Cimento	(a)					(b)	
	Características do concreto			Condições ambientais		Condições de exposição da estrutura	
	Cimento	f_c	Adição	CO ₂	UR	Proteção à chuva	k_{ce}
	k_c	k_{fc}	k_{ad}	k_{co_2}	k_{UR}		
CPI	19,80	1,70	0,24	18,00	1300	Ambiente interno	1,30
CP II E	22,48	1,50	0,32	15,50	1300	Protegido da chuva	
CP II F	21,68	1,50	0,24	18,00	1100	Ambiente externo	1,00
CP II Z	23,66	1,50	0,32	15,50	1300	Protegido da chuva	
CP III	30,50	1,70	0,32	15,50	1300	Ambiente externo	0,65
CP IV	33,27	1,70	0,32	15,50	1000	Desprotegido da chuva	
CP V ARI	19,80	1,70	0,24	18,00	1300		

Os coeficientes apresentados na Tabela 24 indicam a profundidade média da carbonatação (k_c), e os fatores de aceleração do fenômeno (k_{fc} , k_{ad} , k_{co_2} , k_{ur} e k_{ce}), referentes às condições descritas no cenário inicial na reunião de grupo focal, considerando os níveis de variação estabelecidos para cada variável de análise. Por exemplo, o coeficiente $k_c=21,68$ representa a profundidade média de carbonatação que uma estrutura, localizada em um ambiente externo protegido da chuva, com UR de 68% e teor de CO₂ de 0,03%, terá em 20 anos, se construída com um concreto de 22 MPa produzido com cimento CP II F. O coeficiente k_{co_2} representa o fator de aceleração da carbonatação em função do ambiente de exposição da estrutura, sendo o ambiente externo protegido da chuva tomado como referência (valor igual a 1). Logo, se a estrutura estiver em ambiente externo desprotegido da chuva, a profundidade de carbonatação é minorada (coeficiente 0,65) e, no caso da estrutura estar localizada em ambiente interno protegido da chuva, a carbonatação é majorada pelo fator de aceleração $k_{co_2}= 1,30$.

O modelo final que descreve a ação do CO₂ através do concreto, para o período de iniciação é, portanto, representado pela Equação 58.

$$y = k_c \left(\frac{20}{f_c} \right)^{k_{fc}} \cdot \left(\frac{t}{20} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \exp \left[\left(\frac{k_{ad} \cdot ad^{\frac{3}{2}}}{40 + f_c} \right) + \left(\frac{k_{co_2} \cdot CO_2^{\frac{1}{2}}}{60 + f_c} \right) - \left(\frac{k_{UR} \cdot (UR - 0,58)^2}{100 + f_c} \right) \right] \cdot k_{ce} \quad \text{Equação 58}$$

Onde:

y = profundidade de carbonatação média do concreto, em mm;

f_c = resistência característica à compressão axial do concreto, em MPa;

k_c = fator variável referente ao tipo de cimento empregado (Tabela 24a);

k_{fc} = fator variável referente à resistência à compressão axial do concreto, em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 24a);

t = idade do concreto, em anos;

ad = teor de adição pozolânica no concreto, em % em relação à massa de cimento;

k_{ad} = fator variável referente às adições pozolânicas do concreto – sílica ativa, metacaulim e cinza de casca de arroz – em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 24a);

UR = umidade relativa média, em %*0,01;

k_{ur} = fator variável referente à umidade relativa, em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 24a);

CO_2 = teor de CO_2 da atmosfera, em %.

k_{co2} = fator variável referente ao teor de CO_2 do ambiente, em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 24a);

k_{ce} = fator variável referente à exposição à chuva, em função das condições de exposição da estrutura (Tabela 24b).

6.3.3 Terceira Etapa: verificação do modelo

Nesta etapa, fez-se a verificação do modelo, que é um conjunto de ações cujo objetivo é certificar se o modelo matemático proposto foi transcrito de forma adequada, assegurando que não contenha erros e/ou inconsistências. Segundo Sargent (1998), existem inúmeras técnicas de validação, como técnicas estatísticas ou procedimentos matemáticos, testes de hipótese, intervalos de confiança, comparação com outros modelos, entre outras. Neste trabalho, a verificação será conduzida através de técnicas estatísticas (análise de variância (ANOVA), regressão múltipla linear e não-linear, entre outras), análise de sensibilidade e comparação com alguns modelos da literatura.

Por fim, far-se-á a validação do modelo, através da comparação entre as respostas geradas pela equação proposta e dados reais de degradação do concreto por carbonatação, a qual objetiva constatar se o modelo representa o fenômeno real a que se propõe simular.

6.3.3.1 Efeito das variáveis x_i no comportamento do modelo

O objetivo desta análise é verificar a consistência das respostas frente à influência das variáveis de interesse consideradas no modelo de comportamento proposto para o fenômeno de carbonatação do concreto. Para tal, elegeu-se a condição hipotética apresentada na Tabela 25.

As verificações foram conduzidas considerando as variáveis no nível baixo. Para cada efeito isolado, foram alterados os níveis das variáveis em análise, considerando os limites estabelecidos na Tabela 25. Logo, o cenário de análise consiste na verificação de uma Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

estrutura de concreto com idade de 30 anos exposta em ambiente interno protegido da chuva, com umidade relativa de 60%, teor de CO_2 de 0,05% e temperatura de 18 °C. Assume-se que o concreto foi produzido com cimento CP V ARI, sem adições e possui resistência à compressão de 20 MPa.

Tabela 25: valores adotados para a verificação do modelo – exemplo de aplicação

Variáveis de análise	Nível		
	Baixo	Médio	Alto
Tipo de cimento	CP V ARI	CP V ARI	CP V ARI
Resistência à compressão axial do concreto (MPa)	20	30	50
Teor de adição (%)	0	5	10
Tipo de adição	Sílica ativa	Sílica ativa	Sílica ativa
Temperatura (°C)	18	20	22
Umidade relativa (%)	60	70	80
Teor de CO_2 (%)	0,05	0,5	1
Tempo (anos)	30	40	50
Cobrimento do concreto (mm)	20	25	30

Influência das variáveis referentes à característica do concreto: na modelagem da carbonatação foram relacionadas às características do concreto as variáveis: resistência à compressão axial; tipo de cimento; tipo de adição; e teor de adição, cuja influência é apresentada nas Figuras de 38 a 43.

O efeito na profundidade de carbonatação do concreto em função da variação da resistência é apresentado na Figura 38 e, na Figura 39, apresenta-se a variação da profundidade de carbonatação em função do tempo, para três níveis de resistência.

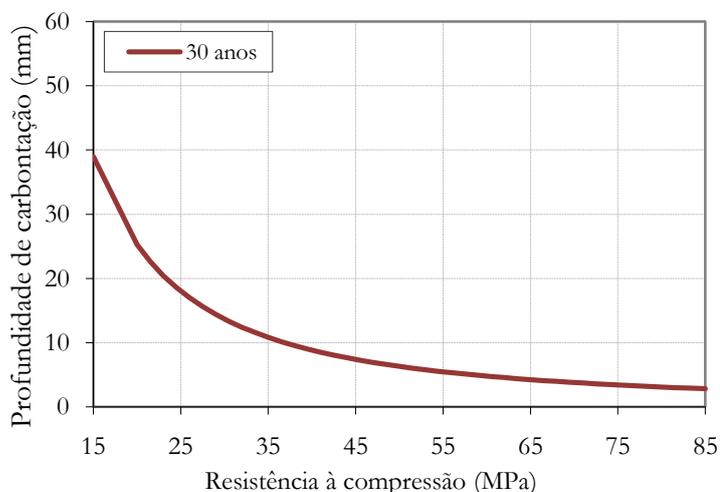


Figura 38: efeito da resistência à compressão axial na profundidade de carbonatação do concreto

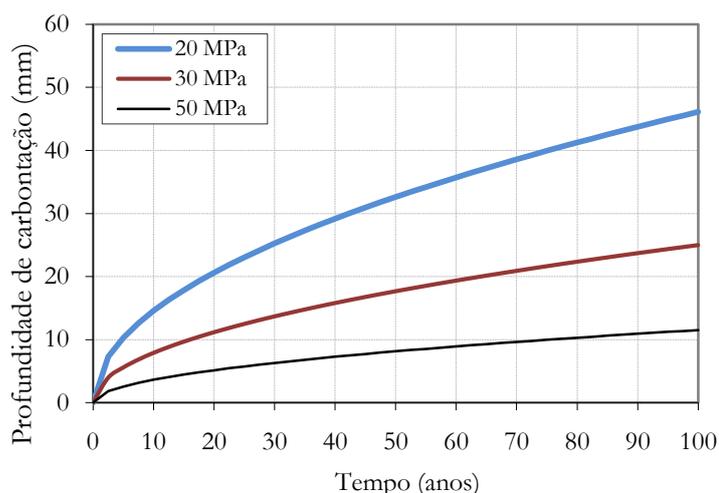


Figura 39: evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo, em função da resistência à compressão

Chie et al. (2002) descrevem que a profundidade de carbonatação decresce com o incremento da resistência à compressão axial do concreto. Estudando concretos com adição de sílica ativa, Kulakowski (2002) constatou que, para relações água/aglomerante superiores a 0,50 e mesmo teor de adição, a resistência à compressão axial é inversamente proporcional à profundidade de carbonatação do concreto.

De fato, o modelo descreve que, com o aumento da resistência à compressão, a profundidade de carbonatação é reduzida, tendendo, em 30 anos, a valores menores que 10,0 mm quando a resistência é superior a 40 MPa. Quando a resistência é inferior a este valor, a profundidade de carbonatação sofre grandes elevações, tornando-se fortemente influenciada por esta variável. Esse fato é atribuído à estrutura porosa da matriz cimentante, que se modifica conforme o acréscimo de água do concreto. Em concretos de baixa resistência a relação água/aglomerante é mais elevada, logo a quantidade e a conectividade dos poros é maior; por sua vez o CO_2 tem mais facilidade de ingressar pelo do concreto, como conseqüência a carbonatação também é mais elevada.

Quanto ao efeito do tipo de cimento (ver Figura 40), para um nível de resistência de 20 MPa, nota-se que a profundidade de carbonatação é cerca de 30% maior em concretos produzidos com cimentos com adições pozolânicas (em ordem crescente CP IV e CP III) e menor para os demais cimentos (CP II Z, CP I E, C II F e CP V ARI). Pela análise de variância (ANOVA), constatou-se que o tipo de cimento, a resistência à compressão e a interação entre essas duas variáveis possuem influência significativa na profundidade de carbonatação do concreto. Ao

se conduzir a análise de variância do tipo ONE-WAY ANOVA, verifica-se que o tipo de cimento isoladamente não tem influência significativa na profundidade de carbonatação, indicando que este depende da resistência à compressão do concreto. De fato, pelo critério de comparação múltipla de médias (considerando um limite de decisão igual a duas vezes o desvio padrão), em concretos com resistência de 40 MPa a carbonatação é reduzida, não havendo diferenças significativas entre os cimentos avaliados. Já para concretos com resistência de 20 MPa, as diferenças observadas são significativas para os cimentos CP III e CP IV, em relação aos demais cimentos.

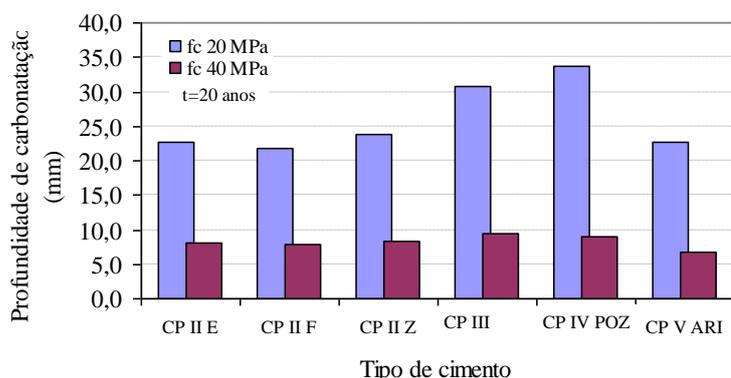


Figura 40: efeito do tipo de cimento na profundidade de carbonatação em função da resistência

Quanto à influência do tipo de cimento em função do tempo (Figura 41), observa-se que concretos produzidos com cimentos compostos e cimento CP V ARI apresentam pequenas variações entre si na profundidade carbonatada. Essa diferença torna-se significativa quando se comparam estes cimentos com os de alto forno e os pozolânicos.

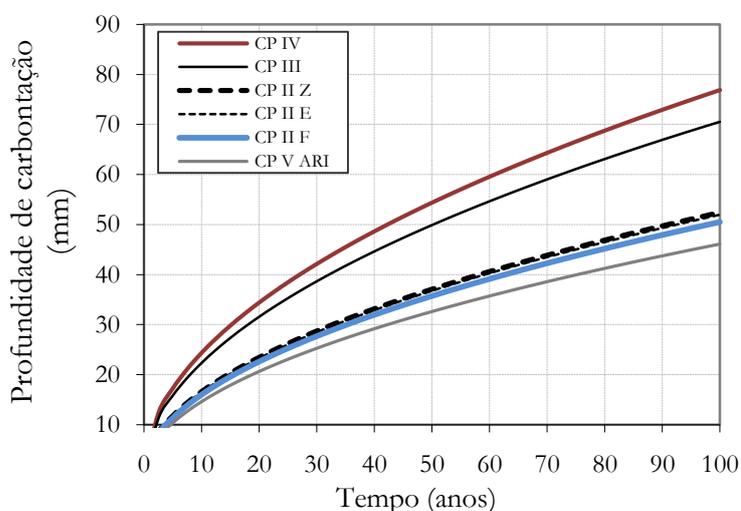


Figura 41: evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo em função do tipo de cimento

A influência negativa das adições pozolânicas na profundidade de carbonatação é discutida em vários trabalhos da literatura (MEYER, 1969; HO e LEWIS, 1987; ISAIA, 1999; JIANG et al., 2001; VENQUIARUTO, 2002, ABREU, 2004, entre outros) e foi contemplada no modelo desenvolvido (ver Figura 42 e Figura 43). Observa-se que, para concretos de menor resistência, quanto maior o teor de adição de sílica ativa maior a profundidade carbonatada. Já para concretos de resistência mais elevada (50 MPa) esse fato não ocorre. Pela ANOVA constata-se que pequenos teores (de 0 a 5%) de adição de sílica ativa não são significativos na profundidade carbonatada do concreto.

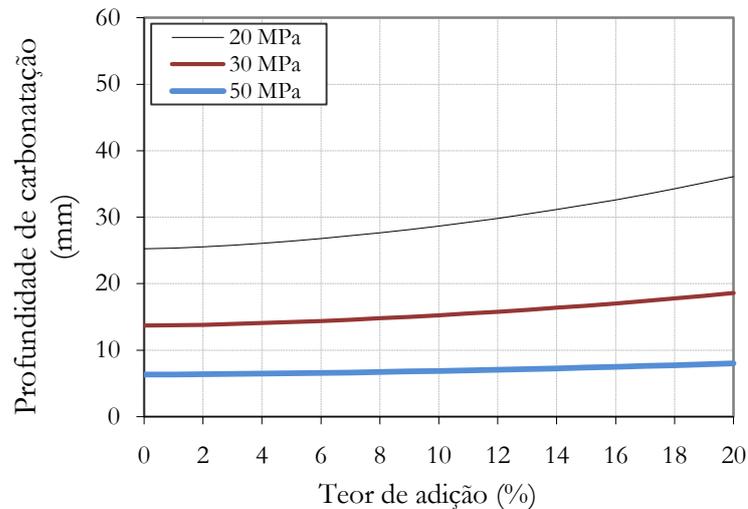


Figura 42: efeito do teor de adição e da resistência à compressão na profundidade de carbonatação do concreto

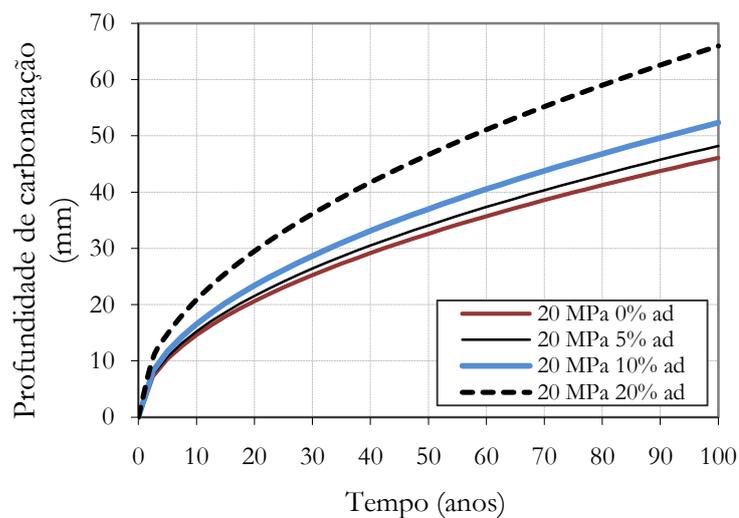


Figura 43: evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo em função do teor de adição

Em concretos de baixa resistência (menor que 30 MPa) ou elevada relação a/agl (superior a 0,50), a porosidade do material é maior e, conseqüentemente, a carbonatação é mais elevada. Quando esse concreto é produzido com cimento que contém adições ou estas são inseridas na mistura, apesar de proporcionarem um refinamento dos poros do material, este não é suficiente para impedir a entrada de CO₂ através do concreto. Logo, neste caso a redução da reserva alcalina é preponderante ao efeito do refinamento dos poros (CEUKELAIRE e NIEUWENBURG, 1993 e BAUER, 1995). Já em concretos de resistências maiores (superior a 30 MPa), devido à menor relação a/agl (inferior a 0,50), a porosidade é menor, havendo dificuldade de acesso do CO₂ para o interior do concreto e, conseqüentemente, menor profundidade de carbonatação do material, mesmo para concretos com baixa reserva alcalina.

Em suma, em torno da resistência de 40 MPa (menor relação a/agl), o avanço da frente de carbonatação independe das adições e do tipo de cimento. Já para concretos de resistência menores (relação a/agl mais elevada), a presença de adições aumenta a profundidade carbonatada, e predomina o efeito de reserva alcalina. Logo, para esse nível de resistência, a seleção do tipo de cimento e das adições a serem empregadas na dosagem do concreto é de suma importância do ponto de vista de durabilidade.

Influência das variáveis referentes às condições ambientais: avalia-se neste item o efeito da temperatura, da umidade relativa e do teor de CO₂ na profundidade de carbonatação do concreto.

Em resposta à questão 31, indagados sobre “qual fator tem menor influência na carbonatação do concreto?” a temperatura foi considerada por todos os especialistas como o fator menos influente⁹³. De fato, a literatura cita que esta variável tem pouca influência no avanço da frente de carbonatação do concreto (PAPADAKIS, VAYENAS e FARDIS, 1991a e NEVILLE, 1997). Entretanto, quando a armadura já está despassivada, por afetar a taxa de corrosão da armadura, sua influência passa a ser importante, devendo ser considerada nos modelos de predição do processo de propagação.

⁹³ Como segundo fator de menor influência, destacou-se, por unanimidade, o teor de CO₂ do ambiente. A umidade relativa e a exposição à chuva foram eleitas como os fatores que mais influenciam na carbonatação do concreto, sendo que a maioria os participantes concordaram na maior influência da umidade relativa.

Face ao objeto de estudo da tese, ressalta-se que a temperatura, apesar de ter sido avaliada no questionário, não entrou como variável na modelagem, pois sua influência no período de iniciação da corrosão é diminuta.

Em contrapartida, o efeito da umidade relativa foi apontado pela maioria dos especialistas participantes da sessão de grupo focal, como o fator ambiental de maior influência na profundidade de carbonatação do concreto. Na literatura, vários estudos (PARROT, 1987; PAPADAKIS, VAYENAS e FARDIS, 1989; ANDRADE, 1992 e NEVILLE 1997) apontam os teores de UR entre 50 a 80% como o mais propício para desencadear as reações de carbonatação.

Em concordância com o descrito na literatura, observa-se na Figura 44 que o modelo descreve uma região onde a profundidade de carbonatação é máxima (UR em torno de 60%). A influência da umidade relativa varia conforme a resistência do concreto, ou seja, é diretamente relacionada com a porosidade do concreto. Considerando o efeito da umidade relativa no tempo, na Figura 45 observa-se que umidades muito elevadas (90%) ou muito reduzidas (30%) resultam em pequenas profundidades carbonatadas.

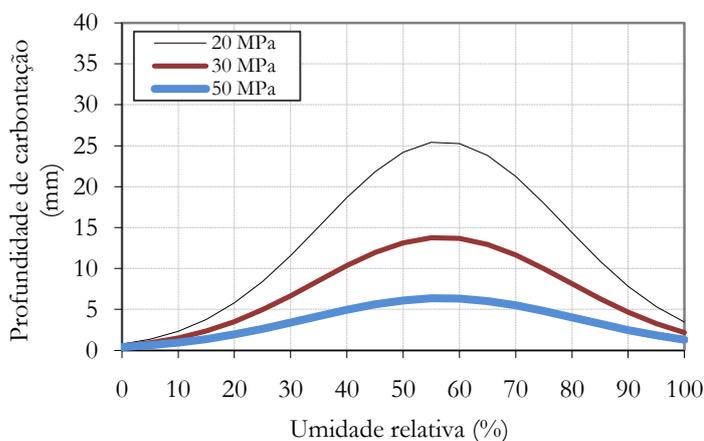


Figura 44: efeito da Umidade relativa e da resistência à compressão na profundidade de carbonatação

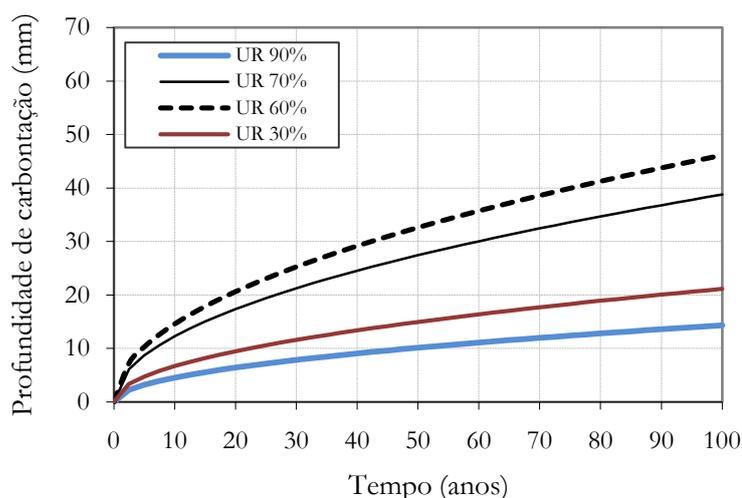


Figura 45: evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo em função da umidade relativa

Como a UR é uma das variáveis de maior influência na profundidade de carbonatação, empregou-se o experimento de Papadakis, Vayenas e Fardis (1991a) a fim de verificar a aderência do modelo a dados reais de profundidade de carbonatação sob variações de umidade relativa (ver Figura 46). O modelo simulou a tendência de comportamento dos dados experimentais, concordando também com o observado experimentalmente por Parrot (1987) (ver Figura 20, item 4.4.2).

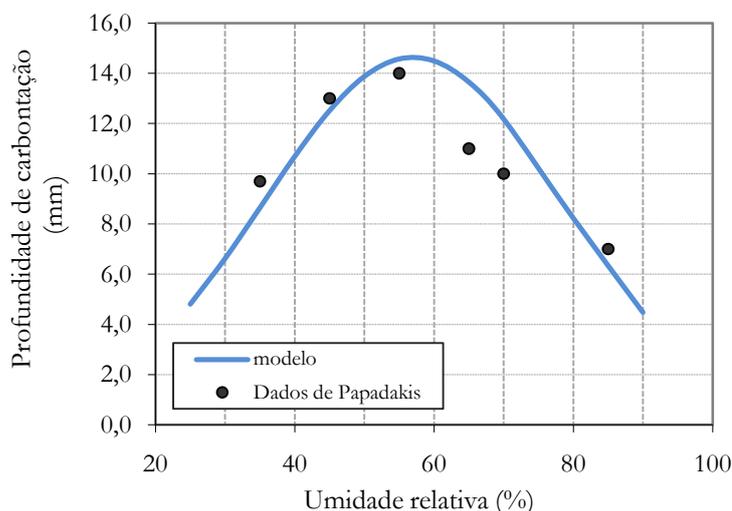


Figura 46: comportamento do modelo x dados experimentais de Papadakis Vayenas e Fardis (1991a)

Com relação ao CO_2 , destaca-se que, excetuando o teor de 3%, os demais níveis de CO_2 adotados no estudo de grupo focal, contemplaram os limites descritos na literatura para ambientes comuns em condições naturais de exposição (ver Tabela 7). Quanto à influência

deste gás, nota-se na Figura 47 que quanto maior o teor de CO_2 , maior a profundidade carbonatada. No entanto, em concretos de resistência inferior a 30 MPa, a influência da concentração de CO_2 na carbonatação do concreto é mais acentuada, diminuindo à medida que a resistência é aumentada.

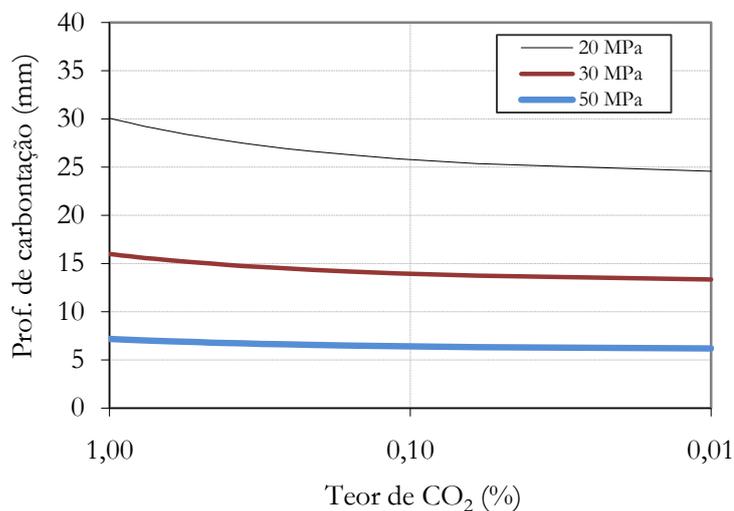


Figura 47: efeito do teor de CO_2 e da resistência na profundidade de carbonatação

Observa-se, na Figura 48, que as concentrações de CO_2 comumente encontradas na atmosfera natural de 0,03 a 0,1% não resultam em variações elevadas na profundidade de carbonatação do concreto. Todavia, quando este teor é aumentado para 1% e 5%, concentrações usuais de ensaios acelerados, a profundidade de carbonatação sofre uma substancial elevação, ao encontro do relatado por Uomoto e Takada (1993) e Yonn, Çopuroğlu e Park (2007).

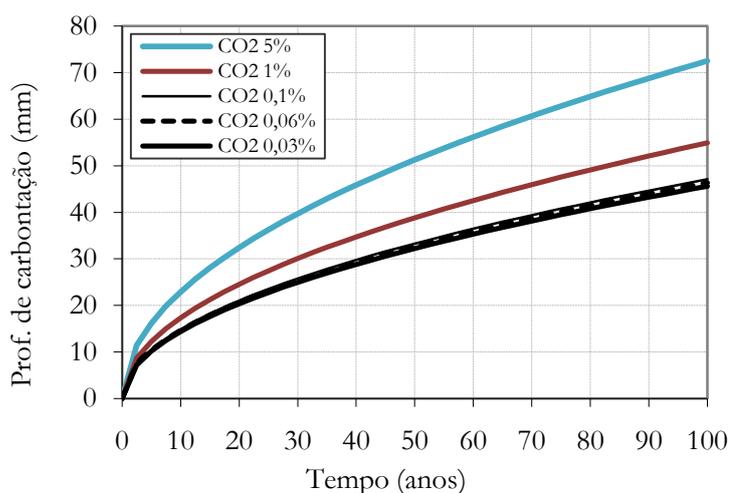


Figura 48: evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo em função do teor de CO_2

Diante do exposto, destaca-se que os resultados obtidos pelo modelo representam o comportamento da carbonatação dos concretos frente à ação do CO_2 para concentrações típicas no ambiente natural de exposição. Ressalta-se que o modelo não foi desenvolvido com o propósito de simular a ação da carbonatação em ensaios acelerados, sendo necessário modificar a Equação 50 e inserir um fator de aceleração ao modelo referente à condição de exposição, adaptando-o para esse fim, pois equação gerada indica que quanto maior a concentração de CO_2 , maior a profundidade carbonatada do concreto. Contudo, quanto se aplica 50% (HYVERT; 2009) ou 100% de CO_2 (ROUGEAU, 1997; ABREU, 2004 e PAULETTI, 2009) esses estudos indicam que a profundidade de carbonatação sofre redução em relação à profundidade verificada com teores menores de CO_2 , indicando que elevação da concentração deste gás não é diretamente relacionada com o aumento da profundidade de carbonatação do concreto.

Influência das variáveis referentes à condição de exposição: Para a proteção à chuva, o modelo proposto descreve o comportamento observado na literatura (BARKER e MATTHEWS, 1994, MEYER, 1969, FIGUEIREDO, 2004). Na Figura 49 e Figura 50, verifica-se que a profundidade de carbonatação é maior para concretos expostos em ambientes internos protegidos da chuva, seguido pelo ambiente externo protegido e externo desprotegido da chuva. Esse efeito tem significância estatística segundo a ANOVA.

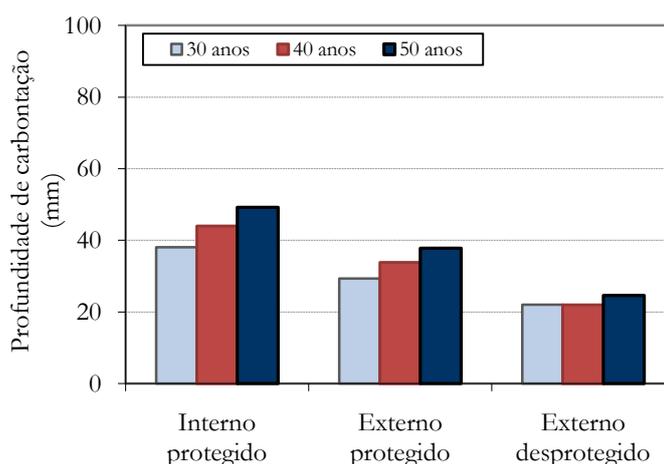


Figura 49: efeito da proteção à chuva na profundidade de carbonatação

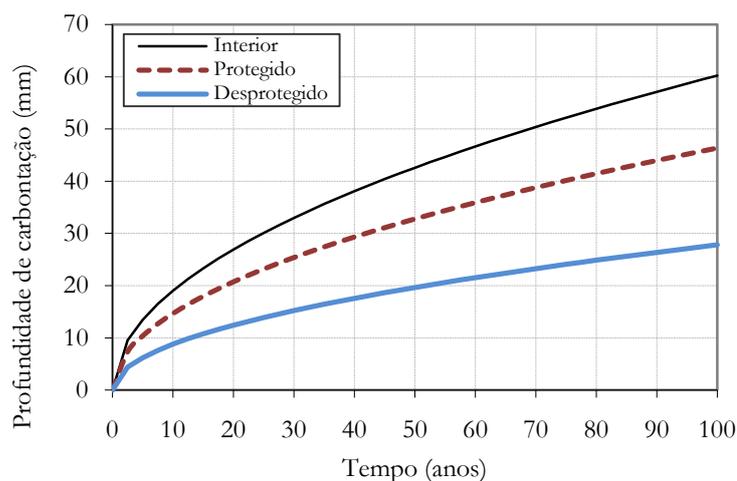


Figura 50: evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo em função da proteção

O ingresso do CO_2 através do concreto ocorre por um mecanismo de difusão, e depende das condições de umidade propícias para ocorrer (discutida nos itens 3.2, 3.3.1 e 3.3.2). A umidade está atrelada diretamente às condições de exposição à chuva e à molhagem e secagem da estrutura, sofrendo a influência da umidade relativa do ambiente e das dimensões dos elementos da estrutura.

Efeito da idade da estrutura: avaliou-se esse efeito para todas as variáveis de influência estudadas e foi apresentado nas Figura 39, 41, 43, 45, 48 e 50. Quanto maior o tempo de exposição da estrutura, ou seja, maior a sua idade, mais elevada é a profundidade de carbonatação do concreto. Ressalta-se que vários pesquisadores (NEVILLE, 1997; BAKKER, 1988; HELENE, 1986; entre outros) descrevem que, para idades mais avançadas, esse fenômeno tende à estabilização, conforme apresentado na Figura 39.

Em suma, face às variáveis principais de influência do fenômeno para condições naturais de exposição, o modelo proposto representa o comportamento da carbonatação do concreto descrito na literatura.

Nos itens que seguem o modelo será analisado quanto à sua sensibilidade e resíduos gerados. Também será realizada uma comparação com outros modelos da literatura e, por fim, para fins de validação do mesmo, será comparado com dados reais de degradação (item 6.3.4).

6.3.3.2 Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade procura determinar o efeito do grau de variação dos parâmetros do modelo no resultado final (no caso na profundidade de carbonatação). É usada para determinar a sensibilidade dos resultados de um estudo quando suas premissas são alteradas, sendo possível avaliar o grau de confiança dos resultados em situações de decisões incertas ou suposições sobre os dados e resultados usados. Permite avaliar impactos associados às alterações dos valores das variáveis de entrada e dos parâmetros do sistema e às mudanças estruturais em um modelo. Estes impactos são determinados por meio de análises das variáveis de saída.

Nesta etapa, a análise de sensibilidade é empregada para verificação das variáveis de influência x_i que compõem o modelo proposto. Para tal, cada uma das variáveis teve seus níveis alterados em torno da média para mais (nível máximo) e para menos (nível mínimo), como é mostrado na Figura 51.

Pela análise de sensibilidade, verifica-se que a resistência à compressão apresenta a maior influência na profundidade carbonatada. A elevação da resistência do concreto de 20 MPa para 60 MPa reduz, aproximadamente, seis vezes a profundidade de carbonatação do concreto, ao encontro do relatado por Ho e Lewis (1987). Já a adição de sílica ativa, quando o teor é elevado de 0 para 15%, e a variação do tipo de cimento (do CP II F para o CP IV) elevam em 1,2 vezes a profundidade carbonatada. O efeito negativo das adições na carbonatação do concreto, especialmente para concretos com relação água/aglomerante inferior a 0,50 é relatada na literatura (MEYER, 1969; ISAIA, 1999; KULAKOWSKI, 2002, entre outros).

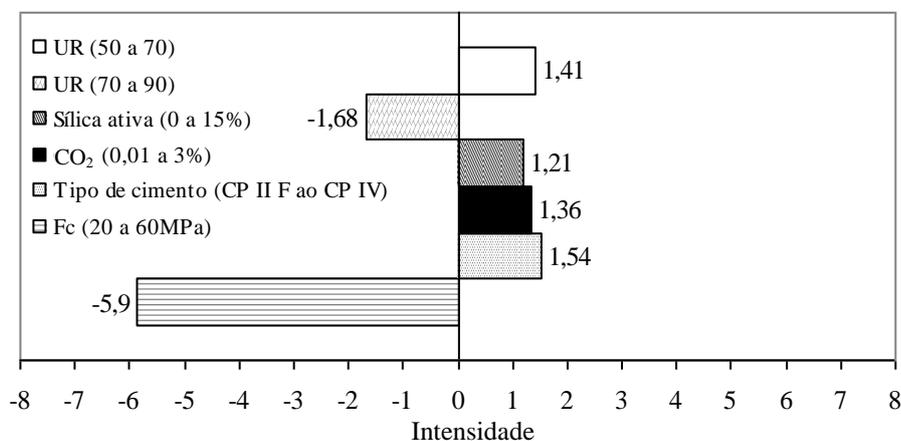


Figura 51: análise de sensibilidade das variáveis do modelo

Observa-se que a elevação da umidade relativa do ambiente de exposição de 50 para 70% aumenta uma vez e meia a profundidade de carbonatação. Já a elevação da umidade de 70 para 90% reduz a profundidade carbonatada, indicando que a carbonatação é maior para umidades em torno de 70%, conforme descrições da literatura (TUUTTI, 1982; PARROT, 1987; YING-YU e QUI-DONG, 1987; PAPADAKIS VAYENEAS e FARDIS, 1989; NEVILLE, 1997).

6.3.3.3 Análise do modelo a partir dos resíduos gerados

Os resultados coletados no grupo focal (ver Apêndice B), que forneceram a base de dados para desenvolvimento do modelo, foram comparados com os valores preditos (também apresentados no Apêndice B) pelo modelo proposto nesta tese Equação 58.

Destaca-se que os dados obtidos na entrevista de grupo focal apresentaram ótimos ajustes estatísticos para as equações parciais determinadas, com coeficientes de determinação (r^2) superiores a 0,90. Os dados também foram analisados com base nos resíduos gerados (diferença entre os valores observados no grupo focal e os previstos pelo modelo de ajuste). Os modelos de regressão são considerados adequados quando os resíduos encontram-se distribuídos aleatoriamente em torno da média zero.

Nas Figura 52(a) e Figura 52(b) são apresentados, respectivamente, os gráficos dos valores observados (coletados no grupo focal) versus valores preditos pelo modelo e o gráfico de resíduos. Considerando um intervalo de confiança de 95%, na Tabela 26 têm-se os resultados da análise dos resíduos, assim como o coeficiente de determinação (r^2) do modelo.

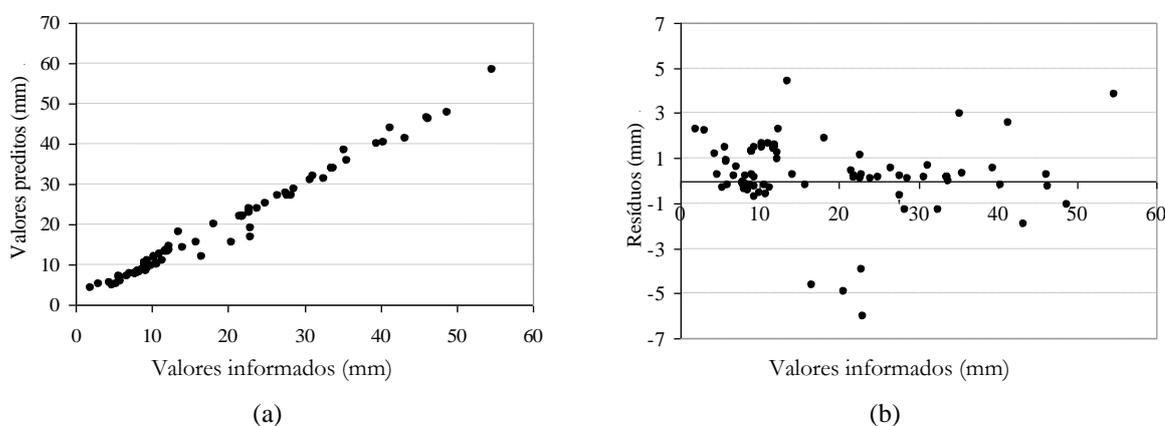


Figura 52: (a) valores informados no grupo focal x valores preditos pelo modelo (b) gráfico de resíduos.

Nota-se que, para a variável de resposta de interesse, no caso a profundidade de carbonatação do concreto, os resíduos (diferença entre os valores observados e os previstos pelo modelo de ajuste) estão distribuídos aleatoriamente em torno da média zero, indicando que o modelo de regressão adotado se mostra satisfatório. Para a profundidade carbonatada, a maioria dos valores médios dos resíduos encontram-se em torno de 0,3 mm, valor inferior ao especificado pela RILEM (1988) onde os erros de medição tolerados são da ordem de 0,5 mm.

Tabela 26: análise residual do modelo proposto

Parâmetro	Parâmetros dos resíduos						r ²
	Mínimo	Máximo	Desvio	Média	>5	<-5	
Resultado	-6,0	4,4	1,5	0,3	0	1	98,60

Por esta análise pode-se dizer que o modelo de predição da profundidade carbonatada desenvolvido apresentou ótima aderência aos dados dos especialistas, obtidos durante o grupo focal. Porém, para sua validação, se faz necessária a inserção de dados de degradação oriundos de obras reais ou de ensaios de carbonatação natural. Para tal, a colaboração da comunidade técnico-científica é de fundamental importância, principalmente para a formação de um banco de dados referente à degradação do concreto por carbonatação.

6.3.3.4 Comparação com modelos da literatura

A fim de verificar o desempenho do modelo desenvolvido, fez-se a comparação com alguns modelos existentes na literatura. Foram selecionados os modelos propostos por Smoloczyk (1976), Tuutti (1982), Vesikari (1988), CEB (1997), Lagerblad (2005) e EHE (2008), os quais foram apresentados na Tabela 9, e são descritos em detalhes na seqüência. A opção por estes modelos deu-se pela característica dos mesmos, que necessitam de dados de entrada de fácil obtenção, facilitando a comparação com o modelo desenvolvido.

MODELO DE SMOLOCZYK (1976)

O autor é um dos pioneiros na modelagem da carbonatação do concreto, sugerindo que a profundidade de carbonatação pode ser estimada pela Equação 59.

$$e_c = a \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{f_c}} - \frac{1}{\sqrt{f_{c\lim}}} \right) \cdot \sqrt{t} \quad \text{Equação 59}$$

Onde:

e_c = profundidade de carbonatação (cm);

a = velocidade de carbonatação;

f_c = resistência à compressão do concreto (kgf/cm²);

f_{clim} = valor limite da resistência à compressão do concreto que pode ser carbonatada (kgf/cm²);

t = tempo de exposição (semanas).

Para ambientes internos $a= 220$ e $f_{clim}= e 920$ e Para ambientes externos $a= 250$ e $f_{clim}= e 625$.

MODELO DE TUUTTI (1982)

A estimativa da profundidade de carbonatação dos concretos pode ser efetuada pela equação convencional da raiz quadrada do tempo, que é uma simplificação da primeira lei de Fick, mostrada na Equação 60.

$$e_c = k\sqrt{t} \quad \text{Equação 60}$$

Onde:

e_c = profundidade de carbonatação (mm);

k = coeficiente de carbonatação, que depende da difusividade do CO₂⁹⁴, do gradiente de concentração do CO₂⁹⁵ e da quantidade retida de CO₂, em mm/ano^{1/2};

t = tempo decorrido (anos).

O coeficiente de carbonatação k comumente empregado nesta formulação, em geral, é obtido a partir uma verificação da estrutura em um dado tempo t . Então, assume-se esse coeficiente como constante no tempo, fazendo a previsão da profundidade carbonatada.

MODELO DE VESIKARI (1988)

Vesikari (1988) apresenta um modelo baseado na proposta de Tuutti (1982), considerando para o cálculo do coeficiente de carbonatação k a relação água/cimento, segundo a Equação 61.

$$k = 26.(ac - 0,3)^2 + 1,6 \quad \text{Equação 61}$$

Assim, a estimativa da profundidade de carbonatação do concreto pode ser conduzida pela Equação 62.

$$e_c = [26.(ac - 0,3)^2 + 1,6]\sqrt{t} \quad \text{Equação 62}$$

Onde:

⁹⁴ Que depende do grau de umidade dos poros do concreto, ou seja, varia em função da umidade relativa do ambiente.

⁹⁵ É a quantidade de CO₂ que reagiu com produtos alcalinos da hidratação do Cimento Portland formando carbonatos. Para concretos de mesma permeabilidade e porosidade da pasta submetidos ao mesmo gradiente de pressão ou concentração de CO₂, quanto maior a reserva alcalina, menor a profundidade de carbonatação.

e_c = profundidade de carbonatação (mm);
 k = coeficiente de carbonatação (mm/ano^{0,5});
 ac = água cimento ($0,45 < ac < 0,75$);.

Para estruturas em ambientes externos desprotegida da chuva, majorar quatro vezes o valor de k .

MODELO DO CEB (1997)

O CEB (1997) propõe a Equação 63 para estimar a profundidade carbonatada do concreto. Nas tabelas 24 a 26 apresentam-se os coeficientes do modelo.

$$e_c = \sqrt{(2 \cdot \psi_1 \cdot \psi_2 \cdot \psi_3 \cdot \Delta c)} \cdot \sqrt{\frac{D_{nom}}{a}} \cdot t \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \quad \text{Equação 63}$$

Onde:

e_c = profundidade de carbonatação (m);
 D_{nom} = difusão do CO₂ (T de 20°C e UR de 65%);
 a = quantidade de CO₂ para a completa carbonatação;
 Δc = diferença de concentração de CO₂ entre o ambiente e a frente de carbonatação;
 ψ_1 = parâmetro de projeto referente às condições de micro clima (Tabela 27);
 ψ_2 = parâmetro de projeto referente às condições de cura (Tabela 27);
 ψ_3 = parâmetro de projeto referente à relação a/c (Tabela 27);
 n = parâmetro de projeto que reflete as condições micro climáticas (ciclos de molhagem e secagem), apresentados na Tabela 27;
 $n = 0$ (interiores);
 $n \leq 0,3$ (exteriores);
 t_0 = período de referência (1 ano);
 t = tempo (anos).

A diferença de concentração de CO₂ entre o ambiente e a frente de carbonatação pode ser estimada pela Equação 64:

$$\Delta c = 0,6 \cdot 10^{-3} \text{ kg/m}^3 \quad \text{Equação 64}$$

A quantidade de CO₂ para a completa carbonatação, em kg/m³, é dada pela Equação 65:

$$a = 0,75 \cdot C \cdot CaO \cdot \alpha_H \cdot \frac{M_{CO_2}}{M_{CaO}} \quad \text{Equação 65}$$

Onde:

C = quantidade de cimento, em kg/m³;
 CaO = quantidade de óxido de cálcio (CaO) contida no cimento, (Tabela 28);
 α_H = grau de hidratação (Tabela 29);
 M = massa molar respectiva;

Tabela 27: parâmetros de projeto para estruturas sujeitas à carbonatação

Cura	Ruim		Boa			
	-			+		Interno
Proteção	I	II	III	IV	V	Ref
ψ1	0,30	0,30	0,40	0,50	0,60	1,00
ψ2	2,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ψ3	1,50	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00
n	0,30	0,30	0,20	0,10	0,05	0,00
d _c (mm)	7,8	6	10,3	15,6	20,7	32,6

I, II: molhado em qualquer ocasião

III: molhado durante chuva dirigida

IV, V: partes protegidas

Tabela 28: quantidade de CaO em função do tipo de cimento

Tipo de cimento	Quantidade de CaO(%)
Cimento Portland (CEM I) ⁹⁶	63,90
Cimento Portland (CEM I - RS)	64,00
Cimento Portland com escória (CEM)	48,00

Tabela 29: grau de hidratação em função da relação a/c

Relação a/c	Grau de hidratação
0,63	0,82
0,57	0,79
0,55	0,75
0,54	0,74

MODELO DE LAGERBLAD (2005)

Empregando o modelo da raiz quadrada do tempo e considerando variações na resistência à compressão e no ambiente de exposição das estruturas de concreto, o autor propõe a modelagem por meio da adoção dos coeficientes de carbonatação k apresentados na Tabela 30.

Tabela 30: coeficiente de carbonatação ($\text{mm}/(\text{year})^{0.5}$) para concretos produzidos com cimento CEM I*

Condições de exposição	Resistência à compressão			
	>15 MPa	15–20 MPa	23–35 MPa	>35 MPa
Ambiente interno	15,0	9,0	6,0	3,5
Protegido da chuva	10,0	6,0	4,0	2,5
Desprotegido da chuva	5,0	2,5	1,5	1,0
Enterrado	3,0	1,5	1,0	0,8
Molhado/ Submerso	2,0	1,0	0,8	0,5

*Corresponde ao cimento brasileiro CP V ARI.

Estes coeficientes foram obtidos por meio de experimentos e análises de dados da literatura, e para concretos com adições, o autor sugere fatores de correção, apresentados na Tabela 31.

⁹⁶ Equivalente ao CP V ARI, da ABNT.

Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

Tabela 31: fator de correção em função do tipo de adições

Tipo de adição	Porcentagem em relação à massa do aglomerante					
	<10	10-20	10-20	30-40	40-60	60-80
Filer calcário		k x 1,05	k x 1,10			
Sílica Ativa	k x 1,05	k x 1,10				
Cinza Volante		k x 1,05		k x 1,10		
Escoria granulada de alto forno	k x 1,05	k x 1,10	k x 1,15	k x 1,20	k x 1,25	k x 1,30

MODELO DA EHE (2008)

O modelo proposto pela norma EHE (2008) tem como base o modelo de Tuutti (1982) (Equação 60), apresentando a Equação 66 para estimativa do k (coeficiente de carbonatação)

$$k_c = C_{amb} \cdot C_{ar} \cdot a \cdot f_{cm}^b \quad \text{Equação 66}$$

Onde:

f_{cm} = resistência média à compressão, em MPa, que pode ser estimada a partir da resistência característica especificada (f_{ck}) (ver Equação 67)

$$f_{cm}^b = f_{ck} + 8 \quad \text{Equação 67}$$

Desta forma, a profundidade de carbonatação do concreto é calcula por Equação 68:

$$e_c = C_{amb} \cdot C_{ar} \cdot a \cdot f_{cm}^b \cdot \sqrt{t} \quad \text{Equação 68}$$

Onde:

C_{amb} = coeficiente de ambiente (Tabela 32).

C_{ar} = coeficiente do ar incorporado (Tabela 33).

a , b = Parâmetros em função do tipo de aglomerante (Tabela 34)

Tabela 32: coeficiente Ar incorporado

Ar incorporado	C_{ar}
< 4,5%	1,00
≥ 4,5%	0,70

Tabela 33: coeficiente do ambiente

Ambiente	C_{amb}
Protegido da chuva	1,00
Desprotegido da chuva	0,50

Tabela 34: coeficiente referente ao tipo do aglomerante

Tipo de cimento	a	b
Cimento Portland	1800,00	-1,70
Cimento Portland + 28% de CV	360,00	-1,20
Cimento Portland + 9% de SA	400,00	-1,20
Cimento Portland + 65% de Escória	360,00	-1,20

Excetuando-se o modelo do CEB (1997), os modelos analisados são baseados na primeira lei de Fick, os quais consideram que o fenômeno da carbonatação é função da raiz quadrada do

tempo, sendo que demais variáveis de influência são consideradas através do coeficiente de carbonatação k . Estes modelos são mais simplistas que o do CEB (1997) não contemplando, em sua grande maioria, as principais variáveis que influenciam o fenômeno de carbonatação descritas na literatura. Na Tabela 35 são apresentadas as variáveis de entrada dos modelos analisados e do modelo proposto da tese, representado por “Modelo de Possan”. Observa-se que o modelo do CEB 238 (1997) e o proposto neste trabalho acrescentam um maior número de variáveis de entrada.

Tabela 35: variáveis de entrada dos modelos em análise

Modelos	Parâmetros, fatores ou variáveis de entrada													
	f_{ck}	a/c ou quantidade de água	Tipo de cimento	Teor de adições	Reserva alcalina	Difusividade do CO_2	Concentração de CO_2	Umidade relativa	Temperatura	Condições de exposição	Condições de cura	Idade da estrutura	Tempo de exposição	Outros
Smolczyk (1976)	x	*	-	-	-	*	-	-	-	x	-	x	x	-
Tuutti (1982)	*	*	-	-	-	x	-	-	-	-	-	-	x	-
Vesikari(1988)	*	x	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	x	-
CEB 238 (1997)	*	x	*	*	x	x	x	x	-	x	x	x	x	-
Lagerblad (2005)	x	*	*	x	*	-	-	-	-	x	-	-	-	x
EHE (2008)	x	*	*	*	*	-	-	-	-	x	-	-	x	x
Modelo de Possan	x	*	x	x	*	*	x	x	-	x	-	x	x	-

Legenda: x fator contemplado no modelo. * fator considerado indiretamente⁹⁷. - fator não considerado.

Face às peculiaridades de cada modelo, para realizar as comparações optou-se pela definição da condição hipotética apresentada na Tabela 36, sendo que os valores médios de cada variável de entrada foram inseridos nas análises, respeitando-se os limites estabelecidos e os parâmetros tabelados dos respectivos modelos, quando existentes. Os resultados obtidos em função do tempo, considerando concretos com resistência de 25 e 30 MPa, são apresentados na Figura 53 e na Figura 54.

⁹⁷ Refere-se a parâmetros de entrada que não foram considerados de maneira direta na modelagem, entretanto foram inseridos através de outra variável, de maneira indireta, com é o caso da porosidade do concreto que pode considerada por meio da relação água/aglomerante ou da resistência à compressão do concreto.

Tabela 36: condições para a análise dos modelos de carbonatação do concreto

Variáveis de entrada	Valores tomados como referência	Observações
Resistência à compressão (MPa)	25 e 30	
Água/cimento	0,60 e 0,55	
Proteção à chuva	Ambiente externo protegido da chuva	
Tipo de cimento	CP V ARI	
Adições	Sem adições	
Consumo de cimento (kg/m ³)	280 a 320	
Parâmetros de projeto	Classe IV	
Cura	Boa (3 dias)	CEB (1997)
Ar incorporado	≥ 4,5%	EHE (2008)
Teor de CO ₂ (%)	0,03	Modelo de POSSAN
Umidade relativa (%)	70	POSSAN

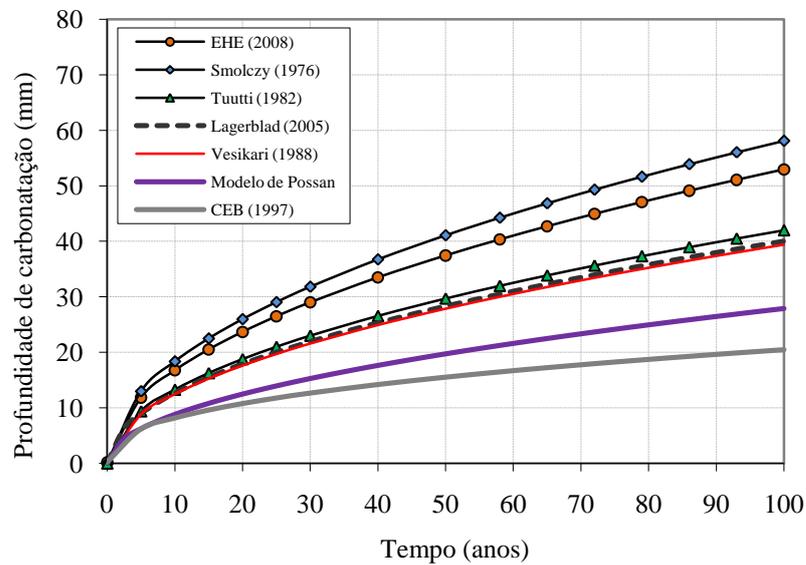


Figura 53: comparação entre os modelos para concretos com 25 MPa

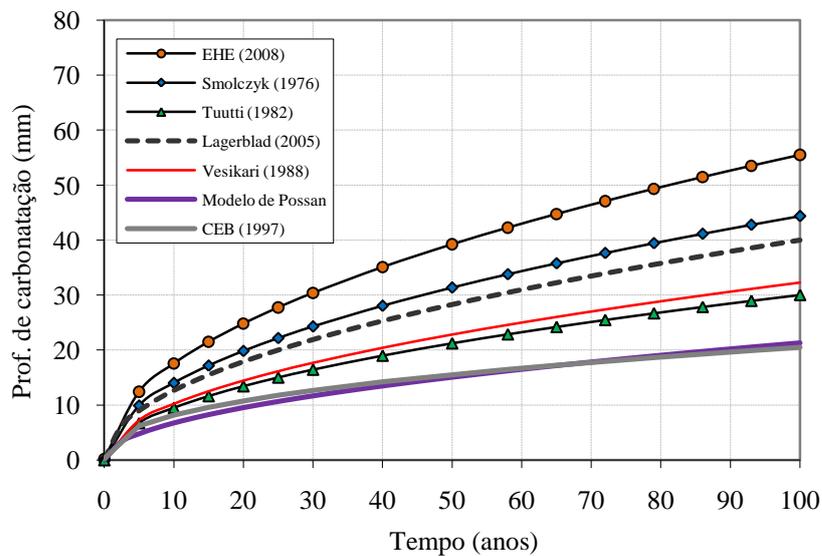


Figura 54: comparação entre os modelos para concretos com 30 MPa

Observa-se, nas Figuras 53 e 54, que os modelos analisados prevêem profundidades distintas de carbonatação. Os modelos propostos pela norma EHE (2008) e Smolczyk (1976) são os que prevêem maiores profundidades de carbonatação, seguidos do modelo de Lagerblad (2005), Tuutti (1982) e Vesikari (1988). Ressalta-se que estes apresentam poucas variáveis de entrada (em geral apenas uma), não considerando os vários fatores que envolvem o processo de carbonatação. As formulações mais complexas, como a proposta nesta tese e pelo CEB, já contemplam mais variáveis de entrada, descrevendo melhor o processo de degradação por carbonatação. Nota-se que as estimativas das profundidades de carbonatação do modelo proposto são muito próximas às do modelo do CEB (1997). Tal fato pode estar relacionado ao número similar de variáveis empregado em ambos.

6.3.4 Etapa 4: validação do modelo proposto

A validação é um procedimento empregado para certificar se os valores gerados pelo modelo proposto apresentam coerência com os gerados pelo sistema real. Assim, a fim de verificar a aderência do modelo proposto e proceder com sua validação, se faz necessário comparar as estimativas do mesmo com dados da literatura.

Pelo fato do modelo proposto englobar diversas variáveis e suas possíveis interações, a validação do mesmo é uma tarefa que requer, além de tempo, disponibilidade de dados. Até o presente, não foram encontrados dados de profundidade de carbonatação natural que preenchessem todos os grupos em estudo. Mas, devido à crescente realização de ensaios desta natureza pela comunidade científica, acredita-se que, nos próximos anos, novos dados possam surgir, corroborando de forma positiva para validação e melhoria do modelo proposto ao longo do tempo.

Os trabalhos encontrados até o momento na literatura ou que ou gentilmente fornecidos por pesquisadores da área, com potencial de utilização na validação do modelo, são apresentados na Tabela 37. Salienta-se que os dados utilizados são oriundos de ensaios não acelerados de degradação do concreto por carbonatação ou de estruturas reais. Os dados dos trabalhos compilados na Tabela 37 estão apresentados no anexo 1, com o intuito de formarem um banco de dados de ensaios de degradação por carbonatação, visando que novos trabalhos, assim como a replicação deste, sejam facilitados.

Esta etapa da pesquisa dar-se-á de forma determinística e, no capítulo 8, para fins de previsão de vida útil, será empregada uma abordagem probabilística.

Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

Face à característica do modelo e ao potencial de generalização, ressalta-se que todos os dados das pesquisas compiladas na Tabela 37 foram testados no modelo proposto, sem que os coeficientes do modelo fossem alterados. As previsões do modelo se aproximaram muito dos resultados obtidos pelos pesquisadores. As previsões para o trabalho de Gomes (2006) são as que apresentam menores aproximações. Acredita-se que a influência do micro clima, representada no modelo pelas condições de exposição da estrutura, pode estar interferindo nos resultados, pois as estruturas analisadas estão expostas a diferentes situações não descritas em detalhe. Também se verifica que para concretos com altos teores de adição, os erros e variações nas estimativas são mais elevados.

Dentre os trabalhos apresentados na Tabela 37, os resultados previstos pelo modelo e observados nos estudos de Isaia (2001), Meira (2004), Figueiredo (2004), Possan (2004), Meira Padaratz e Borba Junior (2006), Vieira, et al. (2009) e Pauletti (2009) são apresentados na seqüência.

Tabela 37: principais características dos dados com potencial de utilização no processo de validação do modelo

Pesquisador	Características do concreto				Condições ambientais			Condições de exposição		Tempo (anos)	Região, cidade	Observações
	Fc (MPa)	Tipo de cimento	Adição		UR (%)	T (°C)	CO ₂ (%)	Desprotegido da chuva	Protegido da chuva			
			Tipo	Teor (%)								
ISAIA et al. (2001)	fc _≥ 28 e fc _≤ 78	CP V	SA, CCA CV	10 - AS 0 a 50 - CCA 0 a 50 - CV	70	25	0,035	-	Ambiente interno	0,5, 1, 2 e 4	RS, Santa Maria	Ensaio natural
KIRCHHEIM (2003)	fc _≥ 24 e fc _≤ 46	CP V e CPB	-	-	70	25	0,035	Ambiente Externo	-	0, 1, e 4	RS, Porto Alegre	Ensaio natural
SANJUÁN et al. (2003)	fc _≥ 17 e fc _≤ 58	CEM I*	SA, CV	12 - SA 34 - CV	50 ± 5	25 ± 5	0,03	-	Ambiente interno de laboratório	0,8 e 2	Madrid, Espanha	Ensaio natural e acelerado
FIGUEIREDO (2004)	fc _≥ 22 e fc _≤ 31	CP II F	-	-	60		0,035	Ambiente Externo	-	de 8 a 35	DF, Brasília	Estrutura real
MEIRA (2004)	fc _≥ 20 e fc _≤ 32	CP II F CP IV	-	-	68 ± 4	25 ± 4	0,035	Ambiente Externo	-	0,4 a 4	PB, João Pessoa	Ensaio natural marinho
POSSAN (2004)	fc _≥ 23 e fc _≤ 67	CP V	SA	de 0 a 20	70	25	0,035	Ambiente Externo	-	7, 10 e 12	RS, Porto Alegre	Ensaio natural
BOURGUIGNON (2004)	fc _≥ 25 e fc _≤ 45	CP II E CPIII CPIII+E	Escória	50	50	21 a 27	0,035	-	Ambiente interno de laboratório	de 0 a 1	ES, Vitória	Ensaio não acelerado em laboratório
GOMES (2006)	25	CP II E	-	-			0,035	Ambiente Externo	Externo e interno	13 e 12	SP, Ribeirão Preto	Estrutura real
PAULETTI (2009)	fc _≥ 18 e fc _≤ 43	CP IV CP I	CV	40	70 ± 5	20	0,063 a 0,088	Ambiente Externo	Externo e interno controlado	0,5, 1, 2,5, 4 e 5	RS, Porto Alegre e São Leopoldo	Ensaio natural e acelerado
VIEIRA, et al. (2009)	fc _≥ 20 e fc _≤ 41	CP IV CP V	-	-	70 ± 7	20 ± 5	0,035		Ambiente externo	0,24 a 1.23	PB, João Pessoa	Ensaio natural

* CEM I 42,5 R EN 197-1:2000 e CEM I 52,5 R EN 197-1:2000 – equivalem ao cimento CP V ARI 40.

6.3.4.1 Valores previstos x observados por Isaia et al. (2001)

Os dados para esta etapa do trabalho foram gentilmente cedidos pelo professor Geraldo Isaia, os quais fazem parte de um projeto amplo sobre o estudo da carbonatação natural e acelerada em concretos com e sem adições. Os resultados preliminares (medidas de profundidades carbonatadas até dois anos) foram publicados pelos pesquisadores ISAIA; VAGHETTI e GASTALDINI em 2001, nos anais do 43º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. Neste trabalho, além dos dados já publicados pelos autores, são também empregados os resultados de profundidade carbonatada referentes à idade de quatro anos de ensaio natural, os quais se encontram no Anexo 1.

Para este estudo, os pesquisadores empregaram na dosagem dos concretos o cimento Portland de alta resistência inicial (CP V ARI). O ensaio natural foi conduzido em ambiente de laboratório, abrigado das intempéries. Para esta condição de exposição registram-se temperaturas ambientais entre 12 e 35°C e umidade entre 40 e 85%. O teor de CO₂ do ambiente não é conhecido, admitindo-se um teor entre 0,035 a 0,050%. Com base nestes dados, na Tabela 38 tem-se as profundidades de carbonatação observadas por Isaia et al. (2001) e as previstas pelo modelo proposto, para UR de 60% e teor de CO₂ de 0,035.

Tabela 38: profundidades de carbonatação observadas por ISAIA et al. (2001) x previstas pelo modelo proposto

Mistura	a/agl	Profundidade de carbonatação (mm) no tempo (anos)							
		0,5		1		2		4	
		Obs	Prev	Obs	Prev	Obs	Prev	Obs	Prev
Ref	0,34	0,0	0,6	0,0	0,8	0,0	1,1	0,0	1,6
	0,44	0,0	0,7	0,0	1,0	0,0	1,4	0,2	2,0
	0,57	0,0	1,1	0,5	1,6	0,9	2,3	1,4	3,2
SA 10	0,35	0,0	0,5	0,1	0,7	0,2	1,0	0,2	1,4
	0,41	0,0	0,5	0,2	0,7	0,3	1,0	0,4	1,5
	0,56	0,0	0,8	0,6	1,1	0,8	1,6	1,6	2,3
CV 25	0,34	0,0	1,0	0,3	1,4	0,7	1,9	0,9	2,7
	0,45	0,0	1,7	1,4	2,4	2,5	3,4	2,9	4,8
	0,56	1,4	2,2	3,4	3,1	4,3	4,4	7,4	6,2
CV 50	0,37	1,8	3,2	2,2	4,5	3,3	6,3	4,5	8,9
	0,46	2,9	5,5	5,0	7,7	7,2	10,9	10,2	15,5
	0,56	5,7	8,9	8,7	12,6	12,4	17,9	17,0	25,3
CCA 25	0,36	0,0	0,7	0,0	0,9	0,3	1,3	0,3	1,9
	0,45	0,0	1,0	0,5	1,4	1,0	2,0	1,5	2,9
	0,56	2,2	1,4	3,1	1,9	3,8	2,8	6,0	3,9
CCA 50	0,37	1,0	1,6	1,3	2,3	1,7	3,3	2,8	4,7
	0,46	2,4	2,5	3,2	3,6	5,5	5,1	8,5	7,2
	0,56	4,7	4,8	7,6	6,7	9,5	9,5	14,3	13,4

Obs – profundidade de carbonatação observada; Prev – profundidade de carbonatação prevista pelo modelo; Ref – concreto de referência, sem adição; SA 10 – concreto com adição de 10% de sílica ativa; CV 25 e CV 50 – concretos com adição de 25 e 50% de cinza volante, respectivamente; CCA 25 e CCA 50 – concretos com adição de 25 e 50% de cinza de casca de arroz, respectivamente.

Observa-se que o modelo apresenta bom ajustes aos dados reais, especialmente para idades mais avançadas (4 anos). Nos dados reais observados por Isaia et al. (2001), sobretudo para as relações a/agl reduzidas e pequenas idades de exposição ao CO₂, verificam-se um grande número de profundidades de carbonatação nulas (zero). Para estes casos, o modelo proposto prevê pequenas profundidades de carbonatação, cujos valores ficam em torno de 1 a 2 mm. Nas Figuras 55 e 56, para os três níveis de relação a/agl empregados, são plotados os valores previstos e observados para as misturas produzidas com 25 e 50% de cinza volante (CV), respectivamente.

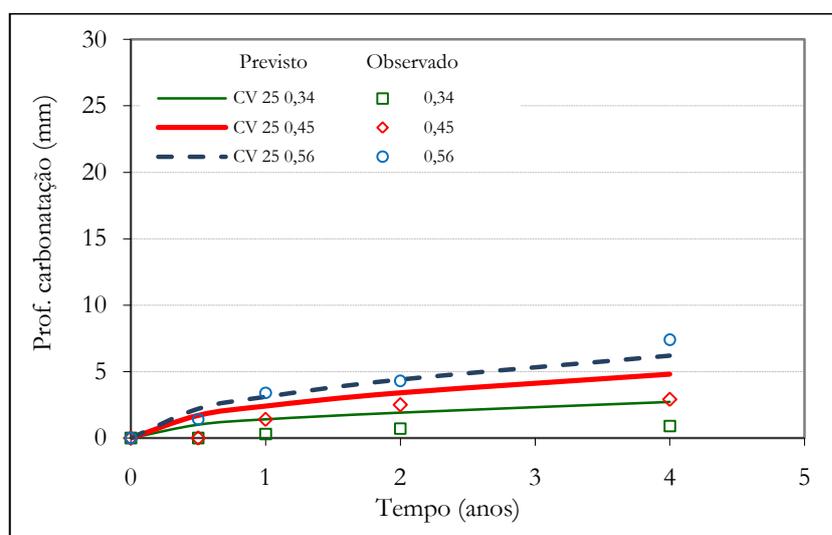


Figura 55: carbonatação do concreto para a mistura CV 25 (dados de ISAIA et al., 2001)

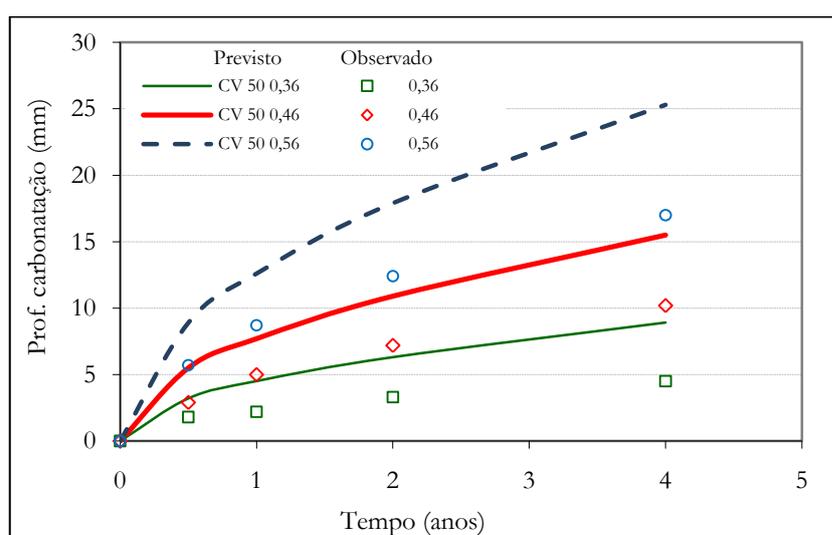


Figura 56: carbonatação do concreto para a mistura CV 50 (dados de ISAIA et al., 2001)

Para as misturas com 25 % de CV, as profundidades de carbonatação observadas e previstas são reduzidas (inferiores a 10 mm). Porém, quanto o teor de adição é elevado para 50% (Figura 56) a profundidade de carbonatação observada, para o concreto de relação a/agl 0,56, tem um acréscimo de 70% em relação à mistura com 25% de CV, sendo que as previsões do modelo proposto para essa mistura são 33% superiores aos valores observados pelos autores. Já para as misturas produzidas com 25 e 50% de cinza de casca de arroz (CCA) (ver Figura 57 e Figura 58) as previsões do modelo se aproximam dos valores observados por Isaia et al. (2001).

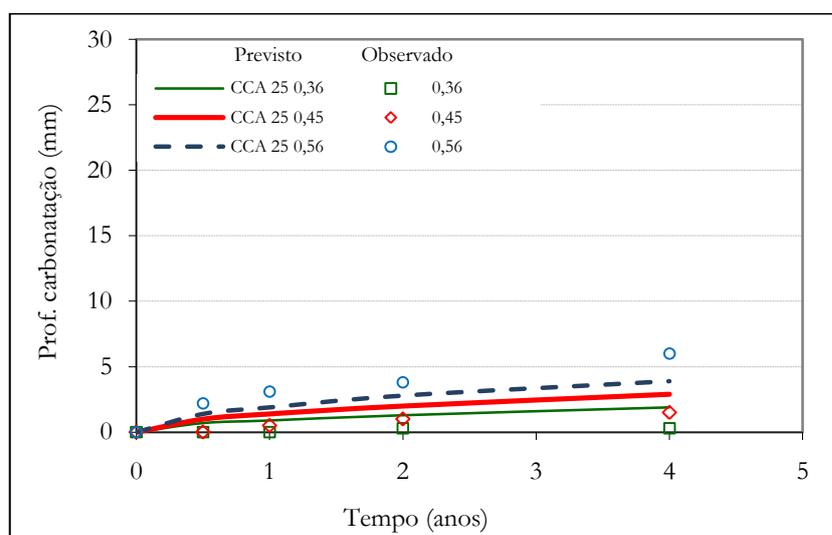


Figura 57: carbonatação do concreto para a mistura CCA 25 (dados de ISAIA et al., 2001)

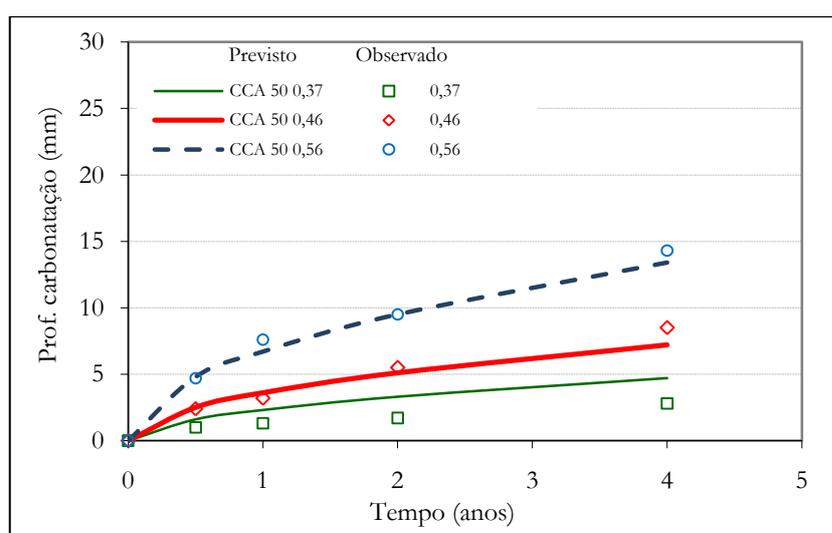


Figura 58: carbonatação do concreto para a mistura CCA 50 (dados de ISAIA et al., 2001)

Pela análise dos resíduos (Figura 59), o modelo de predição da profundidade de carbonatação proposto apresenta boa aderência aos resultados de ISAIA et al. (2001). A alta concentração de valores próximos a zero é devida à elevada resistência à compressão e reduzida idade dos concretos testados. Nota-se que a maioria dos pontos do gráfico está entre as faixas de resíduos de $-2 < \text{resíduos} < +2$.

No entanto, para concretos com elevado teor de adição de cinza volante (mistura CV 50) os erros obtidos na modelagem foram bastante elevados. Esse fato pode estar atrelado à dificuldade de representação pelo modelo do efeito das adições na profundidade de carbonatação do concreto ou à alta variabilidade das adições pozolânicas.

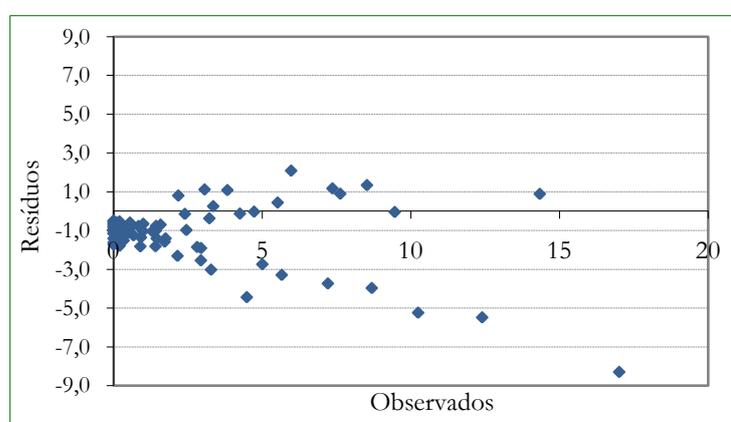


Figura 59: gráfico de resíduos para os dados de Isaia et al. (2001)

Como os concretos produzidos com as adições pozolânicas tendem a ganhar resistência em idades mais avançadas, fez-se uma análise com a variável de entrada de resistência à compressão axial aos 90 dias de idade (e não aos 28 dias como estabelecido na modelagem), cujos resultados são apresentados na Figura 60.

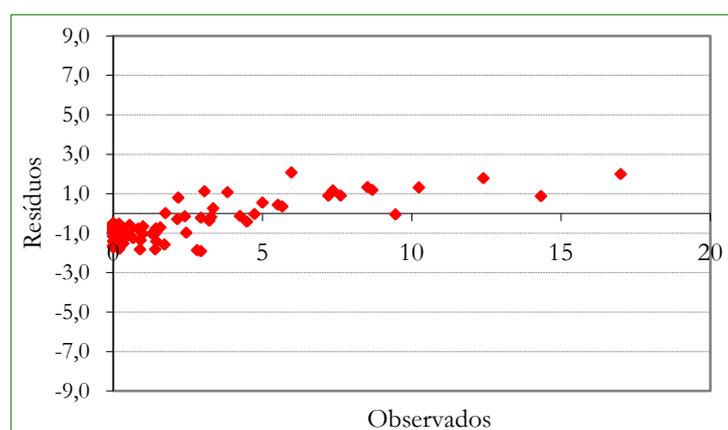


Figura 60: gráfico de resíduos quando a resistência à compressão da mistura CV 50 é tomada aos 90 dias

Nesta simulação o erro dos valores previstos é fortemente reduzido para todas as idades de análise, indicando que para concretos com adições, devido sua influencia na resistência à compressão do concreto em idades mais avançadas, as entradas do modelo ou os coeficientes podem ser ajustados. Para tanto, mais dados precisam ser testados a fim de comprovar esta hipótese.

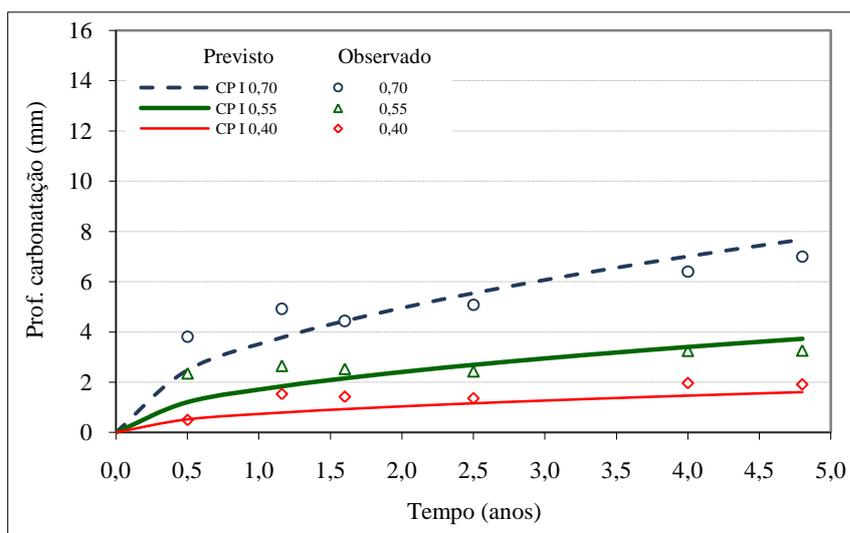
6.3.4.2 Valores previstos x observados por Pauletta (2009)

Pauletta (2009) conduziu vários experimentos envolvendo ensaios de carbonatação acelerado e natural, objetivando avaliar a influência do tipo de cura, condicionamento, local de exposição, relação água/cimento, tipo de cimento e tipo de ensaio na profundidade de carbonatação.

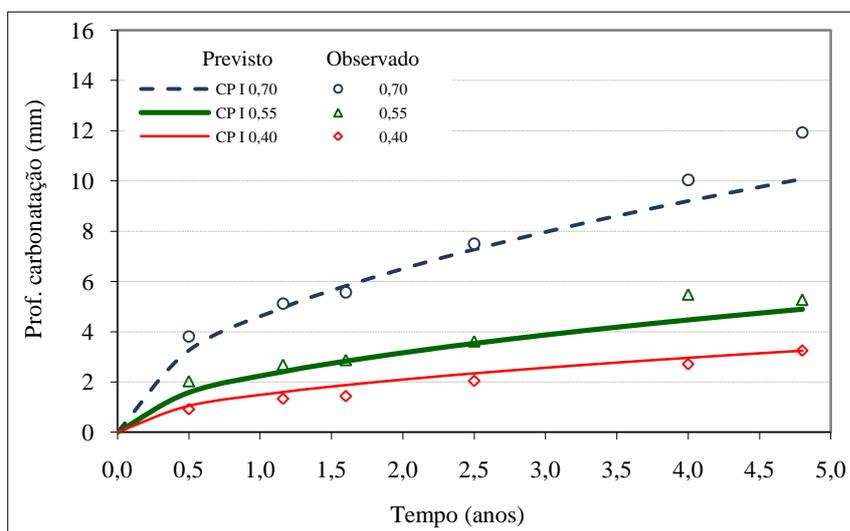
Os estudos foram conduzidos em amostras de argamassas produzidas com cimento CP I e CP IV⁹⁸, com relação água/cimento de 0,40, 0,55 e 0,70, submetidas à cura por 7, 14 e 28 dias e expostas à degradação natural em ambiente interno e externo desprotegido da chuva (ver anexo 2). Na primeira condição, as amostras foram armazenadas em sala climatizada com os fatores ambientais controlados (temperatura=20±1°C, UR=70±5% e concentração de CO₂ de 0,088%). Na segunda condição, as amostras foram expostas em ambiente externo desprotegido das intempéries, em duas localidades diferentes: em São Leopoldo, no campus da UNISINOS (Ext_I); e no centro de Porto Alegre, junto ao NORIE (Ext_N); cujas concentrações médias de CO₂ são de 0,063% e 0,071%, respectivamente. As profundidades de carbonatação natural foram tomadas aos 6, 14, 20, 30, 48 e 58 meses.

Os dados dos ensaios realizados por Pauletta (2009) são apresentados no anexo 2. Na Figura 61 e na Figura 62 são apresentadas as comparações entre os dados observados e os valores preditos pelo modelo, para amostras curadas por 7 dias, expostas em ambiente interno e externo (Ext_I), para todas as relações água/cimento e tipos de cimento empregados.

⁹⁸ O cimento CP IV foi produzido pela pesquisadora, empregando uma proporção de 60% de cimento CP I e 40% de cinza volante.

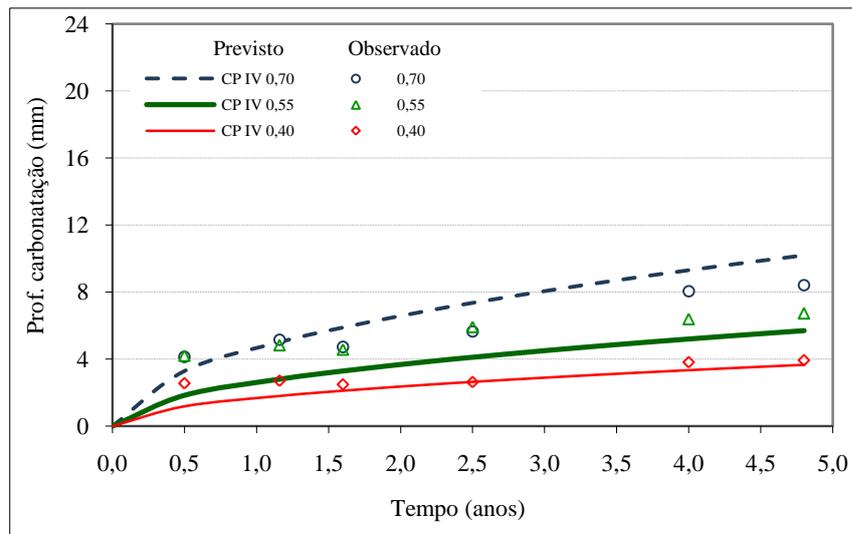


(a)

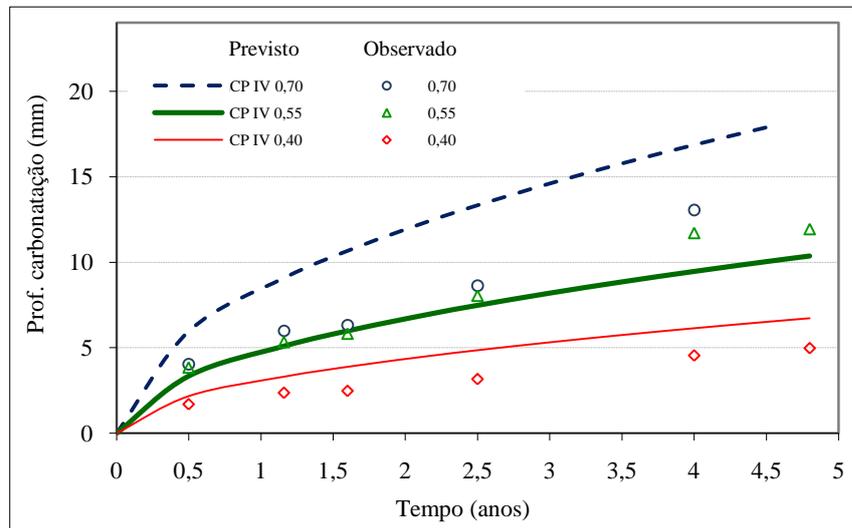


(b)

Figura 61: carbonatação do concreto com cimento CP I: a) ambiente externo desprotegido; b) Ambiente interno (dados de PAULETTI, 2009)



(a)



(b)

Figura 62: carbonatação do concreto com cimento CP IV: a) ambiente externo desprotegido; b) Ambiente interno (dados de PAULETTI, 2009).

Observa-se que o modelo proposto representa o comportamento da carbonatação do ensaio natural realizado por Pauletti (2009), especialmente para as misturas produzidas com cimento CP I. Para o cimento CP IV (cimento pozolânico) observam-se maiores erros nas estimativas, quando a carbonatação ocorre em ambiente interno, sobretudo para relações água/cimento maiores. Excetuando-se esse caso, considera-se que o modelo representou de forma satisfatória o fenômeno de carbonatação natural, para os dados reais de degradação de Pauletti (2009).

Na Figura 63 são apresentados os resíduos gerados (diferença entre valores previstos e observados). Nota-se na Figura 63a) que o erro das medições fica compreendido entre -1 e 2 mm, para misturas confeccionadas com cimento CP I e entre -7 e 3 mm para misturas confeccionadas com CP IV (Figura 63b).

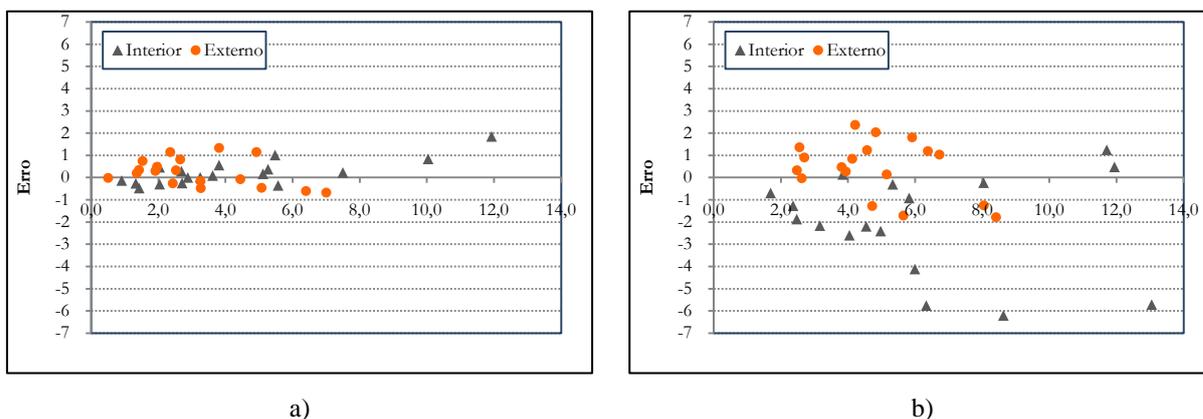


Figura 63: valores observados x valores previstos para, a) Cimento CP I; b) Cimento CP IV (dados de PAULETTI, 2009)

Nota-se que há maior dispersão do erro para as profundidades de carbonatação das misturas produzidas com cimento CP IV (Figura 63b), com relação água/cimento 0,70, quando expostas em ambiente interno de degradação. Esta situação é semelhante à observada nos dados de Isaia (2001), onde algumas misturas com adições pozolânicas tendem a gerar erros mais elevados nas estimativas, especialmente para concretos com relação água/aglomerante mais elevada (superior a 0,50).

6.3.4.3 Valores previstos x observados por Possan (2004)

Neste estudo foram submetidos à degradação natural concretos produzidos com cimento CP V ARI, contendo 0 e 20% de adição de sílica ativa, expostos em ambiente externo protegido da chuva na cidade de Porto Alegre, RS ($CO_2 = 0,03\%$; $UR = 70\%$). A profundidade carbonatada foi medida aos 7, 10 e 12 anos de exposição dos concretos à degradação natural, conforme dados apresentados no Anexo 3. Os resultados previstos e observados são apresentados na Figura 64. Para os concretos com e sem adição, o modelo proposto tem boa aderência aos dados de Possan (2004), representando o fenômeno de carbonatação para estes casos.

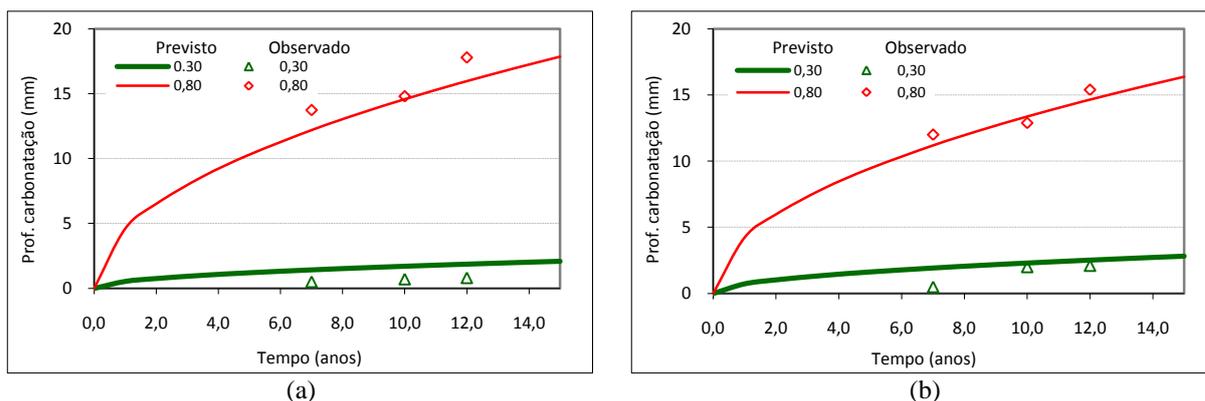


Figura 64: carbonatação do concreto com cimento CP V ARI: a) com 20% de SA; b) sem sílica ativa (dados de POSSAN, 2004).

6.3.4.4 Valores previstos x observados por Vieira, et al. (2009)

Neste trabalho, Vieira et al. (2009) apresentam dados de carbonatação natural obtidos de concretos produzidos com cimento CP V ARI e CP IV, com relação água/cimento de 0,40, 0,50, 0,57 e 0,65. Os corpos-de-prova, após sete dias de cura, foram expostos em atmosfera urbana, na região de João Pessoa, PB e aos 90, 180, 270 e 450 dias foram realizadas as medidas de profundidade de carbonatação do concreto. As condições ambientais do local de exposição foram monitoradas, permitindo conhecer as variações de temperatura (entre 25 e 30 °C), UR (entre 60 e 80%) e de concentração de CO₂ (0,047%). Nas Figuras 65 e 66 são apresentados os valores observados e os valores previstos pelo modelo. No anexo 4 são apresentados os dados de Vieira et al. (2009).

Para o cimento composto (ver Figura 65), os dados observados pelos pesquisadores e as previsões do modelo foram muito próximas, com erros médios reduzidos. Para o concreto com relação água/cimento 0,57 o modelo previu profundidade menor que as observadas. No entanto, para as idades mais avançadas, de 270 dias (0,74 anos) e 450 dias (1,23 anos), as previsões tendem a se aproximar dos valores observados. Nas primeiras idades de medição da profundidade de carbonatação do concreto, em geral, observam-se variações maiores nos valores medidos, dado que a frente de carbonatação ainda é pequena e pouco definida, dificultando as medições. Seria interessante o emprego de dados de profundidades de carbonatação coletados em idades mais avançadas, no entanto as pesquisas neste campo de estudo ainda são recentes, não havendo esta disponibilidade.

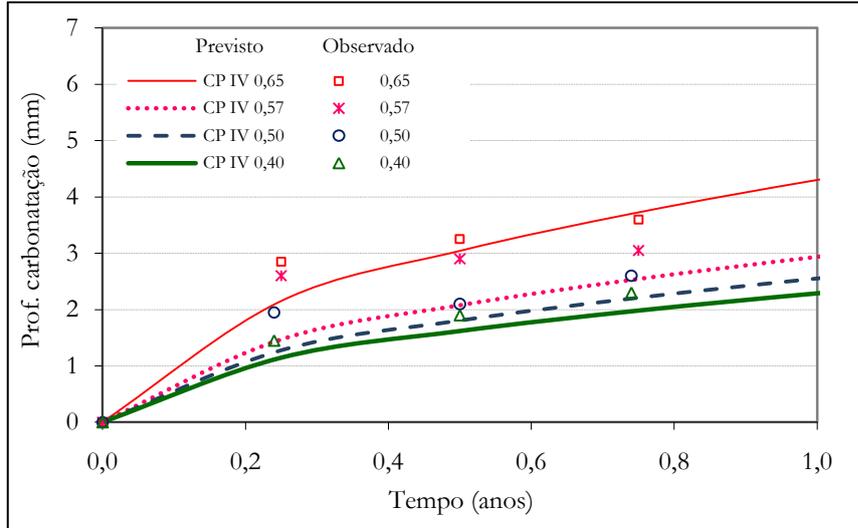


Figura 65: carbonatação do concreto com cimento CP IV (dados de VIEIRA, et al., 2009).

Observa-se, na Figura 66, que as previsões do modelo se aproximam dos valores observados por Vieira, et al. (2009), para todas as relações água/cimento analisadas. Assim, como observado em outras pesquisas, as previsões da profundidade de carbonatação geradas pelo modelo têm boa aderência aos materiais produzidos com o cimento CP V ARI. De fato, este cimento possui características químicas bem definidas, apresentando menor variabilidade no processo produtivo que os demais. Esse fato pode ser um indicativo dos resultados positivos das previsões.

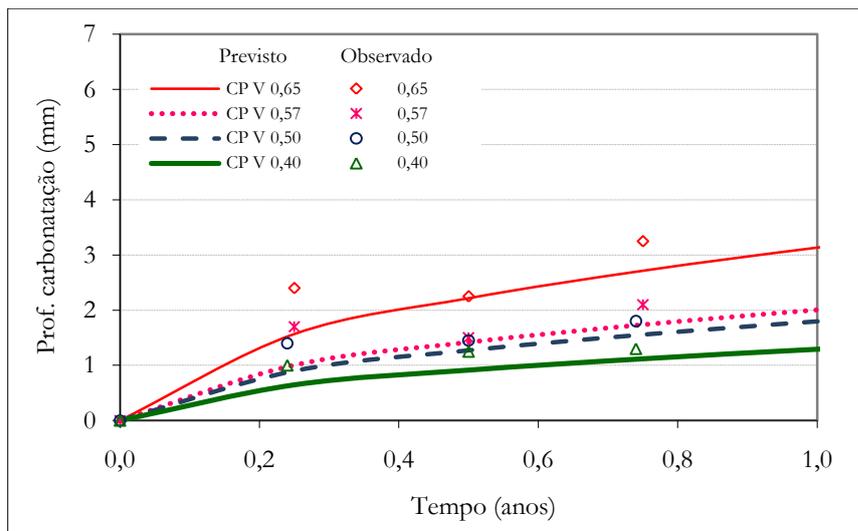


Figura 66: carbonatação do concreto com cimento CP V ARI (dados de VIEIRA, et al., 2009).

Para a base de dados de Vieira et al. (2009) o modelo teve bom ajuste para os concretos produzidos com cimentos com adições (CP IV), diferente do observado para algumas misturas apresentadas por Isaia (2001) e Pauletti (2009). Logo, para que a questão das adições no concreto e sua influência na carbonatação sejam consideradas de forma adequada no modelo, serão necessários mais dados a fim de validar a equação proposta ou adequá-la ao fenômeno real.

Na Figura 67 são apresentados os resíduos gerados na modelagem. Para a maioria dos pontos as previsões do modelo foram inferiores aos valores observados, sendo que a maior diferença entre os valores observados e previstos foi de 1,10 mm, valor muito pequeno para a carbonatação do concreto, indicando que o modelo representa de forma satisfatória o comportamento em estudo.

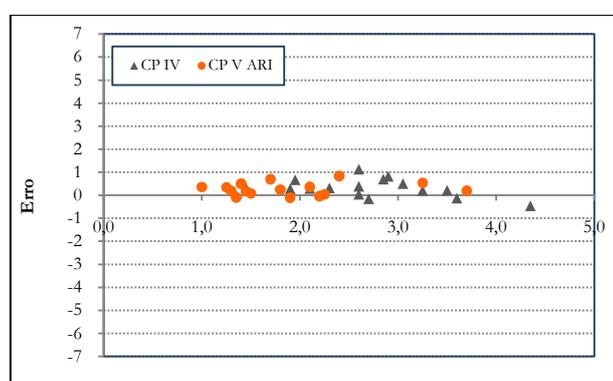


Figura 67: valores observados x valores previstos dados de Vieira, et al, (2009)

6.3.4.5 Valores previstos x observados por Meira (2004) e Meira, Padaratz e Borba Jr, (2006)

Para esta análise foram utilizados dados compilados da tese de Meira (2004) e do artigo de Meira, Padaratz e Borba Junior (2006), um vez que são oriundos do mesmo experimento que consistiu na exposição do concreto à degradação na região de João Pessoa, PB (ver anexo 5). Para tal, foram empregados pilaretes com dimensões de 15 x 15 x 140 cm, produzidos em concreto de relação água/cimento de 0,65, 0,57 e 0,50, empregando os cimentos CP II F e CP IV. Os pilaretes foram curados por sete dias e alocados no ambiente de exposição urbano marinho a 10, 100, 200 e 500 m de distância em relação ao mar e, aos 6, 10, 14, 18 e 46 meses de exposição, foram determinadas as profundidades médias de carbonatação. Para este trabalho foram empregadas somente as profundidades de carbonatação dos concretos dispostos a 500 metros da costa, dado que segundo Meira (2004) a influência dos íons cloretos é diminuta nessa zona de atmosfera marinha. As demais posições não foram

avaliadas, pois o modelo desenvolvido não prevê a ação do efeito sinérgico do CO_2 e dos íons cloretos. Os concretos foram expostos em ambiente externo desprotegido da chuva, com temperatura entre 25 e 30%, concentração CO_2 de 0,047% e UR na ordem de 60 a 75%.

Nas Figura 68 e 69 são apresentados os valores previstos e os resultados obtidos por Meira (2004) e Meira, Padaratz e Borba Junior (2006), respectivamente.

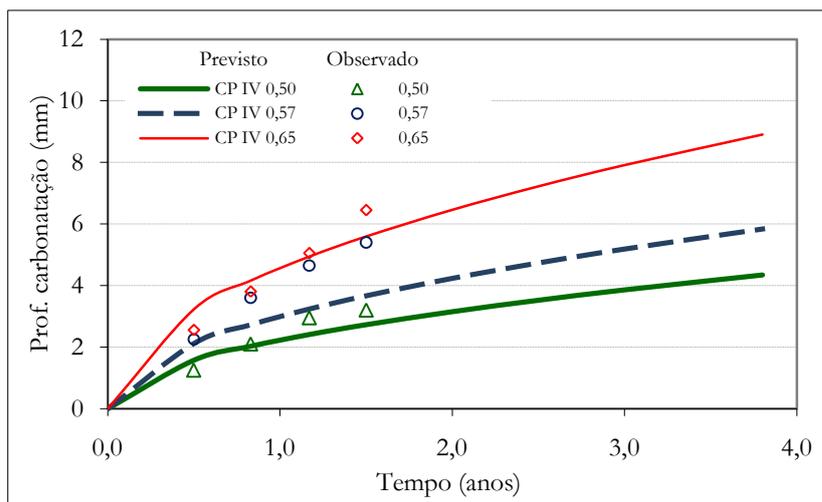


Figura 68: carbonatação do concreto com cimento CP IV (dados de MEIRA, 2004)

Para os concretos produzidos com cimento CP IV (Figura 68), excetuando o concreto com relação água/cimento de 0,57, as previsões do modelo se aproximaram dos valores observados por Meira (2004). O mesmo se verifica para os concretos produzidos com cimento CP II F (Figura 69).

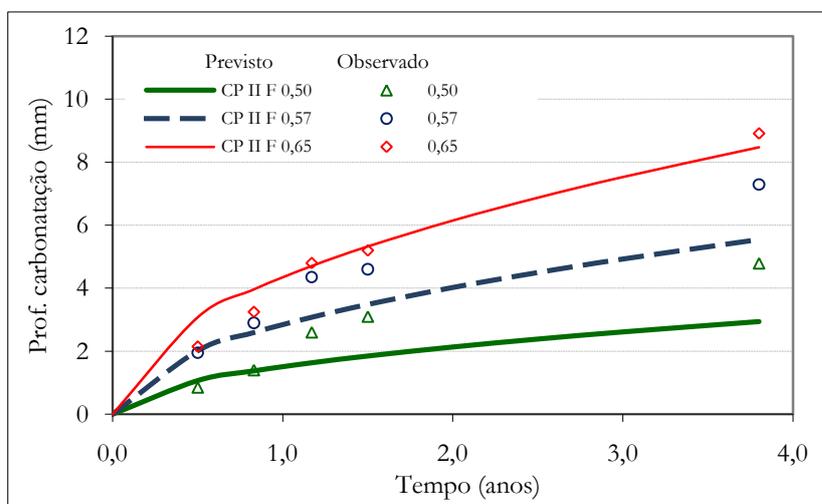


Figura 69: carbonatação do concreto com cimento CP II F (dados de MEIRA, 2004 e MEIRA, PADARATZ e BORBA JR, 2006)

Quanto à avaliação dos resíduos, verifica-se na Figura 70 que a distribuição dos mesmos ocorre em torno do zero com variações máximas entre +2 e -2 mm (erro máximo de 1,7 mm), no entanto há uma tendência a previsões inferiores aos valores observados, dado a maior concentração de pontos acima do eixo “x”.

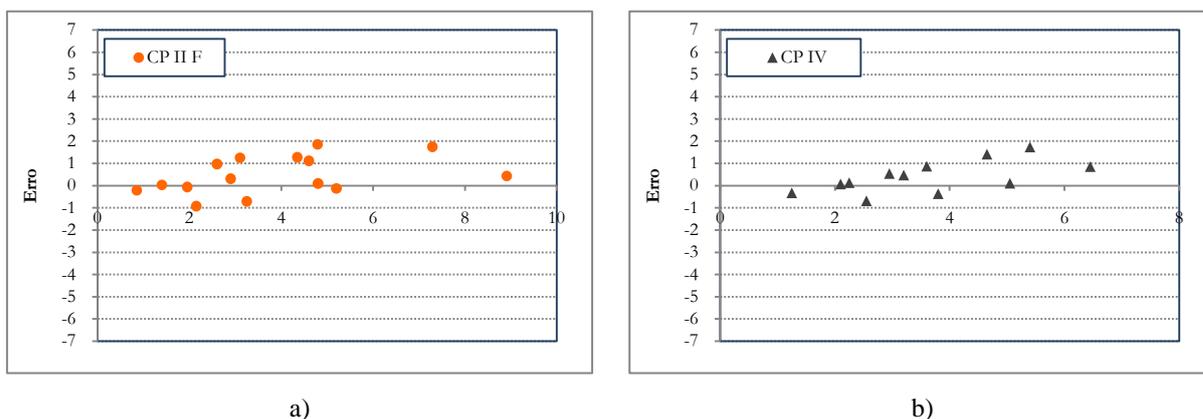


Figura 70: valores observados x valores previstos a) cimento CP II F, b) cimento CP IV

O modelo proposto também teve boa aderência aos dados de Figueiredo (2004) (ver anexo 6). Esses apontamentos indicam que o modelo proposto tende a representar o fenômeno de carbonatação do concreto, com erros de estimativas reduzidos.

6.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE O MODELO DESENVOLVIDO

Com base nas pesquisas analisadas e nas características do modelo, constata-se que o modelo proposto descreve o comportamento observado para a grande maioria dos dados (dos 13 casos analisados o modelo descreve 10 de forma adequada, ou seja, aproximadamente 77% dos casos), indicando que o mesmo apresenta potencial de utilização e generalização.

O modelo de comportamento proposto também foi verificado quanto aos requisitos necessários à generalização (como viabilidade, aplicabilidade e representatividade do fenômeno de degradação), o qual se mostrou com elevado potencial de generalização, visto que foi testado com vários dados reais de degradação, advindos de diferentes experimentos com materiais e condições de exposição distintas. Devido ao grande número de variáveis do modelo e a característica de generalização do mesmo, outras análises em estruturas diferentes devem ser realizadas, a fim de validar o modelo para o maior número de combinações possíveis.

A constante validação do modelo propicia seu aprimoramento contínuo, definindo os limites de sua generalização. Para tal, a contribuição da comunidade técnico-científica é fator decisivo. A criação de um banco de dados e a disponibilização do modelo na web são decisões que auxiliam neste processo e devem ser implementadas ao longo do tempo.

Ressalta-se que o modelo proposto pode ser empregado para as seguintes finalidades: (i) determinação da profundidade de carbonatação do concreto (x_c); e (ii) determinação do tempo necessário para a despassivação ou para carbonatar uma determinada espessura de cobrimento do concreto (t), ou seja, para estimativas de vida útil. As duas respostas do modelo podem ser empregadas na fase de projeto da construção, auxiliando na determinação da espessura de cobrimento do concreto ou na determinação da evolução da profundidade de carbonatação do concreto.

Ainda o modelo pode ser útil para a estimativa da captação do CO_2 do ambiente devido à carbonatação. Em concreto armado, o processo de carbonatação pode ser prejudicial, pois despassiva a armadura deixando-a suscetível à corrosão. Em caso de ausência de armadura (concreto massa) essa reação é benéfica, visto que o produto decorrente da reação de carbonatação (CaCO_3) apresenta maior volume que o Ca(OH)_2 , ocorrendo um preenchimento dos poros do concreto. Também, a carbonatação do concreto atua no sequestro/captura do CO_2 do ambiente, pois consome esse gás na reação. Vale citar que as reações de carbonatação ocorrem durante toda a vida útil da estrutura, e continuam ocorrendo mesmo após a demolição da mesma. A indústria do cimento é responsável por cerca de 7% das emissões de CO_2 na atmosfera. No entanto, o concreto, durante seu ciclo de vida, face o fenômeno de carbonatação, pode capturar o CO_2 da atmosfera, fazendo uma compensação do CO_2 emitido na sua produção. Deste modo, estudos que visam estimar estas quantidades podem oferecer parâmetros ambientais e de sustentabilidade.

7 ABORDAGEM PROBABILÍSTICA PARA A PREVISÃO DE VIDA ÚTIL

“Para prever o que vai acontecer, é preciso o que ocorreu antes”.

(Maquiavel)

Devido ao grande número de parâmetros envolvidos e às suas variabilidades, a avaliação da deterioração em estruturas de concreto armado é um processo complexo. Neste sentido se faz necessário recorrer à análise probabilística da degradação do concreto pela ação da carbonatação, por meio da qual é possível inserir as variabilidades inerentes ao processo. Com os avanços computacionais ocorridos nas últimas décadas, que implicam na maior facilidade de utilização de simulações numéricas, é possível utilizar processos de simulação, como o Monte Carlo, o qual foi empregado no presente estudo, para auxiliar nestas previsões.

A simulação foi realizada no software Excel[®] face sua facilidade de programação e disponibilidade de utilização e familiaridade dos profissionais de engenharia. Como o gerador de números pseudo-aleatórios do Excel é considerado limitado, inseriu-se um aplicativo (NtRand) desenvolvido para este fim.

Assim, após a definição do modelo de predição da profundidade carbonatada do concreto, e verificação do mesmo por processos determinísticos, procedeu-se com a simulação probabilística da degradação do concreto. Para tal, quatro variáveis do modelo (f_{ck} , espessura de cobertura ou profundidade de carbonatação, UR e CO_2) foram tomadas como aleatórias. As demais variáveis, como tipo de cimento e teor de adição, foram consideradas determinísticas face à dificuldade da obtenção de dados referentes às suas variabilidades e ao desconhecimento das suas distribuições típicas.

Foram geradas variáveis aleatórias distintas para cada simulação realizada (5000 variáveis), com o uso de distribuições truncadas, uma vez que variáveis como a UR , não podem ter valores menores que zero e superiores a 100%.

7.1 DESCRIÇÃO ESTATÍSTICA DAS VARIÁVEIS DO MODELO

Nesta etapa foram realizadas várias simulações combinando-se, para cada variável de influência no fenômeno de carbonatação, os cenários descritos nas Tabela 39 a 42. Foram elaborados quatro cenários, seguindo as prescrições da NBR 6118 (2007), adotando-se os valores médios de resistência à compressão e de espessura de cobrimento do concreto prescritos para classe de agressividade ambiental II (agressividade moderada, estrutura construída em ambiente urbano). Os coeficientes de variação (CV) adotados foram obtidos com base nas pesquisas compiladas e apresentadas na Tabela 10 (ver item 3.6), empregando-se os níveis mais baixos (que indicam menor variação), pois se considera para esta análise que as estruturas foram construídas com bom controle da qualidade. A partir do CV determinou-se o desvio padrão em relação à média. Para verificar qual função de densidade de probabilidade teórica melhor se ajusta às distribuições das variáveis em estudo, empregou-se o método gráfico e o teste de aderência de Kolmogorov-Smirnov. Os resultados do teste de aderência, realizado no software SPSS 8.0[®], e do método gráfico estão apresentados na Tabela 44.

Destaca-se que a representação adequada das variáveis de entrada do modelo é decisiva para a estimativa da profundidade de carbonatação do concreto e, conseqüentemente, para a determinação da vida útil da estrutura. Vários autores realizaram estudos objetivando obter essas representações, os quais foram apresentados na Tabela 10. Verifica-se que, em geral, as variáveis são descritas pelas distribuições normal (N) e Lognormal (LN), as quais são simuladas para todas as variáveis do modelo. Também foi empregada nas análises a distribuição Gumbel (G).

Desta forma foi possível obter a função de distribuição de probabilidade (f.d.p) que melhor se ajusta ao histograma de freqüência para cada variável de estudo e, por fim, o histograma que melhor representa a distribuição conjunta das variáveis de influência para a previsão de vida útil.

No que se refere à descrição probabilística da resistência à compressão, Cremonini (1994) e Figueiredo (2004) a descrevem segundo uma distribuição normal; já Gomes (1997) e Vrouwenvelder et al. (1999), segundo uma distribuição Lognormal. As duas distribuições foram analisadas na simulação conforme cenários apresentados na Tabela 39. Adotou-se a resistência média de 20 a 30 MPa, dado que a NBR 6118 (2007) recomenda que para estruturas sujeitas à carbonatação (classe de agressividade II) sejam empregados concretos de relação água/cimento menor que 0,55 e/ou com resistência à compressão igual ou superior à

classe C25. A resistência média de 20 MPa, valor inferior ao recomendado pela norma, foi considerada, pois nas pesquisas analisadas e em algumas obras de engenharia já construídas esse limite foi adotado.

Tabela 39: descrição probabilística da resistência à compressão

Cenário	Descrição probabilística	
	Distribuição (média; desvio)	CV (%)
1	N (20,00; 3,00)	15
2	LN (20,00; 3,00)	15
3	N (30,00; 4,50)	15
4	LN (30,00; 4,50)	15

Na Figura 71 e Figura 72 são apresentados os histogramas da modelagem da resistência à compressão para os cenários 1 e 2 da Tabela 39. Verifica-se pelo teste de Kolmogorov-Smirnov (ver Tabela 44) que o melhor ajuste desta variável é obtido pela distribuição normal.

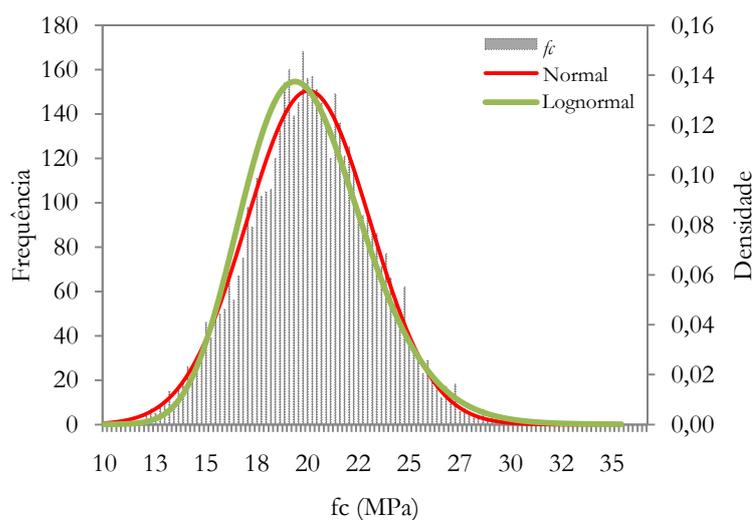


Figura 71: histograma da modelagem da resistência à compressão para o cenário 1

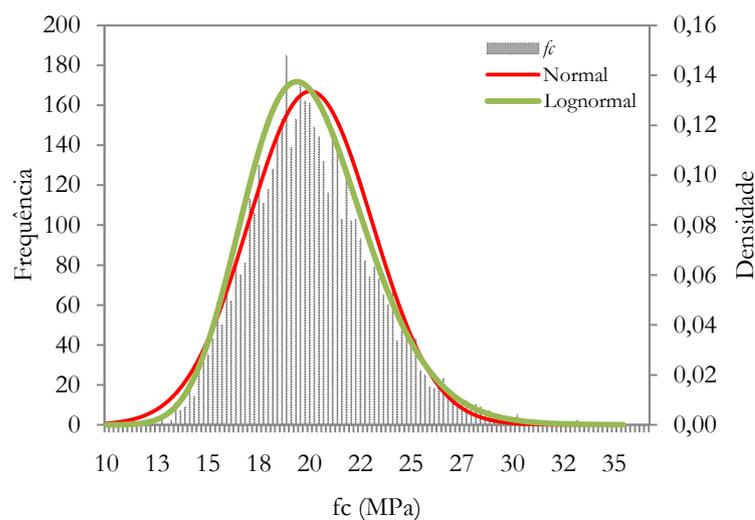


Figura 72: histograma da modelagem da resistência à compressão para o cenário 2

Segundo a literatura, a espessura de cobrimento do concreto assume dois tipos de distribuição característicos, a normal (CEB, 1997; SCHIESSL, 1999) e a Lognormal (DURANET, 2001; SCHIESSL; 1999; DA SILVA, 2001). Conforme prescrições da NBR 6118 (2007), o valor médio da espessura de cobrimento para estruturas de concreto em ambiente urbano é de 25 e 30 mm, sendo adotado um coeficiente de variação de 15%. Na Tabela 40 são apresentados quatro cenários considerando esses aspectos e, na Figura 73 e na Figura 74, os histogramas dos cenários 1 e 2, respectivamente. Verifica-se que a espessura de cobrimento do concreto pode ser melhor representada pela distribuição Lognormal, ao encontro do relatado por Duranet (2001), Schiessl (1999), Da Silva (2001) e Ann et al. (2010). Porém, pelo teste de aderência de Kolmogorov-Smirnov a distribuição normal também resultou em diferenças pequenas, indicando que a mesma também pode ser empregada para descrever esta variável.

Tabela 40: descrição probabilística da espessura de cobrimento

Cenário	Descrição probabilística	
	Distribuição (média; desvio)	CV (%)
1	N (25,00; 3,75)	15
2	LN (25,00; 3,75)	15
3	LN (30,00; 4,50)	15
4	N (30,00; 4,50)	15

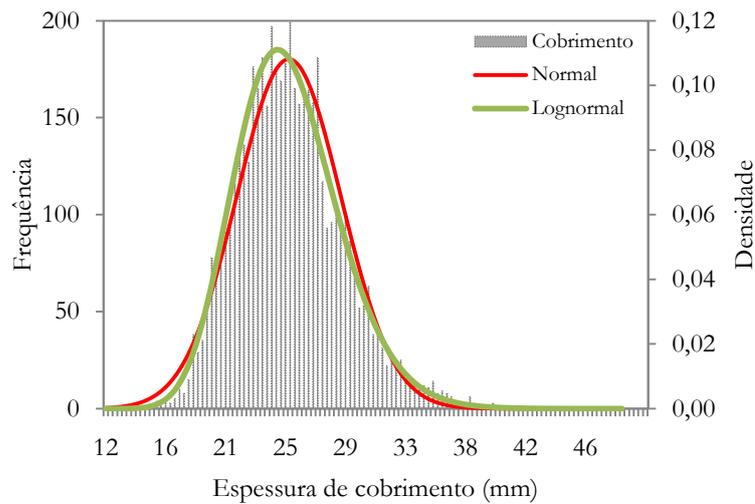


Figura 73: histograma da modelagem da espessura de cobrimento para o cenário 1

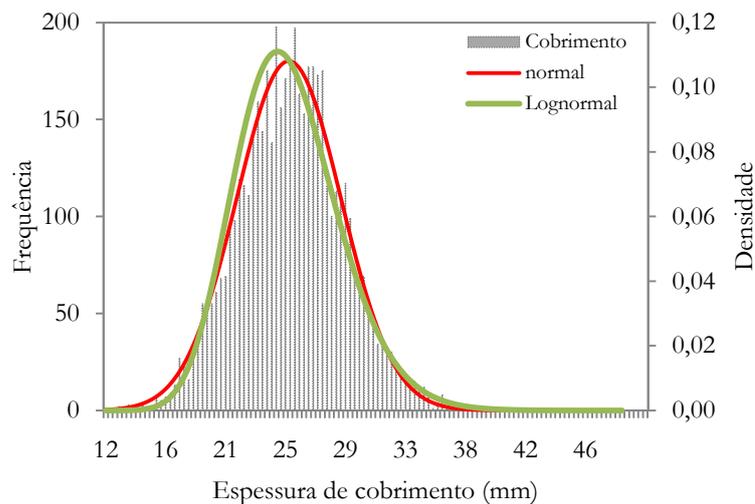


Figura 74: histograma da modelagem da espessura de cobrimento para o cenário 2

É de consenso na literatura (GOMES, 1997; DA SILVA, 1998 e JORDÃO, 2006) que a umidade relativa apresenta distribuição probabilística normal, a qual foi constatada nas simulações realizadas para as situações descritas na Tabela 41 e representação da Figura 75.

Tabela 41: descrição probabilística da umidade relativa

Cenário	Descrição probabilística	
	Distribuição (média; desvio)	CV (%)
1	N (70,00; 10,50)	15
2	LN (70,00; 10,50)	15
3	N (60,00; 9,00)	15
4	LN (60,00; 9,00)	15

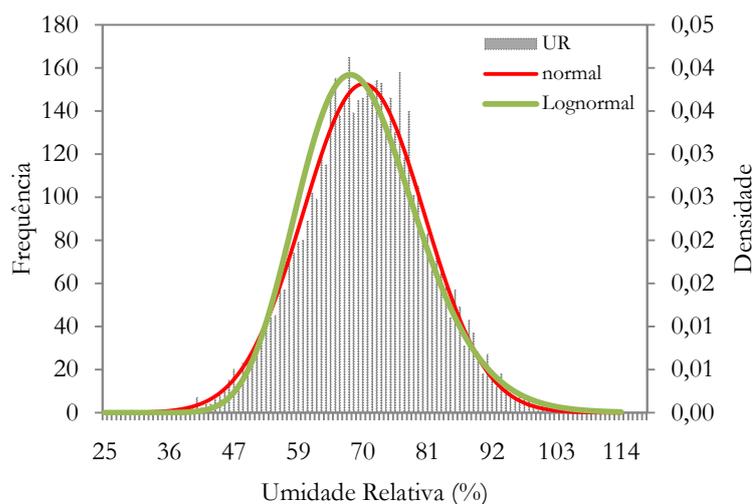


Figura 75: histograma da modelagem da umidade relativa para o cenário 2

Para a concentração de CO_2 foram conduzidas as simulações da Tabela 42, e para todos os cenários a distribuição Normal é a que melhor se ajusta a esta variável, conforme constatações de Teplý et al. (1993), Keršner et al. (1996), Gomes (1997), Izquierdo (2003) e Carmona (2004), mas de encontro ao observado por Da Silva (1998) e Jordão (2006), que a descrevem como Lognormal. Em função das descrições da maioria dos pesquisadores e do observado nas simulações realizadas, o teor de CO_2 será representado pela distribuição Normal.

Tabela 42: descrição probabilística do Teor de CO_2

Cenário	Descrição probabilística	
	Distribuição (média; desvio)	CV (%)
1	N (0,044; 0,0044)	10
2	LN (0,0445; 0,0044)	10
3	N (0,1; 0,01)	10
4	LN (0,1; 0,01)	10

A fim de verificar a ação conjunta das variáveis na carbonatação do concreto (ver Figura 76), considerando o modelo proposto, a situação apresentada na Tabela 43 foi simulada para vários períodos de tempo, sendo considerado um concreto produzido com cimento CP IV.

Tabela 43: descrição probabilística da profundidade de carbonatação

Variável	Média	Desvio	CV (%)	Função de densidade de probabilidade
f_c (MPa)	20	3	15	Normal
Cobrimento (mm)	30	4,5	15	Lognormal
Teor de CO_2 (%)	0,044	0,0044	10	Normal
Umidade relativa (%)	70	10,50	15	Normal

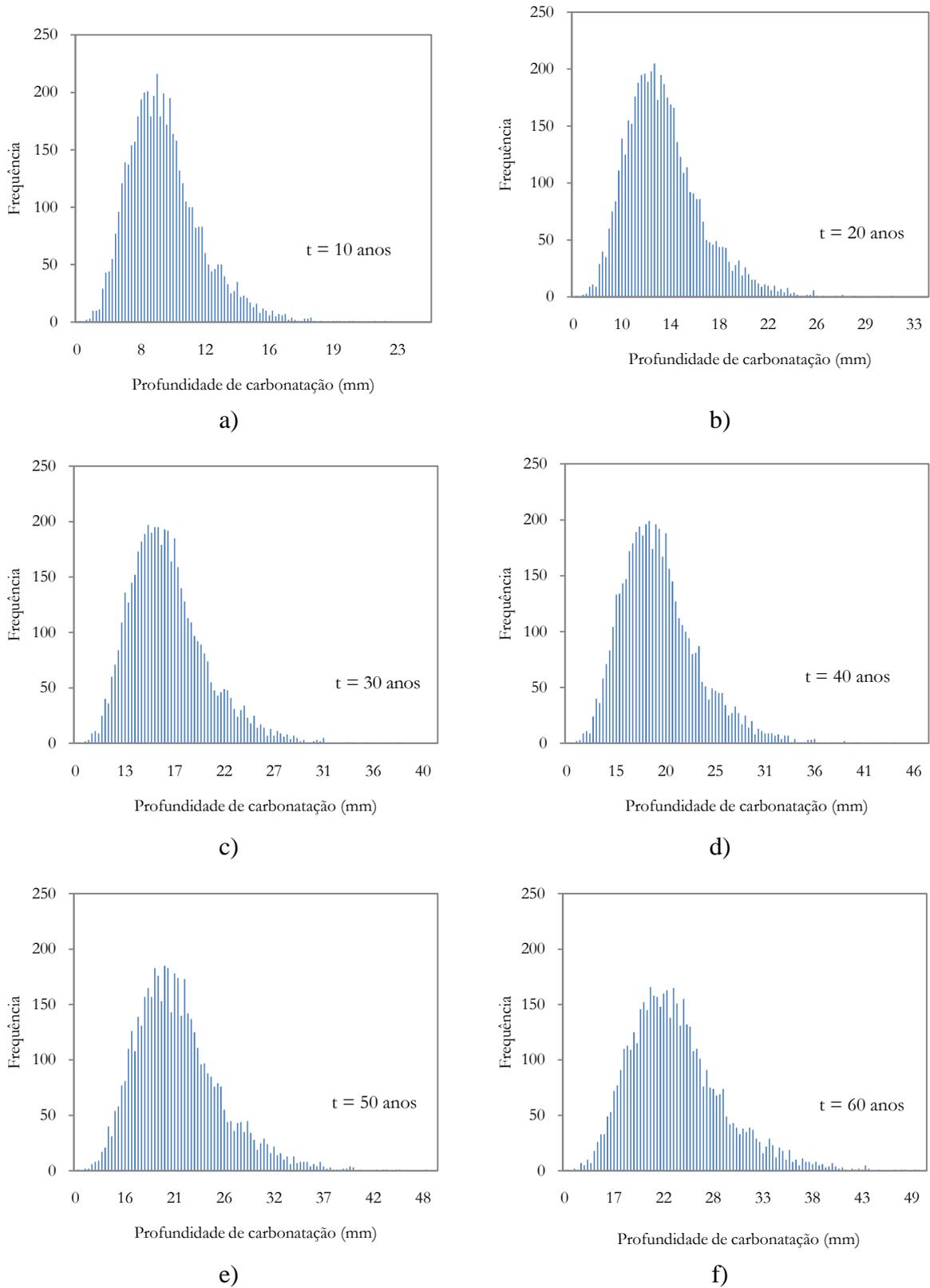


Figura 76: histograma da profundidade de carbonatação (cm) para vários períodos de tempo (5000 simulações)

Na Figura 76, pela análise dos histogramas tem-se que, independente do tempo, a profundidade de carbonatação do concreto é mais bem ajustada com uma distribuição do tipo Lognormal, fato constatado também pelo teste de aderência de Kolmogorov-Smirnov e pela literatura (DURANET, 2001; FIGUEIREDO, 2004 e CARMONA, 2004). No entanto Ann et al. (2010) empregam a distribuição Weibull e Siemes et al. (1985) a distribuição Normal para descrever a profundidade de carbonatação do concreto. Todavia, face os resultados das simulações, neste trabalho será empregada a distribuição Lognormal para a descrição desta variável.

Após a caracterização das variáveis de entrada do modelo (UR, f_c , CO_2) e de resposta (profundidade de carbonatação ou espessura de cobrimento), foi possível conduzir a simulação probabilística via Simulação de Monte Carlo e proceder com a análise de confiabilidade. As variáveis aleatórias que integram o modelo foram consideradas conforme as distribuições de probabilidade de ocorrência descritas na Tabela 44, a partir das quais se conduziu a verificação da distribuição de probabilidade para os resultados de previsão de vida útil.

Tabela 44: descrição estatísticas das variáveis do modelo

Variáveis do modelo	Tipo de variável		CV(%)	Função de densidade de probabilidade	Kolmogorov-Smirnov
	Determinística	Probabilística			
Resistência à compressão axial (MPa)		x	15	Normal	0,012
Tipo de cimento	x		-	-	-
Tipo de adição	x		-	-	-
Teor de adição (%)	x		-	-	-
Umidade relativa (%)		x	10	Normal	0,011
Concentração de CO_2 (%)		x	10	Normal	0,019
Tipo de exposição	x		-	-	-
Espessura de cobrimento (mm)		x	15	Lognormal/Normal	0,014
Profundidade carbonatada (mm)		x	15	Lognormal	0,01
Tempo (anos)	x		-	-	-

A distribuição que melhor representa a vida útil de projeto de uma estrutura de concreto devido à degradação por carbonatação, quando considerado a ação conjunta das variáveis de influência no modelo proposto, é apresentada na Figura 77. Ao encontro do verificado no teste de Kolmogorov-Smirnov e pelo descrito na literatura (SIEMES et al., 1985; ANDRADE, 2001 e LORENZINI, 2006, entre outros) verifica-se na Figura 77 (d), que a distribuição que melhor se ajusta aos resultados da simulação é a do tipo Lognormal.

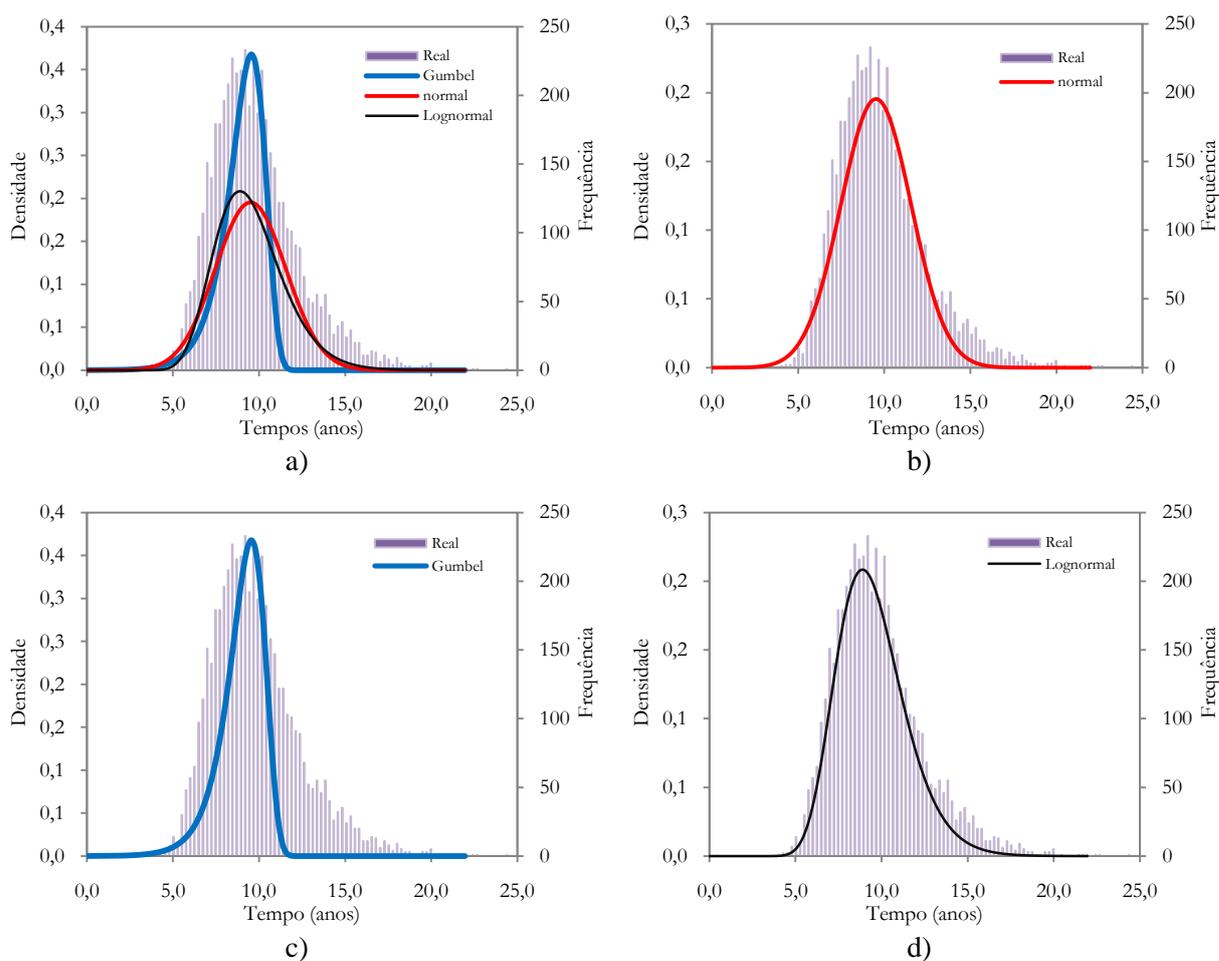


Figura 77: histograma da vida útil em função das distribuições de probabilidades a) geral; b) Normal; c) Gumbel; d) Lognormal

Deste modo, com base na descrição estatística das variáveis de entrada e saída do modelo, serão empregadas nas análises as distribuições estatísticas normal para a umidade relativa, teor de CO_2 e resistência à compressão do concreto e Lognormal para a espessura de cobrimento, profundidade de carbonatação e vida útil.

7.2 APLICAÇÃO DA TEORIA DE CONFIABILIDADE

Caracterizadas as variáveis de entrada e de saída do modelo, foi possível conduzir a análise de confiabilidade. Para tanto, utilizou-se como função de estado limite o modelo proposto neste trabalho. Na Figura 78 é apresentada a influência do índice de confiabilidade β e da probabilidade de falha no tempo, em função da variação da espessura de cobrimento do concreto. Para tanto, adotou-se a seguinte condição: resistência à compressão $N(25; 3,75)$, Teor de CO_2 $N(0,044; 0,0044)$; UR $N(60; 9,0)$, cimento CP IV ambiente externo protegido da chuva. Considerou-se um CV de 15% para as espessuras de cobrimento de 15, 20, 25, 30, 35 e 40 mm.

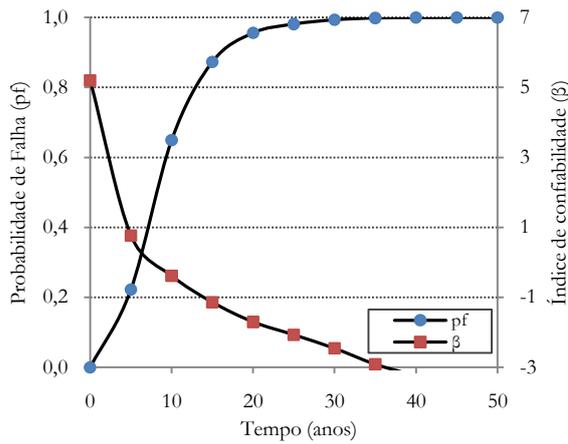
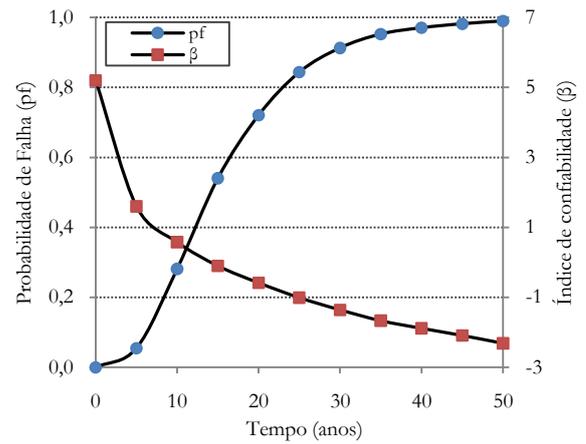
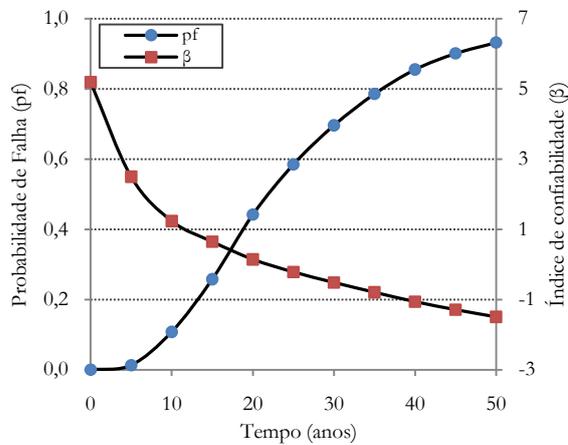
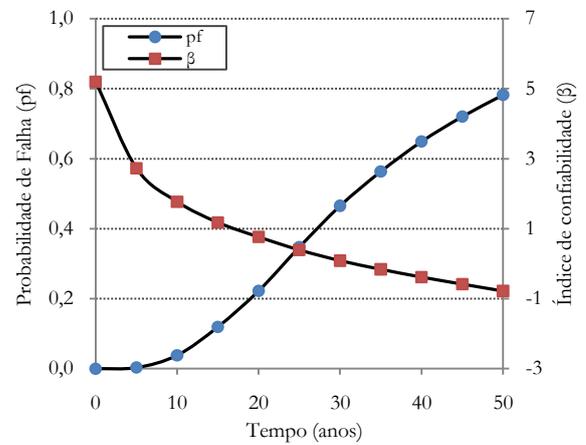
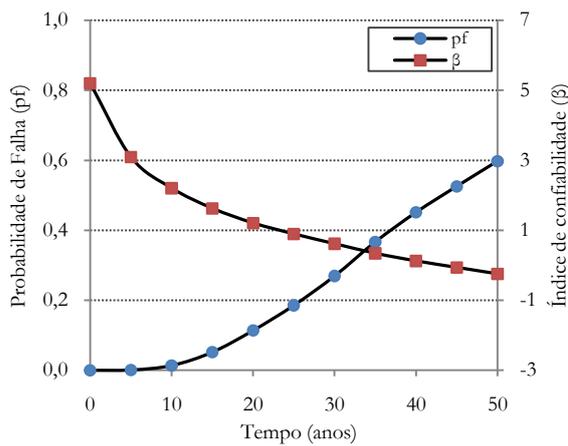
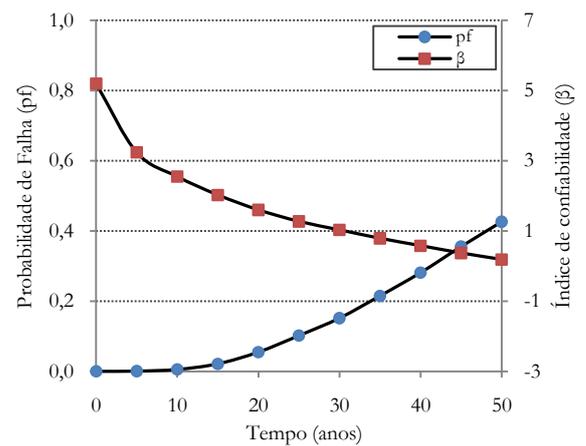
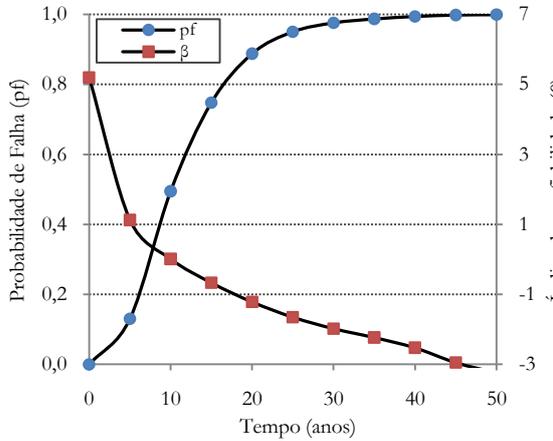
a) p_f e β para o cobrimento de 15 mmb) p_f e β para o cobrimento de 20 mmc) p_f e β para o cobrimento de 25 mmd) p_f e β para o cobrimento de 30 mme) p_f e β para o cobrimento de 35 mmf) p_f e β para o cobrimento de 40 mm

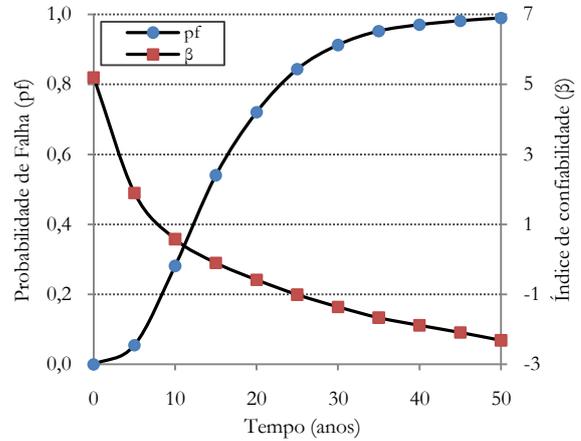
Figura 78: influência da espessura de cobrimento na probabilidade de falha (p_f) e no índice de confiabilidade (β)

A mesma análise foi empregada para a verificação da influência da resistência à compressão no índice de confiabilidade e na probabilidade de falha em 50 anos, para as seguintes Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

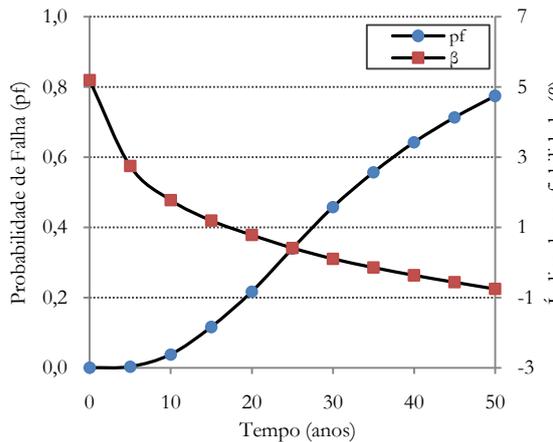
condições: cobrimento LN (25; 4,5), Teor de CO₂ N (0,044; 0,0044), UR N (60;9,0), cimento CP IV ambiente externo protegido da chuva. Considerando um CV de 15% foram simulados os cenários apresentados na Figura 79, para concretos com resistência entre 20 a 40 MPa.



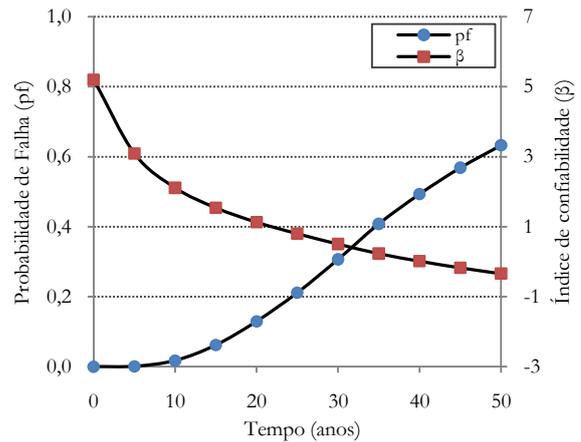
a) p_f e β para a resistência de 20 MPa



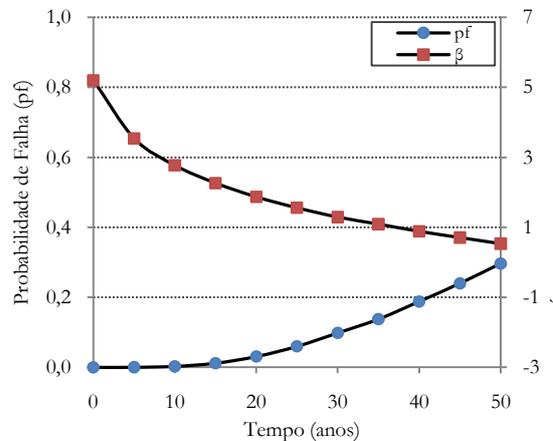
b) p_f e β para a resistência de 25 MPa



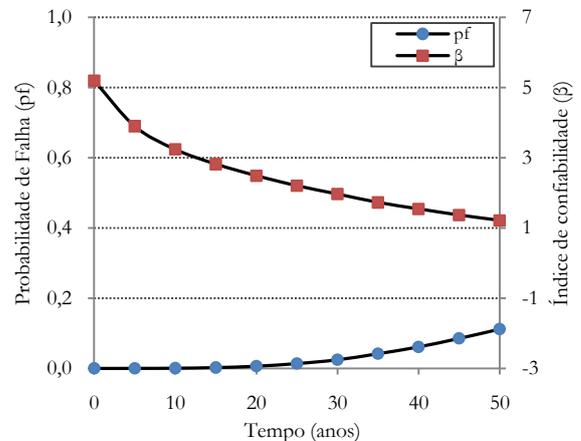
c) p_f e β para a resistência de 28 MPa



d) p_f e β para a resistência de 30 MPa



e) p_f e β para a resistência de 35 MPa



f) p_f e β para a resistência de 40 MPa

Figura 79: influência da resistência à compressão na probabilidade de falha (p_f) e no índice de confiabilidade (β)

Considerando um índice de confiabilidade de 0,84, que corresponde a uma probabilidade de falha de 0,2, constata-se que, com um aumento da espessura de cobrimento e da resistência à compressão do concreto, a probabilidade da estrutura falhar em 50 anos é reduzida. Para estruturas de concreto expostas em ambiente urbano, quanto o cobrimento do concreto é de 25 mm, a probabilidade da estrutura não atingir 20 anos é de 45%.

7.3 VERIFICAÇÃO PROBABILÍSTICA DAS VARIÁVEIS DE INFLUENCIA

Para estas análises tomou-se como referência os valores de resistência a compressão e espessura de cobrimento prescritos na NBR 6118 (2007) para estruturas de concreto construídas em ambiente urbano, classe de agressividade II. Para a umidade relativa e o teor de CO₂ foram empregados os valores médios de referência advindos de estações climatológicas ou laboratórios especializados. Devido sua maior influência na carbonatação do concreto, foi empregado o cimento Portland Pozolânico (CP IV) como referência para as simulações, e por ser uma condição intermediária de exposição, elegeu-se o ambiente externo protegido da chuva para condução das análises.

7.3.1 Influência da resistência à compressão

Nas tabelas 45 e 46 são apresentados os cenários de simulação realizados. No cenário 2 contemplam-se os mesmos níveis das variáveis de análise apresentadas no primeiro, com exceção da resistência à compressão do concreto que foi elevada de 25 MPa para 30 MPa. Nas Figuras 80, 81 e 82 a importância da resistência a compressão na vida útil das estruturas de concreto.

Tabela 45: cenário de simulação 1

Variável	Média	Desvio	CV (%)	Distribuição
f _{C28} (MPa)	25	3,75	15	Normal
Cobrimento (mm)	30	4,50	15	Lognormal
Teor de CO ₂ (%)	0,044	0,0044	10	Normal
Umidade relativa (%)	60	9	15	Normal
Tipo de cimento	CP IV	-	-	-
Ambiente de exposição	Externo	-	-	-
Proteção à chuva	Protegido	-	-	-

Tabela 46: cenário de simulação 2

Variável	Média	Desvio	CV (%)	Distribuição
f _{C28} (MPa)	30	4,50	15	Normal
Cobrimento (mm)	30	4,50	15	Lognormal
Teor de CO ₂ (%)	0,044	0,0044	10	Normal
Umidade relativa (%)	60	9	15	Normal
Tipo de cimento	CP IV	-	-	-
Ambiente de exposição	Externo	-	-	-
Proteção à chuva	Protegido	-	-	-

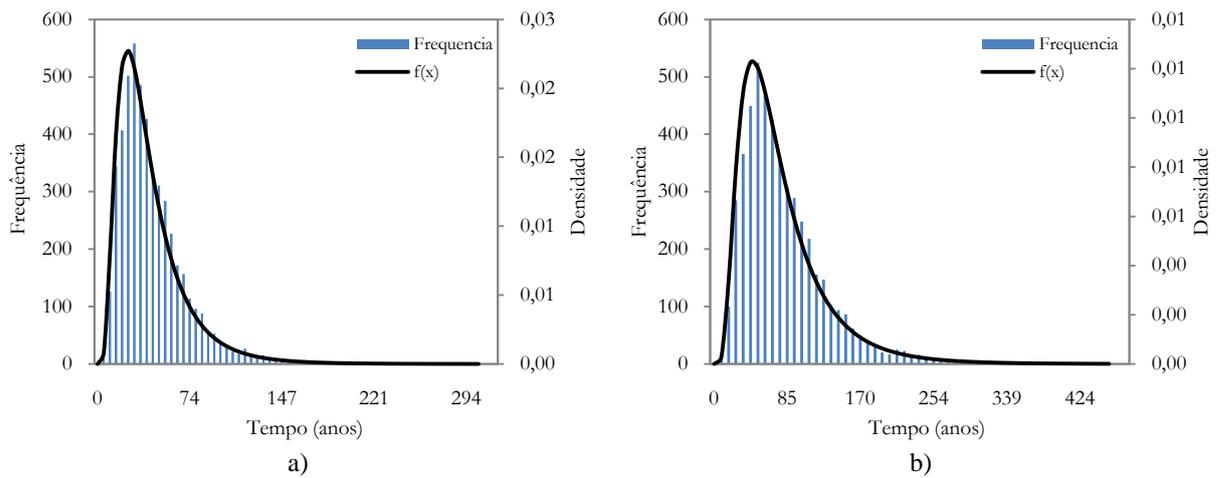


Figura 80: histograma da vida útil, para (a) cenário 1 e (b) cenário 2

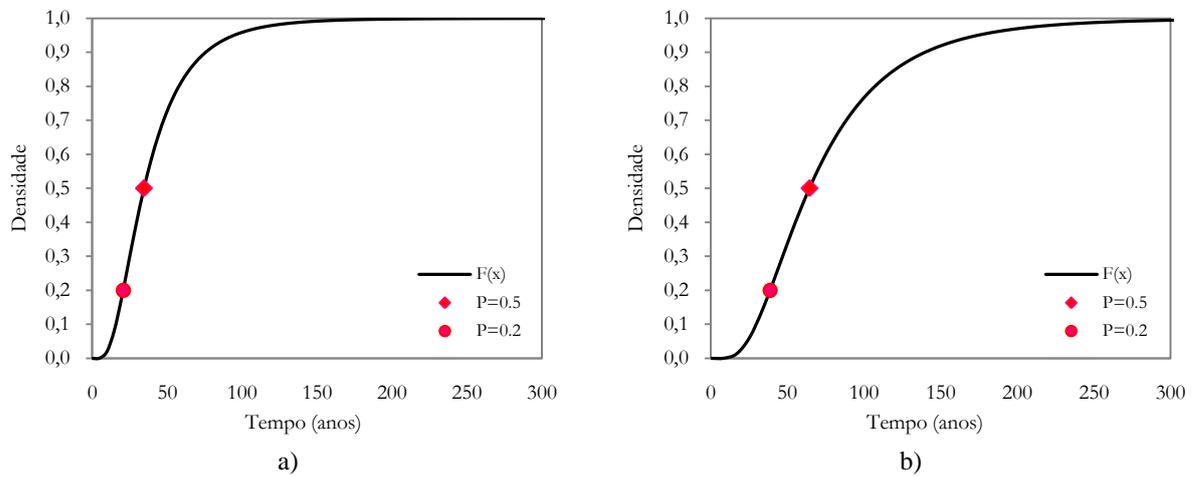


Figura 81: vida útil x probabilidade de ocorrência P , para (a) cenário 1 e (b) cenário 2

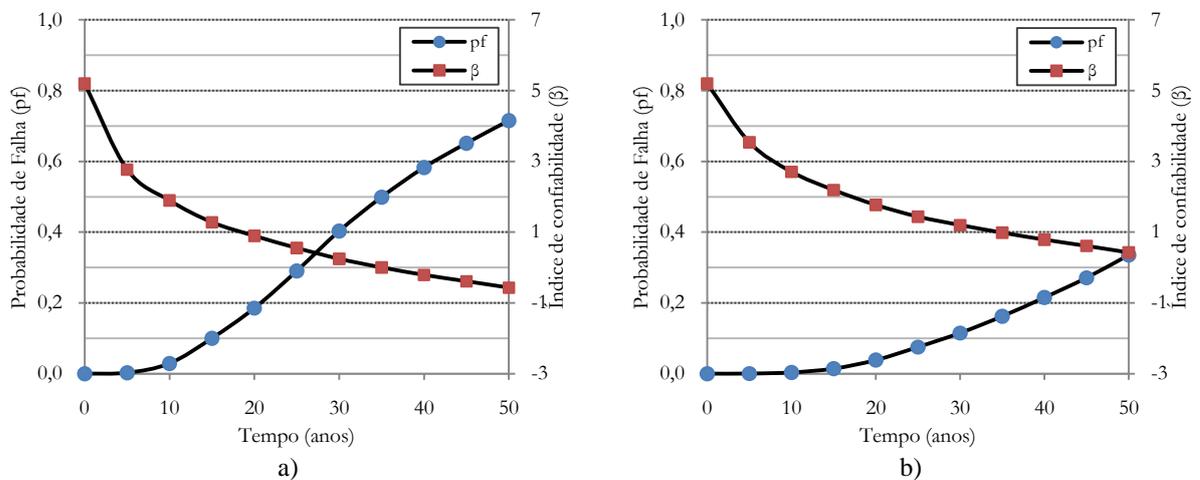


Figura 82: p_f e β x tempo, para (a) cenário 1 e (b) cenário 2

A elevação da resistência de 25 MPa para 30 MPa confere um ganho na vida útil da estrutura de concreto de aproximadamente 46%, quando considerada a probabilidade de falha de 0,5. Se atendida a probabilidade de falha recomendada pela ISO 13823 (2008), para o estado limite de durabilidade ($p_f < 0,2$ e $\beta = 0,84$), ou seja, o aumento de apenas 5 MPa na resistência do concreto eleva em 17 anos a vida útil de projeto da estrutura.

Esse fato vem ao encontro do relatado na literatura (TUUTTI, 1982; HO e LEWIS, 1987, VIEIRA, 2002, MEHTA e MONTEIRO, 2008, entre outros), no que se refere à importância da resistência na durabilidade do concreto, e conseqüentemente, na vida útil.

7.3.2 Influência da espessura de cobrimento

Os cenários para a análise da influência da espessura de cobrimento do concreto são descritos na Tabela 47 e na Tabela 48, os quais foram definidos com base nas especificações da NBR 6118 (2007).

Tabela 47: cenário de simulação 3

Variável	Média	Desvio	CV (%)	Distribuição
f_{c28} (MPa)	25	3,75	15	Normal
Cobrimento (mm)	25	3,75	15	Lognormal
Teor de CO ₂ (%)	0,044	0,0044	10	Normal
Umidade relativa (%)	60	9	15	Normal
Tipo de cimento	CP IV	-	-	-
Ambiente de exposição	Externo	-	-	-
Proteção à chuva	Protegido	-	-	-

Tabela 48: cenário de simulação 4

Variável	Média	Desvio	CV (%)	Distribuição
f_{c28} (MPa)	25	3,75	15	Normal
Cobrimento (mm)	35	5,25	15	Lognormal
Teor de CO ₂ (%)	0,044	0,0044	10	Normal
Umidade relativa (%)	60	9	15	Normal
Tipo de cimento	CP IV	-	-	-
Ambiente de exposição	Externo	-	-	-
Proteção à chuva	Protegido	-	-	-

Nas Figuras 83, 84 e 85 são apresentados, respectivamente, os histogramas da vida útil, as funções de distribuição acumuladas e a relação entre a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade (β) para a espessura de cobrimento. Verifica-se, que o aumento da espessura de cobrimento de 25 para 35 mm, causa uma elevação na vida útil de aproximadamente 14 anos (com probabilidade de ocorrência de 0,2) e de 24 anos se considerada a probabilidade de 0,5.

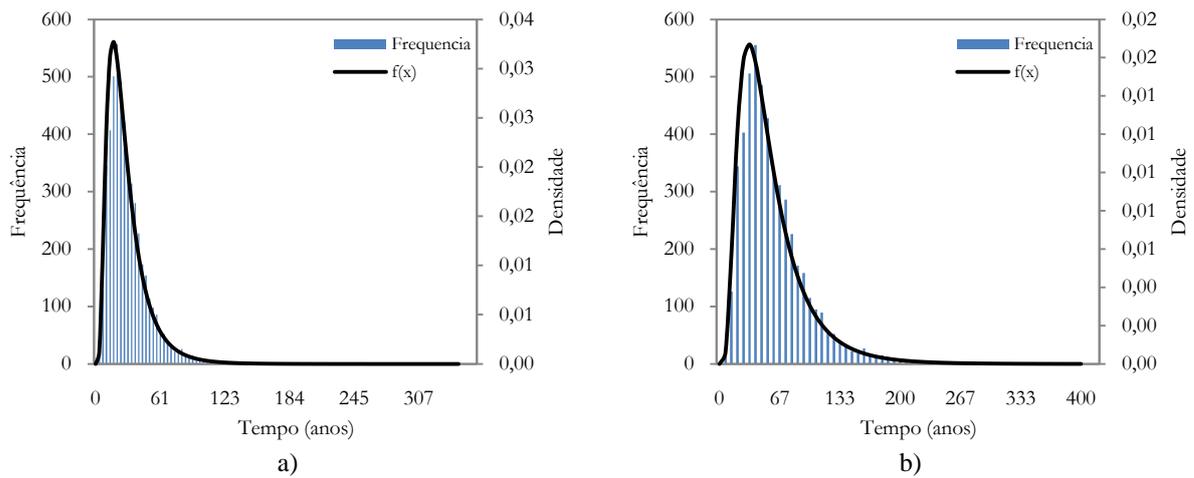


Figura 83: histograma da vida útil, para (a) cenário 3 e (b) cenário 4

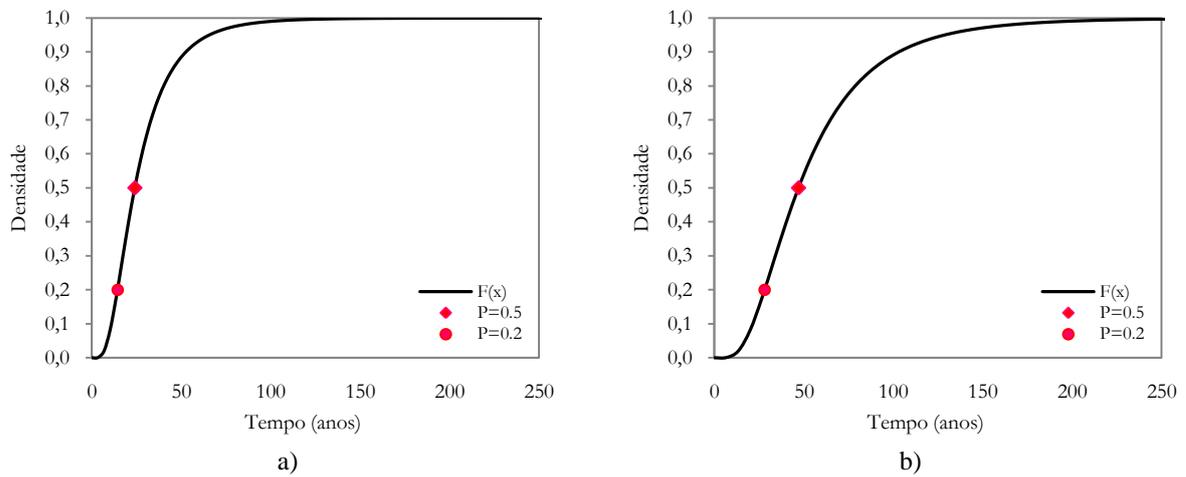


Figura 84: vida útil x probabilidade de ocorrência P , para (a) cenário 3 e (b) cenário 4

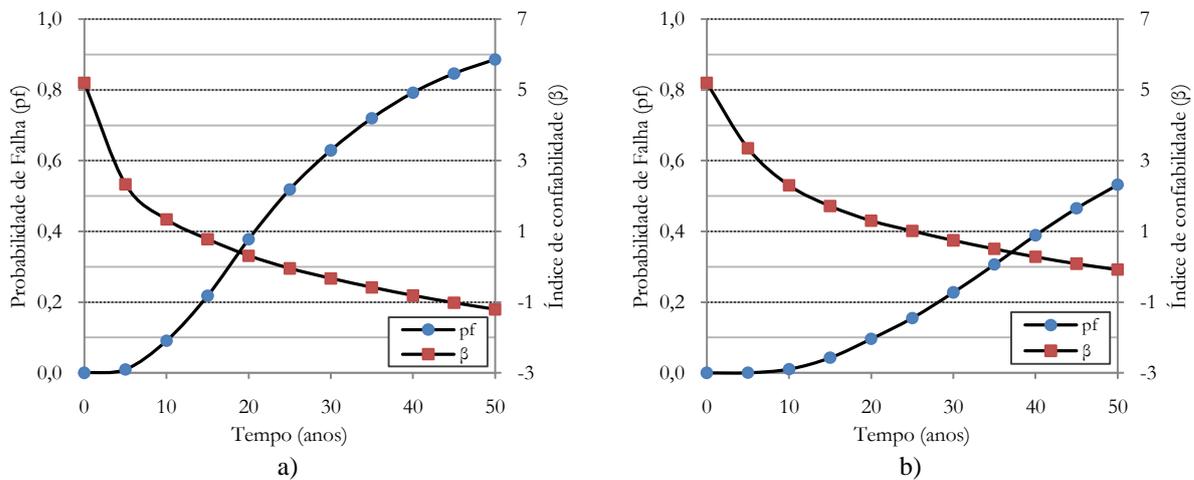


Figura 85: p_f e β x tempo, para (a) cenário 3 e (b) cenário 4

Como é mostrado na Figura 85, o índice de confiabilidade mínimo ($\beta = 0$) é atingido, com chance de ocorrência de 50% ($p_f = 0,50$), em aproximadamente 24 e 47 anos, para a espessura de cobertura de 25 e 35 mm, respectivamente. Se esse o índice for aumentado para 0,84 ($p_f = 0,20$), poderá ser alcançado aos 28 anos, para a espessura de cobertura de 35 mm.

É de consenso na literatura a importância da espessura de cobertura na durabilidade do concreto (ANDRADE, 1992; HELENE, 1995; BROOMFIELD, 1998; DA SILVA, 1998, entre outros) e, conseqüentemente, na vida útil da estrutura (RAUPACH e SCHIESSL, 1997; ROSTAM, 2005; MONTEIRO et al., 2005; ANDRADE e POSSAN, 2007). Essa influência foi constatada nas simulações realizadas, indicando que o aumento da espessura de cobertura eleva a vida útil da estrutura, sendo importante a adequada definição no projeto da edificação.

7.3.3 Influência do teor de CO₂

Nas tabelas 49 e 50 são descritos os cenários empregados para verificação da influência do teor de CO₂ na vida útil das estruturas de concreto. Para tanto, emprega-se no cenário 5 a concentração média mundial (ver Figura 15, no item 3.3) e no cenário 6 a concentração de 0,1 % referenciada por Tuutti (1982), Helene (1993) e Neville (1997), como típica de centros urbanos.

Tabela 49: cenário de simulação 5

Variável	Média	Desvio	CV (%)	Distribuição
f _{C28} (MPa)	25	3,75	15	Normal
Cobertura (mm)	25	3,75	15	Lognormal
Teor de CO ₂ (%)	0,044	0,0044	10	Normal
Umidade relativa (%)	60	9	15	Normal
Tipo de cimento	CP IV	-	-	-
Ambiente de exposição	Externo	-	-	-
Proteção à chuva	Protegido	-	-	-

Tabela 50: cenário de simulação 6

Variável	Média	Desvio	CV (%)	Distribuição
f _{C28} (MPa)	25	3,75	15	Normal
Cobertura (mm)	25	3,75	15	Lognormal
Teor de CO ₂ (%)	0,10	0,01	10	Normal
Umidade relativa (%)	60	9	15	Normal
Tipo de cimento	CP IV	-	-	-
Ambiente de exposição	Externo	-	-	-
Proteção à chuva	Protegido	-	-	-

Nos histogramas da Figura 86, verifica-se a distribuição de probabilidade da vida útil e função de distribuição de probabilidade correspondente. Na Figura 87 representa-se a influência do teor de CO₂, que para os teores estudados não apresenta grande influência na vida útil e na Figura 88 apresenta-se a relação entre a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade.

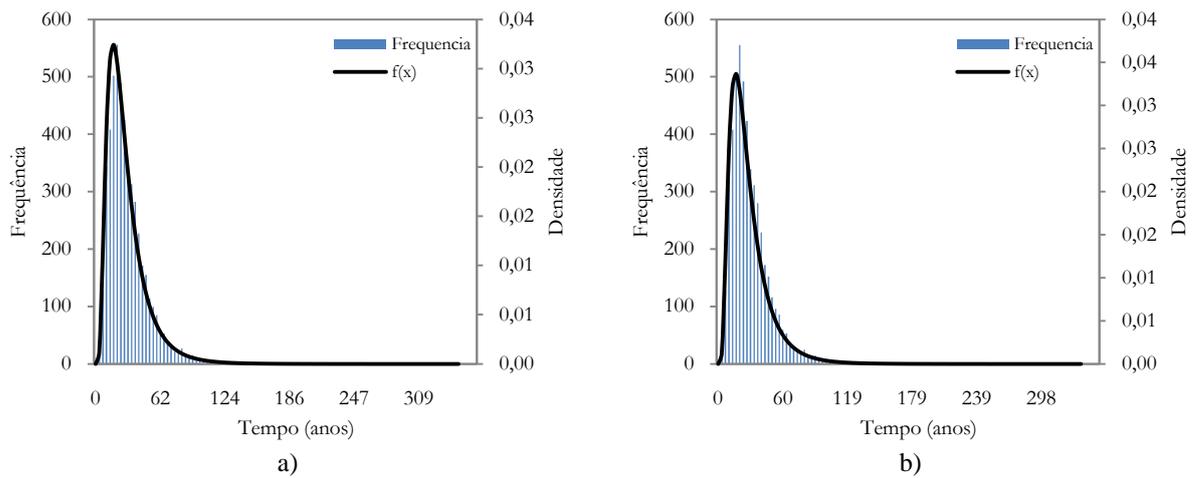


Figura 86: histograma da vida útil, para (a) cenário 5 e (b) cenário 6

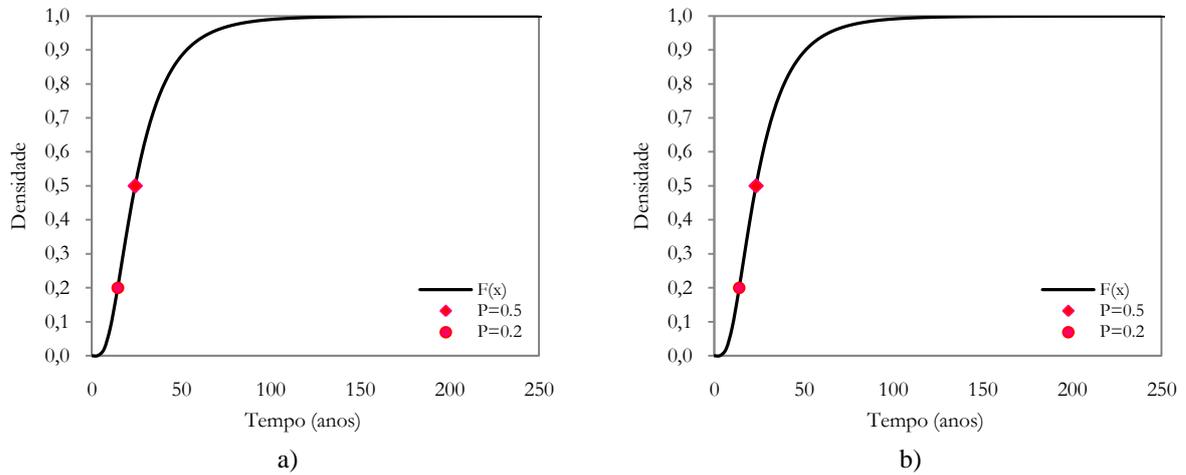


Figura 87: vida útil x probabilidade de ocorrência P , para (a) cenário 5 e (b) cenário 6

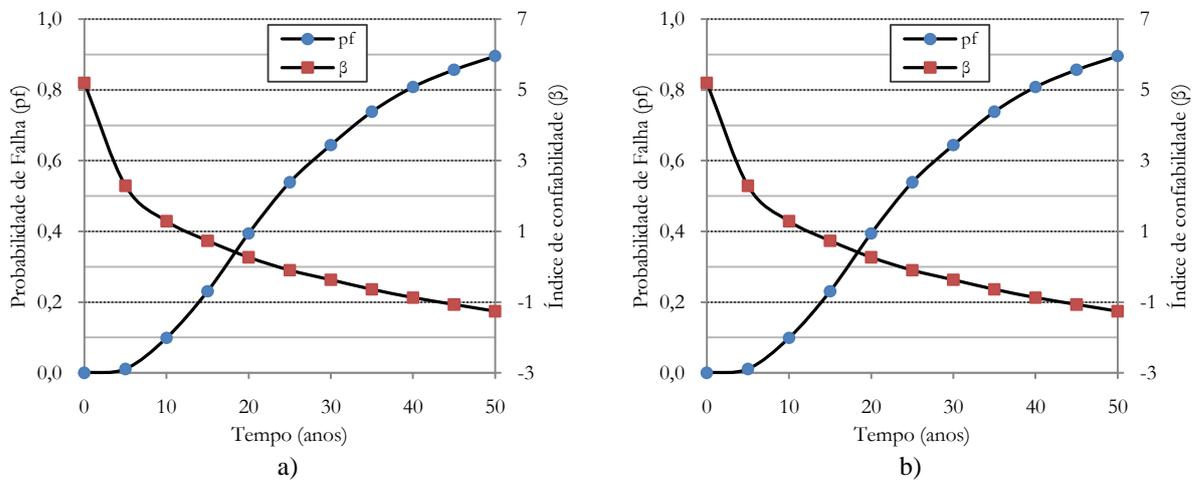


Figura 88: p_f e β x tempo, para (a) cenário 5 e (b) cenário 6

Conforme constatado no item 7.1, a vida útil pode ser representada por uma distribuição Lognormal (ver Figura 86). A elevação do teor de CO₂ de 0,04% (concentração média mundial) para 0,1% (concentrações típicas de grandes centros urbanos) reduziu em aproximadamente um ano a vida útil da estrutura, dada uma probabilidade de ocorrência de 50%. Pela ANOVA, essa influência no índice de confiabilidade (ver Figura 88), não é significativa. No entanto, se o teor de CO₂ for elevado para 5% (concentrações empregadas em ensaios acelerados), a vida útil é reduzida em 50% em relação à situação descrita no cenário 6.

7.3.4 Influência da umidade relativa

A influência da umidade relativa na vida útil, dados os cenários apresentados nas Tabelas 51 e 52, é representada graficamente nas Figuras 89, 90 e 91.

Tabela 51: cenário de simulação 7

Variável	Média	Desvio	CV (%)	Distribuição
f _{C28} (MPa)	25	3,75	15	Normal
Cobrimento (mm)	25	3,75	15	Lognormal
Teor de CO ₂ (%)	0,044	0,0044	10	Normal
Umidade relativa (%)	60	10,5	15	Normal
Tipo de cimento	CP IV	-	-	-
Ambiente de exposição	Externo	-	-	-
Proteção à chuva	Protegido	-	-	-

Tabela 52: cenário de simulação 8

Variável	Média	Desvio	CV (%)	Distribuição
f _{C28} (MPa)	25	3,75	15	Normal
Cobrimento (mm)	25	3,75	15	Lognormal
Teor de CO ₂ (%)	0,044	0,0044	10	Normal
Umidade relativa (%)	70	12	15	Normal
Tipo de cimento	CP IV	-	-	-
Ambiente de exposição	Externo	-	-	-
Proteção à chuva	Protegido	-	-	-

Verifica-se nas figuras 89, 90 e 91 que a umidade relativa afeta a profundidade de carbonatação do concreto, influenciando diretamente na determinação da vida útil. Em relação ao teor de umidade de 60% e considerando uma probabilidade de falha de 0,20, a vida útil é maior, cerca de 10% para o teor de 70% (Figura 89b) (Figura 89a) e de 36% para o teor de 40%. Logo, tem-se um ponto ótimo, onde a carbonatação do concreto é máxima e a vida útil, conseqüentemente, é mínima, situado em torno da umidade de 60%. Tal fato vem ao encontro da literatura, uma vez que, Parrot (1987), Wolf e Dal Molin (1989), Russell et al. (2001), Neville (2007), entre outros, descrevem que teores de umidade em torno de 55 a 75% conduzem a maiores profundidades de carbonatação e que Papadakis, Vayenas e Fardis (1989) citam que a carbonatação é máxima para a umidade de 50 a 65%.

Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

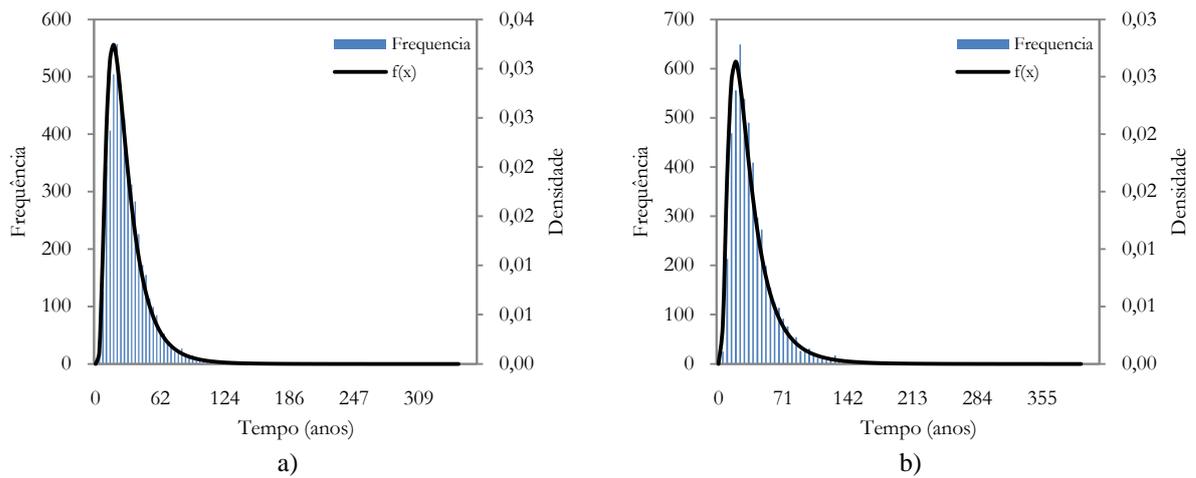


Figura 89: histograma da vida útil, para (a) cenário 7 e (b) cenário 8

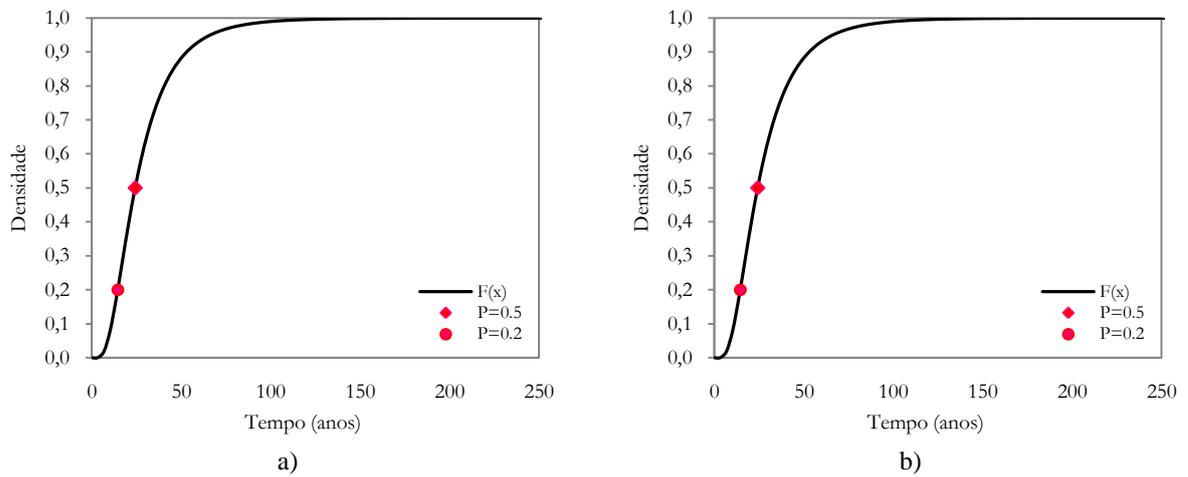


Figura 90: vida útil x probabilidade de ocorrência P , para (a) cenário 7 e (b) cenário 8

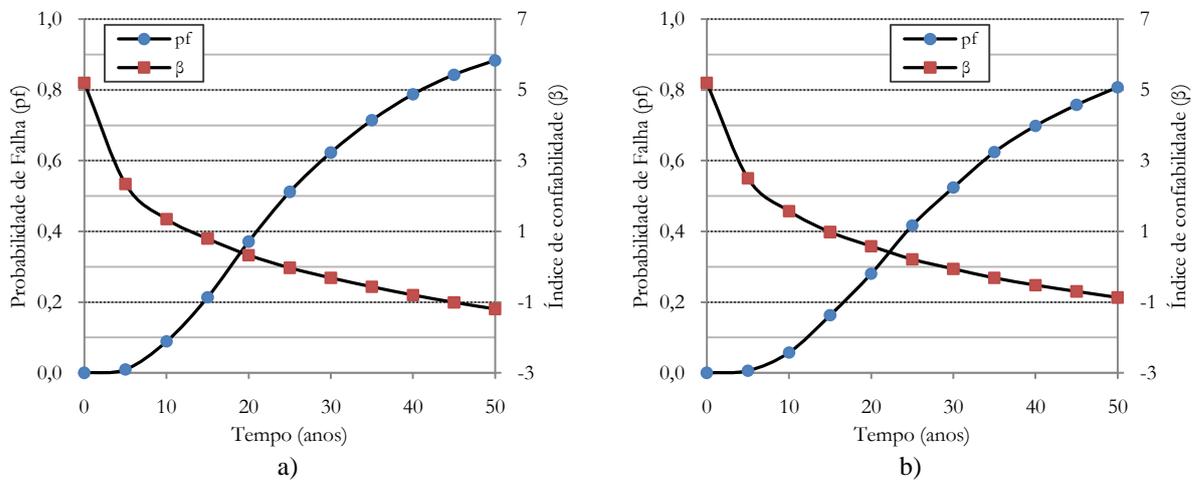


Figura 91: p_f e β x tempo, para (a) cenário 7 e (b) cenário 8

7.3.5 Influência do tipo de cimento

A influência do cimento CP V ARI e CP III é descrita nos cenários das Tabelas 53 e 54, respectivamente.

Tabela 53: cenário de simulação 9

Variável	Média	Desvio	CV (%)	Distribuição
f_{c28} (MPa)	25	3,75	15	Normal
Cobrimento (mm)	25	3,75	15	Lognormal
Teor de CO ₂ (%)	0,044	0,0044	10	Normal
Umidade relativa (%)	60	9,00	15	Normal
Tipo de cimento	CP V ARI	-	-	-
Ambiente de exposição	Externo	-	-	-
Proteção à chuva	Protegido	-	-	-

Tabela 54: cenário de simulação 10

Variável	Média	Desvio	CV (%)	Distribuição
f_{c28} (MPa)	25	3,75	15	Normal
Cobrimento (mm)	25	3,75	15	Lognormal
Teor de CO ₂ (%)	0,044	0,0044	10	Normal
Umidade relativa (%)	60	9,00	15	Normal
Tipo de cimento	CP III	-	-	-
Ambiente de exposição	Externo	-	-	-
Proteção à chuva	Protegido	-	-	-

Na Figura 92a) e Figura 92b) verificam-se os histogramas da vida útil e a função de distribuição de probabilidade para o cimento CP V ARI e CP III, respectivamente. Nos gráficos da distribuição acumulada da Figura 93, observa-se que a vida útil é cerca de duas vezes menor para concretos produzidos com o cimento CP III, quando tomada a probabilidade de falha de 0,2. Em relação à confiabilidade (ver Figura 94), concretos produzidos com cimento CP V ARI têm menor probabilidade de falha associada e, conseqüentemente, maior vida útil. De maneira geral, as simulações indicam que o tipo de aglomerante tem influencia na vida útil da estrutura, confirmando os apontamentos da literatura (CEUKELAIRE e NIEUWENBURG, 1993; NEVILLE, 1997; ISAIA, 1999, entre outros), especialmente para concretos de relação água/aglomerante reduzidas (KULAKOWAKI, 2002).

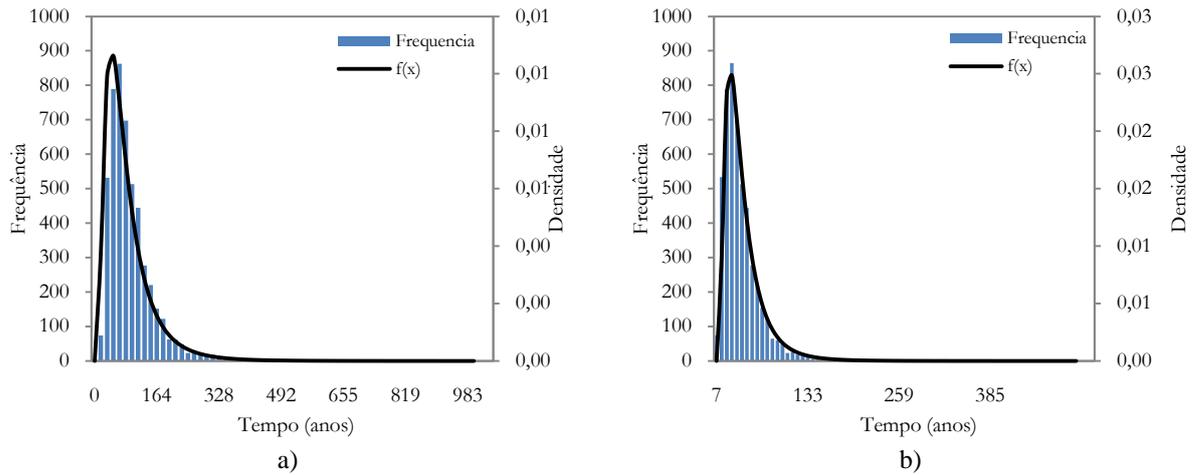


Figura 92: histograma da vida útil, para (a) cenário 9 e (b) cenário 10

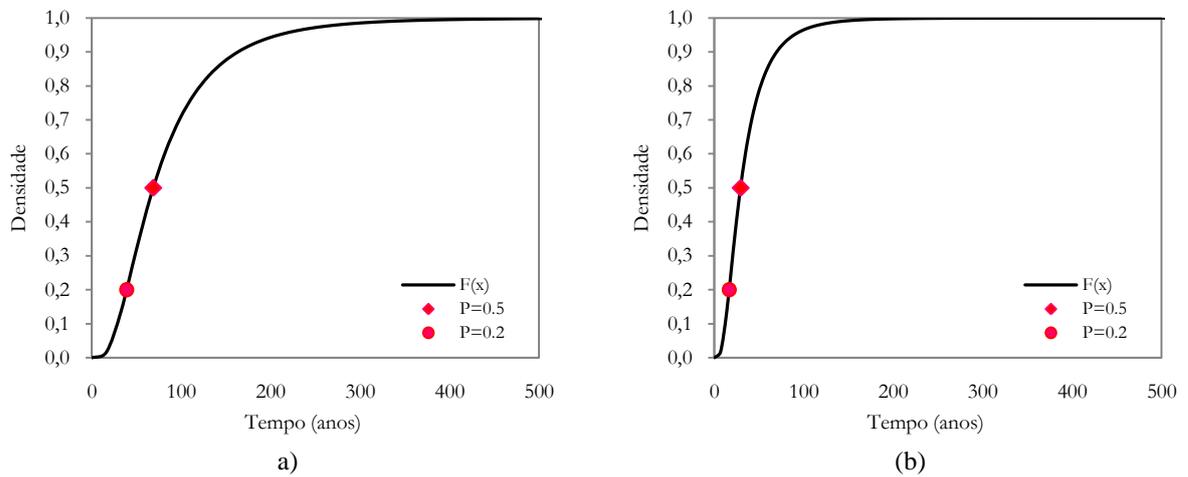


Figura 93: Vida útil x probabilidade de ocorrência P , para (a) cenário 9 e (b) cenário 10

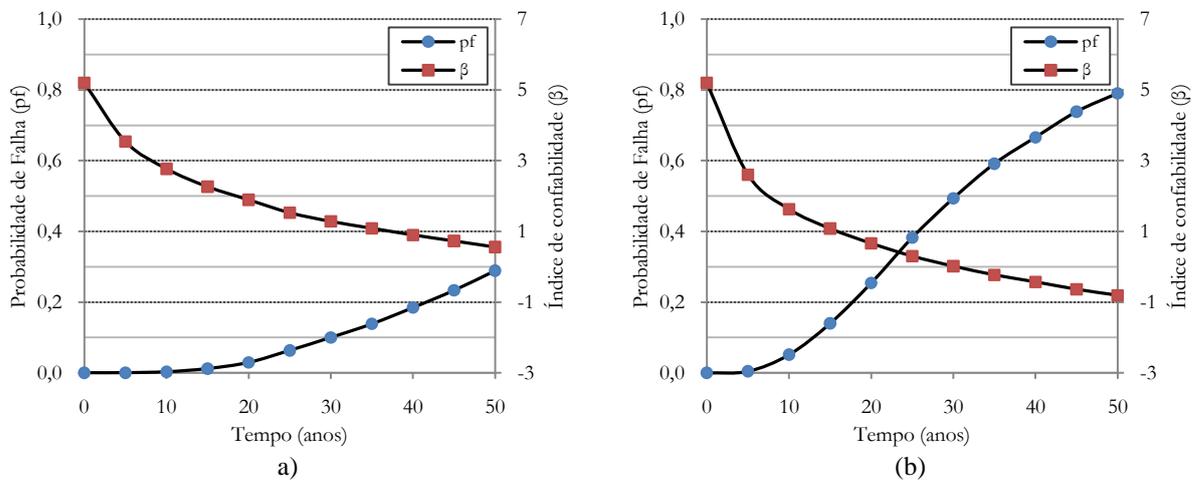


Figura 94: p_f e β x tempo, para (a) cenário 9 e (b) cenário 10

7.3.6 Influência do ambiente de exposição e da proteção à chuva

A influência do ambiente de exposição na carbonatação do concreto é citada por Meyer (1969), Schiessl (1988), Baker e Matthews (1994), Pauletti (2009) entre outros, a qual é simulada para os cenários apresentados na Tabela 55 e na Tabela 56.

Tabela 55: cenário de simulação 11

Variável	Média	Desvio	CV (%)	Distribuição
f_{c28} (MPa)	25	3,75	15	Normal
Cobrimento (mm)	25	3,75	15	Lognormal
Teor de CO ₂ (%)	0,044	0,0044	10	Normal
Umidade relativa (%)	60	9,00	15	Normal
Tipo de cimento	CP IV	-	-	-
Ambiente de exposição	Interno	-	-	-
Proteção à chuva	-	-	-	-

Tabela 56: cenário de simulação 12

Variável	Média	Desvio	CV (%)	Distribuição
f_{c28} (MPa)	25	3,75	15	Normal
Cobrimento (mm)	25	3,75	15	Lognormal
Teor de CO ₂ (%)	0,044	0,0044	10	Normal
Umidade relativa (%)	60	9,00	15	Normal
Tipo de cimento	CP IV	-	-	-
Ambiente de exposição	Externo	-	-	-
Proteção à chuva	Desprotegido	-	-	-

Verifica-se, para as condições simuladas, que o ambiente de exposição tem forte influência na vida útil (ver Figuras 95 a 97), sendo o ambiente interno o mais desfavorável, seguido do externo protegido da chuva (ver Figura 91a) e do externo desprotegido da chuva (Figura 97b). Para um índice de confiabilidade de 0,84 ($p_f=0,20$), a vida útil, de uma estrutura exposta em ambiente externo desprotegido da chuva, é cerca de 19 e 25 anos superior ao verificado em ambiente externo protegido da chuva e interno, respectivamente.

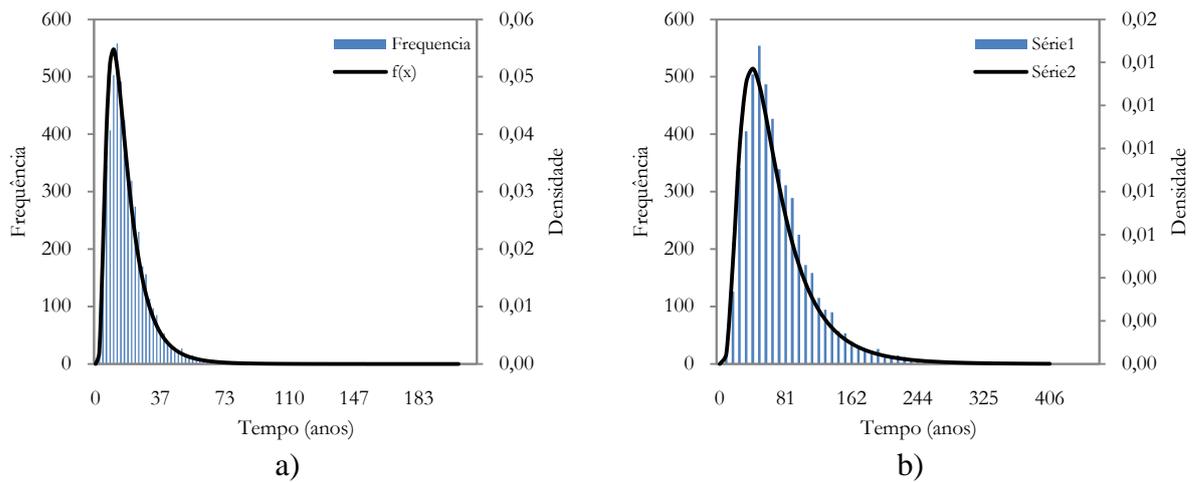


Figura 95: histograma da vida útil, para (a) cenário 11 e (b) cenário 12

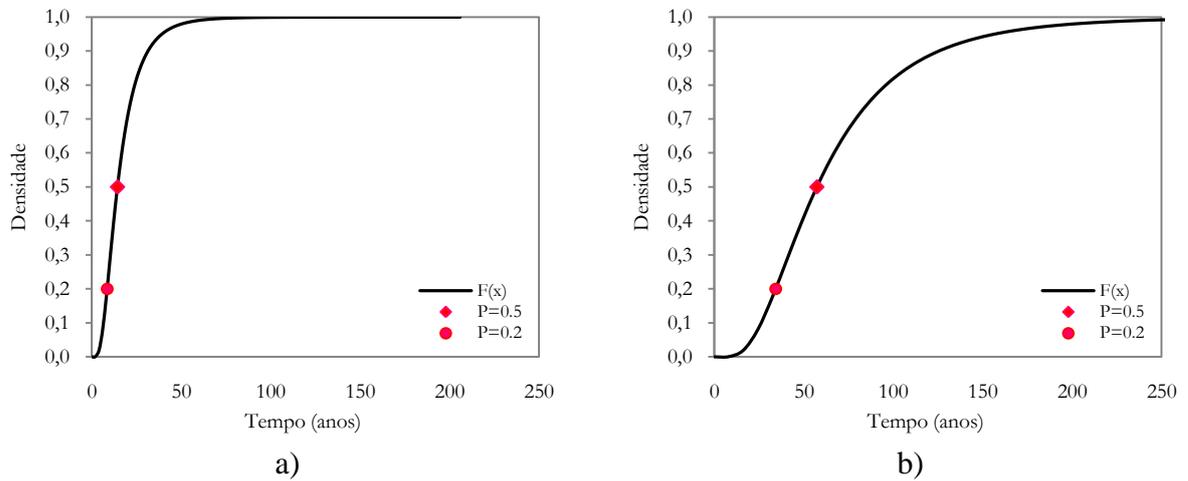


Figura 96: vida útil x probabilidade de ocorrência P , para (a) cenário 11 e (b) cenário 12

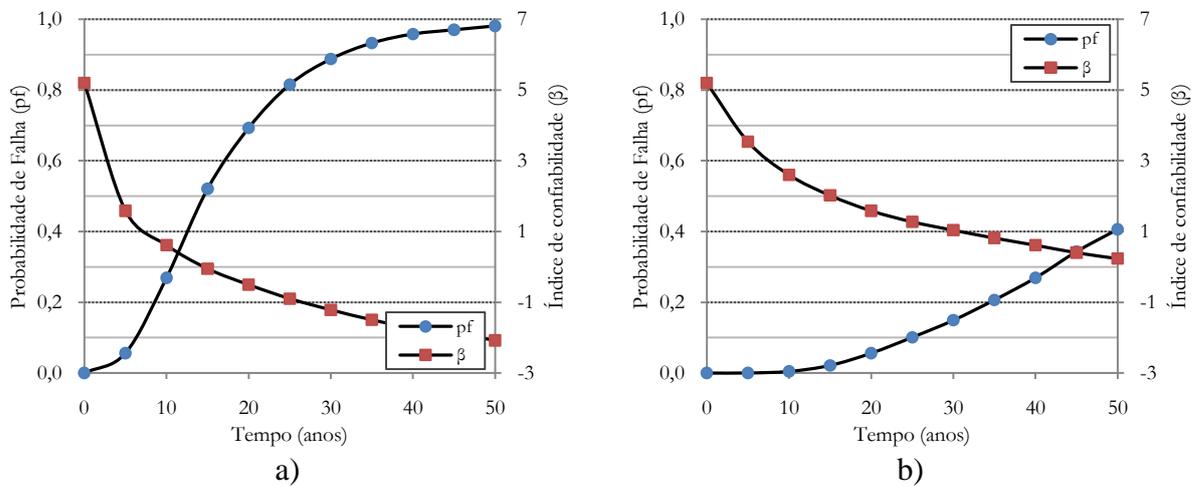


Figura 97: p_f e β x tempo, para (a) cenário 11 e (b) cenário 1

7.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE O CAPÍTULO

Com base nas observações e nos exemplos numéricos da análise probabilística da degradação do concreto por carbonatação, conclui-se que o modelo proposto nesta tese pode ser empregado como função de estado limite na análise de confiabilidade.

Ao encontro do relatado na literatura (SIEMES et al., 1985; ANDRADE, 2001 e LORENZINI, 2006), constatou-se, através dos testes de aderência de Kolmogorov-Smirnov, que a vida útil é mais bem representada pela distribuição Lognormal, sendo esta adotada nas análises.

Na Tabela 57 é apresentada a vida útil estimada em função do índice de confiabilidade β para várias situações de projeto de estruturas de concreto armado. Observa-se que o tipo de cimento, a resistência à compressão, a espessura de cobrimento e o ambiente de exposição são os parâmetros que mais influenciam na vida útil estimada.

Tabela 57: vida útil estimada (em anos) em função do índice de confiabilidade β

Variáveis		Cenários	Probabilidade de falha p e índice de confiabilidade β		
Descrição	Médias e níveis alterados		$p=0,07$ ($\beta=1,5$)	$p=0,2$ ($\beta=0,84$)	$p=0,5$ ($\beta=0,0$)
Resistência à compressão	25 MPa	1	13,89	20,71	34,6
	30 MPa	2	26,01	38,67	64,46
Cobrimento	25 (mm)	3	9,56	14,32	24,03
	30 (mm)	4	18,81	28,12	47,07
Concentração de CO ₂	0,04 (%)	5	9,69	14,45	24,31
	0,10 (%)	6	9,31	13,92	23,32
	5,0 (%)*	-	4,36	6,39	10,41
Umidade relativa	40 (%)*	-	15,41	22,69	37,20
	60 (%)	7	9,69	14,49	24,23
	70 (%)	8	10,26	16,21	28,38
	80 (%)*	-	10,46	19,56	44,64
Tipo de Cimento	CP V ARI	9	24,62	38,4	67,9
	CP II F	10	21,07	31,1	51,3
	CP II Z*	-	16,78	25,6	44,1
	CP III*	-	10,3	16,4	29,0
	CP IV*	-	9,37	13,5	21,5
Ambiente de exposição	Interior	11	5,73	8,57	14,34
	Externo Protegido*	-	9,69	14,49	24,23
	Externo Desprotegido	12	22,93	34,29	57,37

* Cenários não descritos no item 7.3, os quais mantêm as mesmas características da descrição de referência, alterando apenas a média ou o nível da variável de análise.

De acordo com a literatura (HO e LEWIS, 1989; ISAIA, 1995, PAULETTI, 2009, entre outros), o cimento CP IV é o que conduz a maiores profundidades carbonatadas, logo uma estrutura construída com este cimento terá sua vida útil reduzida. Para um índice de confiabilidade $\beta=1,5$ a probabilidade que a vida útil de uma estrutura construída com esse cimento seja inferior a 9,37 anos é de 0,07%. Se essa mesma estrutura for construída com cimento CP V ARI ou CP II F, a vida útil estimada, para esta mesma probabilidade, é de 24,62 e 21,07 anos, respectivamente.

Se o nível de confiabilidade for reduzido para o nível mínimo estabelecido na ISO 13823 (2008) de 0,84, ou seja, com 20% de probabilidade de ser inferior ao estimado, a vida útil correspondente passa a ser de 13,50, 38,40 e 32,10 para os cimentos CP IV, CP V ARI e CP II F, respectivamente.

No que se refere à influência do ambiente de exposição e sua relação com o índice de confiabilidade, nota-se, na superfície de resposta da Figura 98, que a vida útil, para todos os níveis de confiabilidade analisados, é maior para estruturas em ambiente externo desprotegido da chuva (III) e menor em ambientes internos (I). Constata-se também que o emprego de situações favoráveis à degradação, aliado a índices de confiabilidade baixos, ou seja, probabilidade maior de falha, confere.

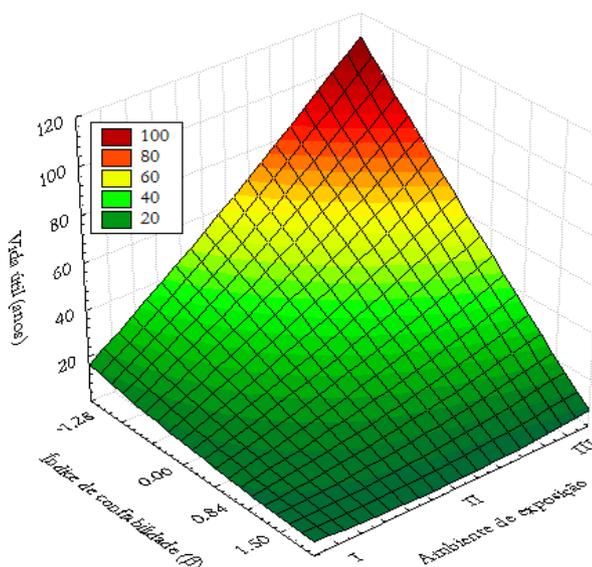


Figura 98: influência do ambiente de exposição e do índice de confiabilidade na vida útil

Logo, quanto maior o índice de confiabilidade adotado, menor a probabilidade da vida útil da estrutura ser menor que a estimada. No entanto, elevados índices de confiabilidade

Edna Possan (epossan@gmail.com) – tese de doutorado – Porto Alegre: PPGE/UFGRS, 2010.

incrementam o custo da construção, reduzindo a competitividade do setor, sendo prudente que sejam adotados níveis adequados de confiabilidade para a estimativa da vida útil de projeto para estruturas de concreto armado. Os valores de referências para o índice de confiabilidade, tendo em vista o estado limite de durabilidade da ISO 13823 (2008), são adequados para tal, podendo-se empregar um β de 0,84, que corresponde a uma probabilidade de falha aproximada de 0,20.

O gráfico da Figura 99 foi plotado com o objetivo de aplicar o modelo conceitual proposto pelo *fib* 53 (2010) para a vida útil de projeto (VUP) de uma estrutura (ver Figura 7, capítulo 2), a qual pode ser definida em função de uma margem de tempo positiva e de uma margem de tempo negativa. Na Figura 99, essas margens foram inseridas em função da probabilidade de falha, associando a probabilidade de 0,07 ($\beta=1,50$) à margem positiva, ou seja, que a estrutura irá alcançar a VUP em aproximadamente 85 anos; e a probabilidade de 0,50 ($\beta=0$) à margem negativa, na qual a VUP é atingida em aproximadamente 35 anos, face ao desempenho requerido em projeto (neste caso, descrito pela espessura de cobrimento, $e_c=30$ mm). Destaca-se que a vida útil desejada, para este caso, é associada à probabilidade de falha de 0,20 ($\beta=0,84$), que corresponde a 58 anos. Entretanto, assume-se que a VUP poderá oscilar, para mais ou para menos, dentro de limites aceitáveis de durabilidade, representados pelas margens de tempo positiva e negativa.

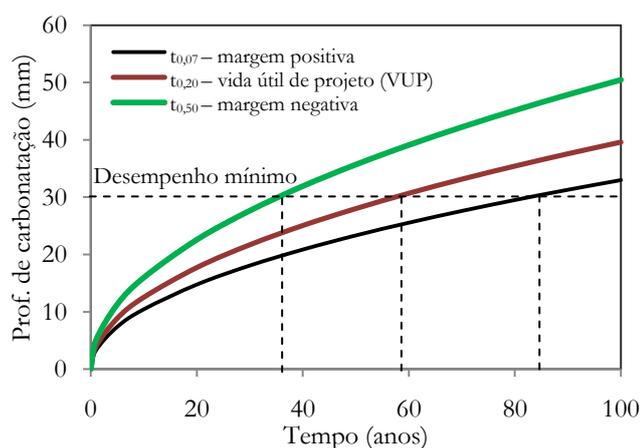


Figura 99: Profundidade de carbonatação no tempo para as probabilidades de falha de 0,07, 0,20 e 0,50.

Com base nos resultados obtidos, considera-se a abordagem apresentada pelo *fib* 53 (2010), uma ferramenta potencial para a determinação da vida útil de projeto, a qual pode ser associada a estudos probabilísticos, auxiliando na tomada de decisão.

No que se refere à espessura de cobrimento e à resistência à compressão do concreto, nota-se na Tabela 57, que estes dois parâmetros têm grande influência na vida útil. Considerando um índice de confiabilidade β de 0,84, a vida útil de projeto das estruturas simuladas nos cenários 1 e 2 é de aproximadamente 20 e 36 anos, e nos cenários 3 e 4, de 13 e 25 anos, respectivamente. Nota-se que a maior vida útil é obtida para o caso do cenário 2, que considera uma estrutura construída em concreto de resistência de 30 MPa, com espessura média de cobrimento de 30 mm.

Considerando uma probabilidade de falha de 0,20, na Figura 100 apresenta-se graficamente a influência da espessura de cobrimento do concreto na vida útil e, na Figura 101, a elevação da profundidade de carbonatação do concreto no tempo em função da resistência à compressão.

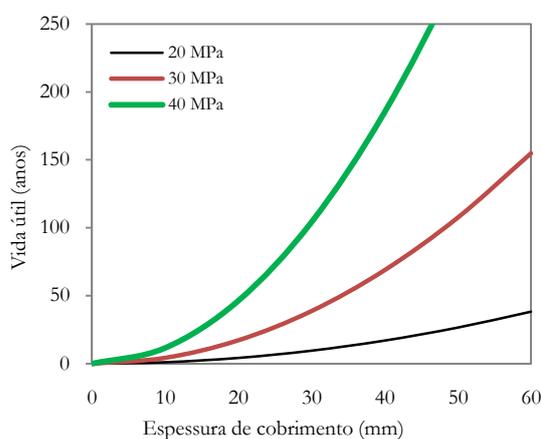


Figura 100: influência da espessura de cobrimento e da resistência à compressão do concreto na vida útil devido à ação da carbonatação

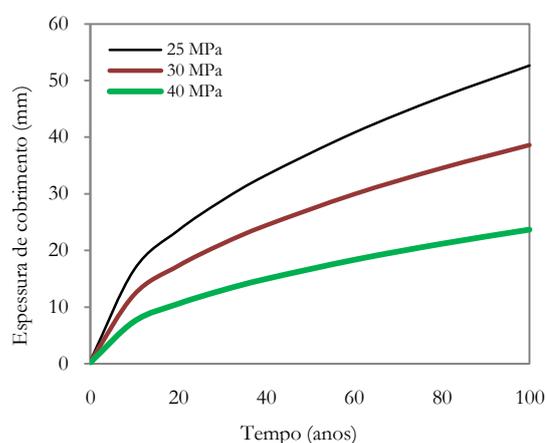


Figura 101: elevação da profundidade de carbonatação no tempo em função da resistência à compressão do concreto

Na Figura 100 pode-se notar que o aumento da espessura de cobrimento e da resistência à compressão eleva a vida útil da estrutura. Concretos com resistência de 40 MPa, associados à espessura de cobrimento de 30 mm, podem atingir uma vida útil superior a 100 anos, enquanto que concretos com 20 MPa e espessura de cobrimento de 60 mm não atingem 50 anos. De fato, concretos de resistências reduzidas (20 MPa) conduzem a elevadas profundidades de carbonatação, conforme mostrado na Figura 101, o que pode limitar a vida útil da estrutura.

Tendo em vista a importância destes dois parâmetros na vida útil das estruturas de concreto, na Figura 102 são apresentadas as espessuras de cobrimento recomendadas por algumas normas e códigos de concreto.

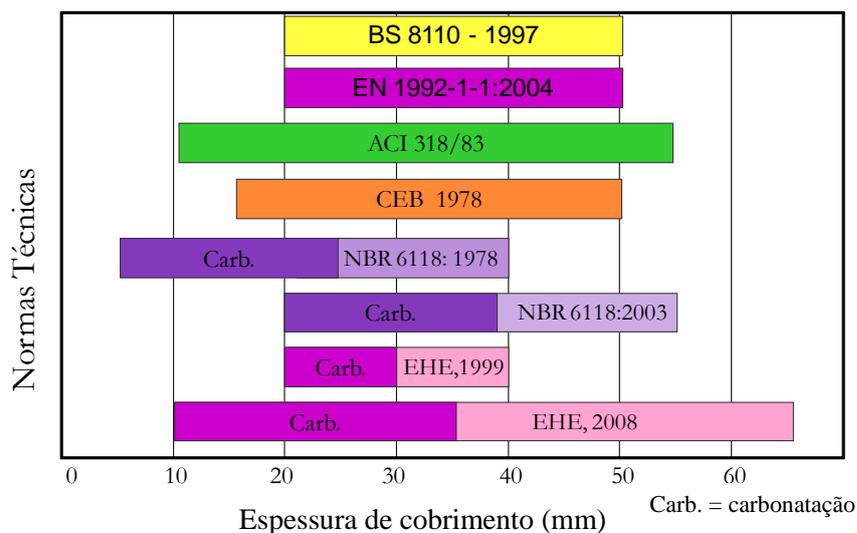


Figura 102: recomendações normativas para a espessura de cobrimento do concreto⁹⁹

Nas recentes atualizações normativas, verifica-se que a preocupação com a durabilidade foi inserida. A norma brasileira (NBR 6118: 2007) e a espanhola (EHE: 2008) praticamente dobraram as espessuras mínimas de cobrimento do concreto exigidas nas versões anteriores de 1978 e de 1999, respectivamente. A influência da espessura de cobrimento introduzidas nestas normativas foi verificada nas simulações realizadas, confirmando a importância deste parâmetro na garantia da vida útil de projeto. Ressalta-se que as normas vinculam a espessura de cobrimento à resistência à compressão ou à relação água/aglomerante do concreto, uma vez que estas são dependentes uma das outras.

Destaca-se que, para os cenários simulados, a expectativa de vida útil superior a 50 anos, só é atingida quando a probabilidade de falha é de 50% ($f_p = 0,5$ e β igual a 0). Para se atingir essa vida útil dada uma probabilidade de falha de 20% ($f_p = 0,2$ e β igual a 0,84), como indicado pela ISO 13823 (2008) para o estado limite de durabilidade (ELD), são necessárias alterações nos parâmetros de projeto da estrutura. Aumentar a resistência à compressão axial ou a espessura de cobrimento ou reduzir a relação água/aglomerante do concreto são alternativas que podem ser empregadas em conjunto ou isoladamente.

Neste sentido o modelo proposto pode ser empregado como ferramenta de apoio e tomada de decisão no projeto, auxiliando na seleção dos parâmetros que influenciam na durabilidade e na vida útil das estruturas de concreto, sendo indicado a consideração .

⁹⁹ Figura adaptada do trabalho de conclusão de curso de Eduardo Pereira intitulado “avaliação do processo de corrosão acelerada para diferentes dosagens de concreto e espessuras de cobrimento”, de 2009.

Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

8 CONCLUSÕES

“Entender, é no fim das contas, o que motiva a ciência – e ciência é muito mais do que computação sem pensar”.

(Roger Penrose, 1931)

Neste capítulo apresentam-se as conclusões do trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

8.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O MODELO PROPOSTO

Em relação à metodologia proposta para estimativa de vida útil, que é apresentada no fluxograma da Figura 8, destaca-se que a mesma descreve desde a modelagem (geração de modelos) até as etapas de estimativa de vida útil e tomada de decisão, sendo um método simples que permite a verificação constante dos resultados.

Em relação à técnica de coleta de dados empregada (conhecimento de *experts* via grupo focal), destaca-se que esta possibilitou a aquisição de informações referentes ao comportamento do concreto quando submetido à ação da carbonatação, resultando em 1298 dados que deram origem ao modelo proposto. Através desta, foi possível considerar um grande número de parâmetros concomitantemente, os quais descreveram de forma satisfatória, o comportamento das variáveis que influenciam na carbonatação do concreto, apresentando as tendências descritas na literatura.

Ressalta-se que, caso esses dados fossem obtidos através de experimentos, demandariam muitos anos de pesquisa, consumindo tempo e recursos. Frente a estes motivos e à importância científica do conhecimento de *experts*, pode-se afirmar que a técnica de grupo focal mostrou-se adequada para a coleta de dados de durabilidade do concreto e que os dados obtidos podem ser empregados para fins de modelagem matemática.

A partir da modelagem matemática dos dados obtidos no grupo focal, obteve-se neste trabalho, o modelo de comportamento da degradação do concreto devido à carbonatação representado pela Equação 58.

$$y = k_c \left(\frac{20}{f_c} \right)^{k_{fc}} \cdot \left(\frac{t}{20} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \exp \left[\left(\frac{k_{ad} \cdot ad^{\frac{3}{2}}}{40 + f_c} \right) + \left(\frac{k_{CO_2} \cdot CO_2^{\frac{1}{2}}}{60 + f_c} \right) - \left(\frac{k_{UR} \cdot (UR - 0,58)^2}{100 + f_c} \right) \right] \cdot k_{ce} \quad \text{Equação 58}$$

Onde:

y = profundidade de carbonatação média do concreto, em mm;

f_c = resistência característica à compressão axial do concreto, em MPa;

k_c = fator variável referente ao tipo de cimento empregado (Tabela 24a);

k_{fc} = fator variável referente à resistência à compressão axial do concreto, em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 24a);

t = idade do concreto, em anos;

ad = teor de adição pozolânica no concreto, em % em relação à massa de cimento;

k_{ad} = fator variável referente às adições pozolânicas do concreto – sílica ativa, metacaulim e cinza de casca de arroz – em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 24a);

UR = umidade relativa média, em %*0,01;

k_{ur} = fator variável referente à umidade relativa, em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 24a);

CO_2 = teor de CO_2 da atmosfera, em %.

k_{CO_2} = fator variável referente ao teor de CO_2 do ambiente, em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 24a);

k_{ce} = fator variável referente à exposição à chuva, em função das condições de exposição da estrutura (Tabela 24b).

O modelo de predição da profundidade carbonatada desenvolvido apresentou ótima aderência para os dados dos *experts*, com coeficiente de determinação (r^2) de 0,986. No processo de verificação, constatou-se que o mesmo representa os efeitos das variáveis de entrada (UR, teor de CO_2 , tipo de cimento, tipo e teor de adição e ambiente de exposição da estrutura) na profundidade de carbonatação, conforme descrições da literatura.

Na comparação com resultados de profundidades de carbonatação natural oriundos da literatura, o modelo desenvolvido apresentou boa aderência aos dados observados, descrevendo aproximadamente 75% dos resultados, mostrando-se adequado para uma série de aplicações. Os maiores erros de predição do modelo foram para concretos com cinza volante, fato que pode ser atribuído à grande variabilidade das adições pozolânicas, que podem variar em relação à finura e reatividade, alterando a atividade pozolânica no concreto. Também pode estar relacionado aos coeficientes do modelo, os quais podem não representar o efeito das adições no concreto, sendo necessário que mais dados de profundidade de carbonatação natural sejam testados para essa verificação.

Em relação à comparação com outros modelos da literatura, as profundidades de carbonatação previstas pela Equação 58 se aproximaram das estimadas pelo modelo do CEB (1997), os quais consideram como variáveis de entrada, os principais fatores que afetam a carbonatação do concreto. Porém, as variáveis necessárias para utilização do modelo proposto são mais fáceis de serem obtidas, o que facilita seu uso e aplicação prática. Contatou-se que modelos mais simplistas como os de Smoloczyk (1976), Vesikari (1988) e Lagerblad (2005) estimam profundidades de carbonatação mais elevadas que o proposto. Considerando que, nas comparações conduzidas com dados de carbonatação natural oriundas de várias pesquisas, o modelo desenvolvido obteve bom ajuste, pode-se dizer que as equações muito simplistas, que por sua vez não consideram as principais variáveis de influência na carbonatação do concreto, podem conduzir a estimativas que não correspondem ao real observado. Neste sentido, destaca-se a equação do “ k raiz de t ” proposta por Tuutti (1982), a qual para estruturas existentes - quando se conhece a profundidade de carbonatação no tempo - apresenta bons resultados de previsão. Todavia, para projetos de estruturas novas, tem-se dificuldade para se determinar o k .

Logo, face às variáveis que influenciam o fenômeno de carbonatação em condições naturais de exposição e aos resultados oriundos das comparações com modelos e dados da literatura, pode-se dizer que o modelo proposto representa o comportamento da carbonatação do concreto descrito na literatura, apresentando potencial de utilização e generalização.

Devido ao grande número de variáveis de entrada do modelo e suas possíveis combinações, não foi possível testá-lo em todos os níveis de predição para o qual foi desenvolvido. Essa é uma tarefa que deverá ser efetuada ao longo do tempo e dependerá da ajuda da comunidade científica no sentido de desenvolver pesquisas ou testes em ambiente natural de degradação, preferencialmente nos níveis ainda não validados no modelo. Essas ações contribuirão para a confirmação do potencial de generalização do modelo e definição dos seus limites.

Quanto ao potencial de aplicação do modelo desenvolvido, destaca-se que o mesmo pode ser empregado para auxiliar a tomada de decisão de novos projetos de estruturas de concreto, ajudando a identificar os materiais mais adequados à durabilidade e vida útil, para as condições ambientais do local de construção da edificação, a fim de minimizar ao longo do tempo os danos devidos à carbonatação do concreto. Pode ser empregado para a seleção da espessura de cobertura, da resistência do concreto, do tipo de cimento (contempla todos os disponíveis no mercado nacional) ou do percentual de adições necessárias para a garantia da vida útil de projeto. Nesta seleção os fatores relacionados com o clima da local onde a

estrutura será construída, como as condições de exposição, a umidade relativa e o teor de CO_2 , podem ser considerados. Também o modelo pode ser utilizado para estudos de previsão de vida útil de estruturas existentes e para o cálculo da captura de CO_2 devido à carbonatação do concreto no tempo.

8.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE A PREVISÃO DE VIDA ÚTIL

A previsão de vida útil de estruturas de concreto sujeitas à carbonatação foi conduzida via Simulação de Monte Carlo (SMC) e Análise de confiabilidade, empregando o modelo desenvolvido como função de estado limite de durabilidade (ELD), o qual se mostrou apropriado para as simulações probabilísticas e para a estimativa de vida útil das estruturas de concreto armado suscetíveis à degradação por carbonatação.

Devido à facilidade de programação, para a realização das simulações foi empregado o Software Excel[®], o qual, por meio de planilhas de simulação, permite ao projetista que sejam avaliadas as implicações das decisões do projeto, auxiliando na definição da espessura de cobertura, tipo de cimento, resistência a compressão, entre outros fatores relacionados à vida útil da estrutura. Neste Software é possível realizar um número elevado de simulações, cerca de 5.000, com baixo custo computacional. Para maiores números de simulações outros Softwares podem ser mais apropriados. Todavia, o número de simulações realizados nesta pesquisa (5000) confere baixos coeficientes de variação nos resultados, sendo proposto como valor de referência. Entretanto, como há controvérsias na literatura quanto ao gerador de números aleatórios do Software utilizado, empregou-se nas simulações o aplicativo NtRand para a geração dos mesmos, o qual mostrou-se apropriado para esse fim.

Nas simulações, constatou-se que a vida útil é mais bem representada pela distribuição Lognormal, sendo maximizada com o aumento da espessura de cobertura e da resistência à compressão do concreto e reduzida com a utilização de cimentos com adições, como o CP IV e CP III, quando combinados com resistência à compressão inferior a 30 MPa.

Para um mesmo índice de confiabilidade, os valores de vida útil de projeto foram mais elevados para concreto produzidos com cimento CP V ARI, com resistência à compressão e espessura de cobertura superiores a 30 MPa e 30 mm, respectivamente, quando considerado um ambiente externo desprotegido da chuva. Já concretos de 20 MPa, produzidos com

cimento CP IV, expostos em ambiente externo protegido da chuva, mesmo com espessura de cobertura de 50 mm, não atingem 50 anos de vida útil.

Também, a umidade relativa em torno de 60% é a que conduz a maiores profundidades de carbonatação do concreto, conseqüentemente, à menor vida útil da estrutura. A elevação do teor de CO₂ de 0,03 para 0,1 (concentrações comuns em ambientes naturais de exposição) não aumenta significativamente a profundidade de carbonatação do concreto, indicando que níveis baixos de concentração deste gás têm pouca influência na vida útil das estruturas de concreto.

Face ao estado limite utilizado como referência, definido pela ISO 13823 (2008) como estado limite de durabilidade (ELD), com índice de confiabilidade β mínimo de 0,84 e probabilidade de falha p_f associada de 0,2, observa-se que o mesmo pode ser empregado para estimativa de vida útil de projeto, uma vez que seu uso no dimensionamento é favorável à segurança da estrutura.

A partir do modelo proposto, a vida útil pode ser estimada em função do índice de confiabilidade β para várias situações de projeto de estruturas de concreto armado. Observa-se que o tipo de cimento, a resistência à compressão, a espessura de cobertura e o ambiente de exposição são os parâmetros que mais influenciam na vida útil estimada.

8.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos resultados deste trabalho, tendo em vista o modelo de estimativa da profundidade de carbonatação desenvolvido e à estimativa de vida útil, pode-se afirmar que:

- a) o modelo é de simples utilização podendo ser empregado em estudos e definições de projeto para novas estruturas e para estudos de estruturas já existentes, atuando como uma ferramenta de auxílio à tomada de decisão. Para uma estrutura nova, é possível determinar os parâmetros de projeto (espessura de cobertura, resistência à compressão do concreto, tipo de cimento, entre outros), em função das condições de exposição da estrutura, para uma vida útil desejada. Para estruturas existentes, é possível determinar o tempo necessário para a despassivação. Também pode ser empregado em estudos que visam o cálculo da captura do CO₂ devido à carbonatação do concreto;
- b) a principal vantagem do modelo é que os dados de entrada para a realização das simulações são de fácil obtenção, não requerendo ensaios de laboratório para tal.

As simulações podem ser conduzidas de forma simples, via processos determinísticos, ou através de simulações probabilísticas, como simulação de Monte Carlo e Análise de Confiabilidade, inserindo as incertezas do processo de degradação, obtendo maior proximidade à realidade;

- c) o modelo pode ser empregado como função de estado limite de durabilidade nos estudos probabilísticos, podendo ser utilizado para previsões de vida útil de estruturas de concreto, novas ou existentes, sujeitas à ação da carbonatação;

Com esse trabalho espera-se contribuir com a comunidade técnico-científica, no que se refere à garantia da durabilidade e à vida útil das construções em concreto, por meio da proposição de um modelo de estimativa da profundidade de carbonatação do concreto de fácil utilização, o qual pode ser empregado para previsões de vida útil, auxiliando a tomada de decisão e a seleção de alternativas de projetos de engenharia em prol da durabilidade.

8.4 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Da realização deste trabalho, citam-se as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- a) desenvolver um modelo baseado na experiência de *experts* para o período de propagação da corrosão desencadeada por cloretos e carbonatação;
- b) aprimorar o modelo desenvolvido inserindo outros parâmetros (como tempo de cura) e aceleração do fenômeno a fim de aumentar a abrangência do mesmo e aplicá-lo sistematicamente a fim de ajustar os parâmetros que não foram testados nesta pesquisa;
- c) considerar a fissuração do concreto no modelo de carbonatação;
- d) realizar coleta de dados sistemática em estruturas reais em várias cidades brasileiras a fim de mapear a degradação em ambiente urbano no país e de caracterizar as variáveis de influência (cobrimento, teor de CO₂, UR) no processo de degradação das estruturas de concreto;
- e) desenvolver estudos com o intuito de determinar as variabilidades referentes aos aglomerantes (tipo de cimento e adições);
- f) disponibilizar o banco de dados e o modelo proposto na web para que possa ser acessado e utilizado por pesquisadores da área, permitindo que novos dados (desde que devidamente verificado a consistência e veracidade) sejam inseridos à base.

REFERÊNCIAS

- ABREU, A. G. **Estudo da corrosão da armadura induzida por carbonatação em concretos com cinza volante**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia) – Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.
- AFRICAN CONCRETE CODE – ACC. Disponível em <http://www.acmc-ngo.org/>. Acesso em 8 de março de 2007.
- ALONSO, C. **Estudio de la corrosion de armaduras en hormigón carbonatado**. 1986. Tesis (Doctoral). Facultad de Ciências, Universidad Complutense de Madrid. Madrid-España. 360 p.
- ALONSO, Carmen; ANDRADE, Maria del C.; GONZÁLEZ, J. A. Relation between resistivity and corrosion rate of reinforcements in mortar made with several cement types. **Cement and Concrete Research**, v.8, p.687-698, 1988.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 201**: guide to durable concrete. ACI manual of concrete practice, Detroit, 1992, part 1, 39p.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 222**: corrosion of metals in concrete, ACI manual of concrete practice, Detroit 2001, 41p.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 365**: service-life prediction - state-of-the-art report. Detroit, 2000, 44p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E 632**: standard recommended practice for developing short term accelerated test for prediction of the service life building components and materials. Philadelphia, 1978, rev. 1982. reapproved,1996.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E 917**: Standard practice for measuring Life-Cycle Costs for buildings and building systems. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1994, p. 265-277.
- ANDRADE, C. M.; ALONSO, C. **Vida útil y residual de estructuras de hormigón**. Seminário: prevenção da corrosão em estruturas de betão armado LNEC, Lisboa, Portugal, 1996.
- ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Trad. De Antonio Carmona e Paulo Helene. São Paulo, Pini, 1992.
- ANDRADE, C.; GONZÁLEZ, J. A. Tendencias actuales en la investigación sobre corrosión de armaduras. **Informes de la Construcción**, v. 40, n. 398, p. 7-14, 1988.
- ANDRADE, J. J. O. **Contribuição da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: iniciação por cloretos**. 2001, 256f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre, 2001.
- ANDRADE, J. J. O. **Durabilidade das estruturas de concreto armado: análise das manifestações patológicas nas estruturas no estado de Pernambuco**. 1997, 150f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

ANDRADE, J. J. O. Vida útil das estruturas de concreto armado. In: **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. 2v. ed. Geraldo C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005. 923-951 p.

ANDRADE, J. J. O.; POSSAN, E. Application of the Reliability Theory and Markov Chains to evaluate chloride penetration in concrete. In: **CONCRETE: CONSTRUCTION'S SUSTAINABLE OPTION**, 7th, Dundee, Scotland, 2007. **Proceedings...** Dundee: University of Dundee, 2007.

ANG, A.; TANG, W. **Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Decision, Risk and Reliability**. v. 2, Ed. John Wiley and Sons, 1984. 562p.

ANN, K. Y.; PACK, S.W.; HWANG, J.P.; SONG, H.W.; KIM, S.H. Service life prediction of a concrete bridge structure subjected to carbonation. **Construction and Building Materials**, v. 24, n. 8, p. 1494-1501, 2010.

ARANHA, P. M. **Contribuição ao estudo das manifestações patológicas em estruturas de concreto armado na região Amazônica**. 1994, 161f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) –Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

ASIAN CONCRETE MODEL CODE – APMC. International Committee on Concrete Model Code for Ásia, 2006. Disponível em <http://www.iccm.org/index.htm>. Acesso em 5 março de 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15575: Edifícios Habitacionais de até cinco pavimentos - Desempenho - Parte 1. Requisitos gerais**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118 NB1: projeto de estruturas de concreto – procedimento**. Rio de Janeiro, 1968, rev. mar, 2007.

BAKKER, R. F. M. Initiation period. In: Schiessl, P., ed. **Corrosion of steel in concrete**. London, Chapman and Hall, 1988, cap. 3, p.22-55.

BARKER, A.P.; MATTHEWS, J.D. Concrete durability specification by water/cement or compressive strength for European cement types. **Proceedings...** 3rd Int. Conf. on the Durability of Concrete, ACI SP-145, American Concrete Institute, Detroit, 1994, 1135-1160.

BAROGHEL-BOUNY V., CAPRA B., LAURENS S. **La durabilité des Bétons**. Chapitre 9 : La durabilité des armatures et du béton d'enrobage, 2008, p. 303-386.

BARY, B.; SELIER, A. Coupled moisture--carbon dioxide-calcium transfer model for carbonation of concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 10, p. 1859-1872, 2004.

BAUER, E. **Avaliação comparativa da influência da adição de escória de alto-forno na corrosão das armaduras através de técnicas eletroquímicas**. 1995. Tese (Doutorado em Engenharia) – Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 236p.

BENDER, E. A. **Introduction to Mathematical Modeling**. New York: Dover Publications, 2000.

BENTZ, D.P. **CEMHYD3D: a three dimensional hydration and microstructure development modelling package**. National institute of Standards and Tecnlogy. NISTIR, 2000.

BEYEA, S. NICOLL, L.H. Learn more using focus groups. **Association of operating room nurses Journal**, v. 71, n. 4, 2000, p. 897-900.

BLANCHARD, M. A.; ROSE, L. E.; TAYLOR, J.; McENTEE, M. A.; LATCHAW, L. L. Using a focus group to design a diabetes education program for an African American population, **Diabetes Education**, v. 25, 1999. p. 917-924.

BROOMFIELD, J. P. **Corrosion of steel in concrete**. London: E & FN Spon, 1998.

BUST, A. G.; GIBB, F.; HASLAM, R.A. Manual handling of highwaykerbs: focus group findings. *Applied Ergonomics*, n. 36, p. 417-425, 2005.

CAHYADI, J. H. e UOMOTO, T. Influence of environmental relative humidity on carbonation of concrete (Mathematical modeling). **Durability of Building Materials and Components**, v 6, 1993.

CALISTER, W.D.JR. **Ciência e engenharia de materiais: Uma introdução**. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2002.

CARMONA, T. G. **Modelos de Previsão da Despassivação das Armaduras em Estruturas de Concreto Sujetas à Carbonatação**. 2004. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 103p.

CASCUDO, O. **Influência das características do aço carbono destinado ao uso como armaduras para concreto armado no comportamento frente à corrosão**. São Paulo, 2000. 310p. Tese (Doutorado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

CASCUDO, O. **Inspeção e diagnóstico de estrutura de concreto com problemas de corrosão da armadura**. In: *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*. 2v. ed. Geraldo C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005.

CEUKELAIRE, L.; NIEUWENBURG, V. Accelerated carbonation of a blast-furnace cement concrete. **Cement and Concrete Research**. v. 23, p.442-452, 1993

CHEUNG, M. S.; KYLE, B. R. Service life prediction of concrete structures by reliability analysis. **Construction and Building Materials**, v. 10, n. 1, p. 45-55, 1996.

CHUNG, C. A. **Simulation modeling handbook: a practical approach**. Industrial and Manufacturing Engineering Series. CRC Press: Washington, 2004, 608p.

CLIFTON, J. R. Methods for predicting the remaining service life of concrete. In. **INTERNATIONAL CONFERENCE - DURABILITY OF BUILDING MATERIALS AND COMPONENTS**, 5th, Brighton, **Proceedings...** Reino Unido, 1990, pp. 361-373.

COLLEPARDI, Mario; MARCIALIS, Aldo; TURRIZIANI, Renato. Penetration of Chloride Ions Into Cement Paste and Concrete. **American Ceramic Society**, v. 53, USA, 1972, p. 534-535.

COMIÇÃO PERMANENTE DEL HORMIGÓN. **EHE: Instrucción de Hormigón Estructural**. Ministério de obras públicas e urbanismo. Madri, Espanha, 2008.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **CEB 183: durable concrete structures**. Bulletin d' Information, Suecis, n. 183, may 1992, 112p.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **CEB 238: new approach to durability design: an example for carbonation induced corrosion**. Bulletin d' Information, Suecis, n. 238, may 1997, 138p.

CORONELLI, D., GAMBAROVA, P.G. A mechanical model for bond strength of corroded reinforcement in concrete. In: **ENGINEERING MECHANICS CONFERENCE 14th**, 2000. Austin. **Proceedings...** ASCE - American Society of Civil Engineers. CD-ROM, Reston, 2000.

CREMONINI, R. A. **Análise de estruturas acabadas: Contribuição para determinação da relação entre as resistências potenciais e efetivas do concreto.** 1994. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.

CYTED. **Manual de Inspección, Evaluación y Diagnostico de corrosión en estructuras de hormigón armado.** Programa Iberoamericano d Ciencia y Tecnología para el Desarrollo. Subprograma XV. Corrosión/Impacto Ambiental sobre Materiales. 2. ed., 1998.

DA SILVA, T. J. Como estimar a vida útil de estruturas projetadas com critérios que visam a durabilidade. In: 2º Workshop Sobre Durabilidade das Construções WORKDUR, 2001, São José dos Campos. **Anais...** 2 Workshop Sobre Durabilidade das Construções WORKDUR, 2001.

DA SILVA, T. J. **Predicción de la Vida Útil de Forjados Unidireccionales de Hormigón Mediante Modelos Matemáticos de Deterioro.** Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Catalunya. ETSCCP. Barcelona, 1998. 290p.

DAL MOLIN, D. C. C. **Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul.** 1988. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1988.

DARTS, Durable And Reliable Tunnel Structures. Research project. Framework, 2003. Disponível em www.dartsproject.net.

DUPRAT, F.; SELIER, A.; NGUYEN, X. S. Incidence de l'incertitude sur l'état hydrique du béton dans la carbonatation: approche probabiliste. In: TRANSFERT 2006 – Propriétés de Transferts des Géomatériaux. **Anais...** Lille, 2006

DURACON. **Influência da ação do meio ambiente na durabilidade do concreto:** Projeto Duracon, Brasil. Pesquisador responsável Maryangela Geimba de Lima. Relatório de reunião anual, outubro, 2002.

DURACRET Structures. By EDVARDSEN, C.; MOHR, L. A guideline for durability-based design of concrete. Disponível em www.cowi.dk/.../0/duracret. Acesso em 10 de dezembro de 2006.

DURACRETE, General Guidelines for Durability Design and Redesign. The European Union-Brite-EuRam III, Project No. BE 95-1347, "Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures", Report No. T 7-01-1, 1999.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode 2:** Design of concrete structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. EN 1992-1-1. Brussels: CEN, 2004.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **FIB Bulletin 34.** Model Code for Service Life Design, February 2006.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **FIB Bulletin 44** Guide to good practice. Concrete structure management: Guide to ownership and good practice, 2008, p. 210.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **FIB Bulletin 53.** Model Code for Structural Concrete Textbook on behaviour, design and performance, Second edition .Volume 3: Design of durable concrete structures. 2010, p.390.

FERREIRA, F. P. **Gestão de Facilities:** estudo exploratório da prática em empresas instaladas na região metropolitana de Porto Alegre. 2005. 151p.

FERREIRA, R. M. **Avaliação de ensaios de durabilidade do betão**. 2000. 246f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia do Minho – Materiais e Reabilitação da Construção. Guimarães, 2000.

FERREIRA, R. M. Software for probability-based durability analysis of concrete structures. **Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting**. Taylor & Francis Group. 2006.

FIGUEIREDO, C. R. **Estudo da carbonatação em estruturas de concreto armado em Brasília: avaliação de pilares**. 2004, 222f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2004.

FOGLIATTO, F. S.; RIBEIRO, J. D. **Confiabilidade e manutenção industrial**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2009, p.265.

FRANGOPOL, D. M. Life-Cycle Cost Design of Deteriorating Structures. **Journal of Structural Engineering**, v. 123, n. 10, p. 1390 – 1401, 1997.

FRANGOPOL, D. M.; ENRIGHT M. P. RELTSYS: A Computer Program for Life Prediction of Deteriorating Systems. **Structural Engineering and Mechanics**, v. 9, n. 6, p. 557-568, 2000.

FROHNSDORFF, G. **Modelling service life and life-cycle cost of steel-reinforced concrete**. In: Report from the NIST/ACI/ASTM workshop. Gaithersburg, 1998.

GALVELE, J. R. **Corrosion**. Departamento de Materiales. Comisión Nacional de Energia Atômica. Buenos Aires, 1979.

GARCÍA-ALONSO, M. C.; ESCUDERO, M. L.; MIRANDA, J. M.; VEGA, M. I.; CAPILLA, F.; CORREIA, M. J.; SALTA, M.; BENNANI, A.; GONZÁLEZ, J.A. Corrosion behaviour of new stainless steels reinforcing bars embedded in concrete. **Cement and Concrete Research**, 37, p.1463–1471, 2007.

GENTIL, V. **Corrosão**. Rio de Janeiro: LTC, 1996. 345p.

GHANDEHARI, M.; ZULLI, M., SHAH, S.P. Influence of Corrosion on Bond Degradation in Reinforced Concrete. In: ENGINEERING MECHANICS CONFERENCE 14th, 2000. Austin. **Proceedings...** ASCE - American Society of Civil Engineers. CD-ROM, Reston, 2000, p.1-5.

GNEDENKO, B. V. **The Theory of Probability**. Moscou: MIR, 1969, 405p.

GOMES, H. M. **Análise da confiabilidade de estruturas de concreto armado usando o método de elementos finitos e os processos de simulação**. 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

GOMES, N. A. Estruturas de concreto armado em ambiente urbano: avaliação da carbonatação à luz das recomendações da NBR 6118:2003. 2006. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2006, 99p.

GONZALEZ, J. A. **Control de la corrosion: estudio y medida por tecnicas electroquimicas**. Madrid: CSCI, 1989. 523 p.

GUIMARÃES, A. T. C. **Vida útil de estruturas de concreto armado em ambientes marítimos**. 2000, 203f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

HAMADA, M. Neutralization (carbonation) of concrete and corrosion of reinforcing steel. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE CHEMISTRY OF CEMENT, 5, 1969. Tokyo. **Proceedings...** Tokyo, 1969, Part III, v. II/4, p.343-369.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993, 231f. Tese (Livre Docência) – Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

HELENE, P. R. L. Vida útil das estruturas de concreto. In: CONGRESSO DE CONTROLE DE QUALIDADE, VI, Porto Alegre, 1997. **Anais...** Rio Grande do Sul: CONPAT, 1997.

HELENE, P., R. L. **Corrosão das Armaduras em Concreto Armado**. In: Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto, 4, Campinas, 1981. SIMPATCON: QDLV_Campinas, Concrelix, 1981.

HELENE, P.; R. L. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo: Pini: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1986. 47p.

HEO, J. H.; KHO, Y. W.; SHIN, H.; KIM, S.; KIM, T. Regression equations of probability plot correlation coefficient test statistics from several probability distributions. **Journal of Hydrology**, n 355, p. 1 – 15, 2008.

HEYWOODA, L.; SMITH, J. H. R. Uncertainty in mass balance critical loads and exceedance: Application to a UK national data set. **Atmospheric Environment**, v. 40, n. 32, p. 6146-6153, 2006.

HO, D. W. S.; LEWIS, R. K. Carbonation of concrete and its prediction. **Cement and Concrete Research**, v. 17, p.489-504, 1987.

HO, D.W.S.; LEWIS, R.K. The specification of concrete for reinforcement protection: performance criteria and compliance by strength. **Cement and Concrete Research**. v. 18, p.584-594, 1988.

HOUST, Y. F.; WITTMANN, F. H. Depth profiles of carbonates formed during natural carbonation. **Cement and Concrete Research**, v. 32, n. 12, p. 1923-1930, 2002.

HYVERT, N. **Application de l'approche probabiliste à la durabilité des produits préfabriqués en béton**. Thèse de doctorat, Université Paul Sabatier, Toulouse, 2009.

IDORN, Gunnar M. Innovation in concrete research: review and perspective. **Cement and Concrete Research**, v. 35, p. 3-10, 2005.

INTERNATIONAL COMMITTEE ON CONCRETE MODEL CODE FOR ASIA – ICCMC. Disponível em <http://www.iccmc.org/>. Acesso em 17 de Janeiro de 2007.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). General Principles on the Design of Structures for Durability. **ISO 13823**. Geneva: ISO/TC, 2008.

ISAIA, G. C. Carbonatação do concreto: uma revisão. In: WORKSHOP SOBRE CORROSÃO DA ARMADURA DO CONCRETO, 1999, Colloquia. **Anais...** São José dos Campos, 1999.

ISAIA, G. C. Durabilidade do concreto ou das estruturas de concreto? reflexões sobre o tema. In: WORKDUR - WORKSHOP SOBRE DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES, 2001. Instituto Tecnológico da Aeronáutica, 2001. **Anais...** São José dos Campos, São Paulo. p. 5-31, 2001.

ISAIA, G. C. Questões de ensino e pesquisa na durabilidade das estruturas do concreto. **e-Mat - Revista de Ciência e Tecnologia de Materiais de Construção Civil**, v. 2, n. 2, p. 92-104, nov 2005.

ISAIA, G. C.; VAGHETTI, M.; GASTALDINI, A. Carbonatação acelerada e natural de concreto com alto teor de pozolanas: um estudo preliminar. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 43. 2001, Foz de Iguaçu. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2001.

ISHIDA, T. MAEKAWA, K. **Modeling of pH profile in pore water based on mass transport and chemical equilibrium theory.** (Translation from Proceedings of JSCE, n. 648/V-47, MAY 2000) (<Disponível em: <http://concrete.t.u-tokyo.ac.jp/en/demos/ducom/dutheory.html>> acesso em 18/08/2003)

ISHIDA, T; MAEKAWA, K.; SOLTANI, Masoud. Theoretically Identified Strong Coupling of carbonation rate and thermodynamic moisture states in micropores of concrete. **Journal of advanced concrete technology**, v. 2. n. 2. p. 213-222, 2004.

IZQUIERDO, L. D. **Bases de diseño para un tratamiento probabilista de los procesos de corrosión de la armadura en el hormigón.** 2003. Tese (Doctorado). Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

JIANG, L.; LIN, B.; CAI, Y. A model for predicting carbonation of high-volume fly ash concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 699-702, 2000.

JOHN, V. M. **Avaliação da durabilidade de materiais e componentes e edificações: emprego do índice de degradação.** 1987. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre, 1987.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY (JCSS). Probabilistic Model Code. JCSS/OSTL/DIA/VROU, Rilem, 2000. Disponível em: <http://www.jcss.ethz.ch>. Acesso em 25 de março de 2010.

JORDÃO, F. R. **Caracterização de variáveis que influenciam na vida útil das estruturas de concreto.** 2006. Dissertação (mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2006.

KAZMIERCZAK, C. S. **Contribuição para a análise da eficiência de películas aplicadas sobre estruturas de concreto armado com o objetivo de proteção contra a carbonatação.** 1995. 168f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

KERŠNER, Z.; ROVINANÍKOVÁ, P.; SUZA, I.; NOVÁK, D.; TEPLÝ, B. When is it necessary to repair reinforced concrete structures? **Concret and Masonry**, n. 4, 1996.

KHUNTHONGKEAW, J.; TANGTERMSIRIKUL, S.; LEELAWAT, T. A study on carbonation depth prediction for fly ash concrete. **Construction and Building Materials**, v. 20, p. 744 – 753, 2006.

KIDD, P. S.; PARSHALL, M. B.; Getting the Focus and the Group: Enhancing Analytical Rigor in Focus Group Research. **Qualitative Health Research**, Thousand Oaks, v. 10, n° 3, p. 293-308, 2000.

KOBUKU, M., NAGATAKI, S. Carbonation of concrete with fly ash and corrosion of reinforcement in 20 years test. In: MALHOTRA, V. M (ed.) International Conference on fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete, 3rd, Trondheim, 1989. **Proceedings...** Detroit: American Concrete Institute, 1989, 2 v., v. 1, p. 315-329 (SP-114).

KRÖPP, J; HILSDORF, H. K. **Performance criteria for concrete durability: State-of-the-Art Report.** Prepared by RILEM Technical Committee TC 116-PCD. RILEM: London, 1995, 329p.

KRUEGER, R. A. **Focus Groups: A Practical Guide for Applied Research.** 2ª Ed. Thousand Oaks, SAGE Publications, 1994.

- KULAKOWSKI, M. P. **Contribuição ao estudo da carbonatação de concretos e argamassas compostos com adição de sílica ativa**. Tese (Doutorado em Engenharia), Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Metalúrgica, Minas e Materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.
- KWON, S. J.; SONG, H. W. Analysis of carbonation behavior in concrete using neural network algorithm and carbonation modeling. **Cement and Concrete Research**. v 40, 2010, p. 119–127.
- LAGERBLAD, B. **Carbon dioxide uptake during**: State of the art. Swedish Cement and Concrete Research Institute ISBN 91-976070-0-2. NI-project 03018 – CO₂ Uptake during the concrete life cycle, 2005, 48p.
- LAW, A. M.; KELTON, D. W. **Simulation Modeling and Analysis**. 3 ed. Boston: McGraw-Hill, 2000, 760p.
- LIANG, M. T et al.. Service Life Prediction of Reinforced Concrete Structures. **Cement and Concrete Research**. v. 29, 1999. p. 1411-1418.
- LIANG, M. Te; QU, W.; LIANG, C.-H. Mathematical modeling and prediction method of concrete carbonation and its applications. **Journal of Marine Science and Technology**, v. 10, n. 2, p.128-135, 2002.
- LIFE CYCLE MANAGEMENT OF CONCRETE INFRASTRUCTURES FOR IMPROVED SUSTAINABILITY. **LIFECON**. Disponível em <http://lifecon.vtt.fi/>. Acesso em 10 de Janeiro de 2006.
- LIFECON: Methodology and data for calculation of life cycle costs (LCC) of maintenance and repair methods and works. **Deliverable 5.2**. Author Minna Kesäläinen. Project G1RD-CT-2000-00378, 2003.
- LIFECON: Statistical condition management and financial optimization in Lifetime management of structures. **Deliverable 2.2**. Author Erkki Vesikari. Project G1RD-CT-2000-00378, 2003b.
- LONG, A. E. **Introduction to a Series of Technical Notes In-situ Non-destructive Testing Techniques. Structures and Building**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. v.99, p. 63, 1993.
- LOO, Y. H.; CHIN, M. S.; TAM, C. T. e OOOONG, K. C. G. A carbonation prediction model for accelerated testing concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 46, n. 168, p. 191-200, 1994.
- LORENSINI, R. V. **Avaliação probabilística da deterioração de estruturas em concreto armado**. Dissertação. 2006. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais, 2006.
- MADRIZ, M. **Focus Groups in Feminist Research' in Denzin and Lincoln** (eds), Handbook of Qualitative Research, 2 nd edn, Thousand Oaks, Calif: Sage, 2000.
- MALHOTRA, N.K. **Marketing Research**: an applied orientation. 4 ed. Delhi: Pearson Education, 2004 713p.
- MALHOTRA, V. M. **Fly ash, slag, silica fume and rice-husk ash in concrete**: a review. Concrete International, p. 23-28, Abril 1993.
- MANGAT, P. S. Microestrutura, Chloride Diffusion and Reinforcement Corrosion in Blended Cement Paste and Concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 16, p. 73-81, 1994.

MARCHAND; J. SAMSONB, E. Predicting the service-life of concrete structures: limitations of simplified models. **Cement and Concrete Composites**, v 31, n 8, p. 515-521, 2009.

MARQUES, P. F.; COSTA, A. Service life of RC structures: Carbonation induced corrosion. Prescriptive vs. performance-based methodologies. **Construction and Building Materials**, v 24, n 3, 2010, p. 258-265.

MATSUMOTO, M.; NISHIMURA, T. **Mersenne Twister**: a 623-dimensionally equidistributed uniform pseudorandom number generator, ACM Transactions on Modelling and Computer Simulations: Special Issue on Uniform Random Number Generation 8 (1998), pp. 3–30.

MEHTA, P. K. Concrete technology at the crossroads: problems and opportunities. In: CONCRETE TECHNOLOGY: past, present and future, 1994. **Proceedings...** São Paulo: ACI-144, p. 1-30.

MEHTA, P. K. Durability of Concrete: fifty years of progress? In: SEMINÁRIO QUALIDADE E DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1991, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: NORIE/CPGEC/UFRGS, 1991, 33p.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto**: microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo: IBRACON, 2008, 674p.

MEIRA, G. R. **Agressividade por cloretos em zona de atmosfera marinha frente ao problema da corrosão em estruturas de concreto armado**. 2004. tese (doutorado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004, 346p.

MEIRA, G. R.; PADARATZ, I. J. BORBA JÚNIOR, J. C. Carbonatação natural de concretos: resultados de cerca de quatro anos de monitoramento. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, XI, 2006, Florianópolis. **Anais...** Porto Alegre: Antac, 2006, 9p.

MEIRA, G. R.; PADARATZ, Ivo J. Custos de recuperação e prevenção em estruturas de concreto armado: uma análise comparativa. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, IX, 2002, Foz do Iguaçu. **Anais...** Porto Alegre: 2002, p. 1425-1432.

MEJLBRO, L. The Complete Solution of Fick's Second Law of Diffusion with Time-Dependent Diffusion Coefficient and Surface Concentration. In: Durability of Concrete in Saline Environment. **Proceedings...** P. Sandberg (Ed.) Lund, 1996, p. 127-158,

METZ, C. R. **Físico-química**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1979, 626 p. (Coleção Scahum)

MEYER, A. investigation on the carbonation of concrete. In: International Symposium on the Chemistry of Cement, 5. Tokyo, 1968. **Proceedings...** Tokyo, 1969, Part III, v. II/4, p.394-401. (Supplementary Papers).

MEYER, W. J. **Concepts of Mathematical Modeling**. New York: Dover Science, 2004.

MONTEIRO, P. J. M.; HELENE, P. L.; AOKI, I.; MONTEIRO, E. Influence of water-cement ratio and cover thickness on chloride extraction of reinforced concrete. **ACI materials Journal**, v. 102, n 1, 2005, p. 9-14.

MORCOUS, C.; LOUNIS, Z. Maintenance optimization of infrastructure networks using genetic algorithms. **Automation in Construction**, v. 14, p. 129-142, 2005.

MORGAN, D. L. **Focus Group as Qualitative Research**. Bervely Hills, SAGE Publications, 1997.

MORGAN, D. L. **Focus groups as qualitative research**. Qualitative research methods series v. 16. 2 ed. London: Sage Publications, 1997.

MORINAGA, S. Prediction of Service Life of Reinforced Concrete Buildings Based on Rate of Corrosion of Reinforcing Steel. In: 5th International Conference: Durability of Building Materials, 1990. **Proceedings...** Brighton, UK, 1990, p. 5-16.

MUNTEAN, A.; MEIER, S.; PETER, M.; ET AL. **A note on limitations of the use of accelerated concrete-carbonation tests for service-life predictions**. p.1-15. Universität Bremen, 2005.

NACE International - THE NATIONAL ASSOCIATION OF CORROSION ENGINEERS. Corrosion costs and preventive strategies in the United States. Publication n. FHWA-RD-01-156, 2002. Disponível em <http://www.nace.org/nace/content/publicaffairs/cocorrindex.asp>. Acesso em 5 de abril de 2007.

NARASIMHAN, H. CHEW, M. Y. L. Integration of durability with structural design: An optimal life cycle cost based design procedure for reinforced concrete structures. **Construction and Building Materials**, v. 23, p. 918–929, 2009.

NELSON, Barry L. **Stochastic Modeling**: analysis and simulation. New York: McGraw-Hill, 1995, 321p

NEPOMUCENO, A. A. **Comportamiento de los morteros de reparacion frente la carbonatacion y a la penetracion de cloruros en estructuras de hormigon armado dañadas por corrosion de armaduras. Estudio mediante la tecnica de resistencia de polarizacion**. 1992. 394f. Tesis (doctoral) - Escuela Tecnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad politecnica de Madrid, Madrid-España, 1992.

NEPOMUCENO, A. A. **Mecanismos de transporte de fluídos no concreto**. In: Concreto: ensino, pesquisa e realizações. 2v. ed. Geraldo C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005. 923-951 p.

NEVILLE, A M. **Propriedades do concreto**. São Paulo: PINI, 1997, 828p.

NGAB, A. S. The African concrete code (ACC). In: African Concrete Code symposium, 2005. Tripoli, Libya, nov 2005, 16p.

NISCHER, P. **Effect of Environment and Concrete Quality on Carbonation**. Betonwerk und Fertigteil-Tec, 1984.

NOORTWIJK, J. M. V.; FRANGOPOL, D. M. Two probabilistic life-cycle maintenance models for deteriorating civil infrastructures. **Probabilistic Engineering Mechanics**, v. 19, p.345–359, 2004.

O'CONNOR, P.D.T. **Practical Reliability Engineering**. 3 ed. John Wiley & Sons, Inc:New York, 2002.

PADE, C.; GUIMARÃES, M. The CO₂ uptake of concrete in a 100 year perspective. **Cement and Concrete Research**, v 37, p. 1348–1356, 2007.

PAPADAKIS, V. G.; EFSTATHIOU, M. P. **Field validation of a computer-based prediction for concrete service life**. In: INTERNATIONAL FIB CONGRESS, II. Naples, Italy, jun, 2006, 12p.

PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C. G.; FARDIS, M. N. Fundamental concrete carbonation model and application to durability of reinforced concrete. In: DURABILITY OF BUILDING MATERIALS AND COMPONENTS, [s.ed.], 1990, Brighton. **Proceedings...** London, BRE, p. 27-38, 1991b.

PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C. G.; FARDIS, M. N. Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation. **ACI Materials Journal**, n. 88, p.363-373, 1991a.

PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C. G.; FARDIS, M. N. Reaction engineering approach to the problem of concrete carbonation. **Journal of the American Institute of Chemical Engineers**, v. 35, n. 10, p.1639-1650, 1989.

PARROT, L. J. **A review of carbonation in reinforced concrete**. Cement and concrete Association report, 1987.

PAULETTI, C.; POSSAN, E.; DAL MOLIN, D. C. C. Carbonatação acelerada: estado da arte das pesquisas no Brasil. **Ambiente construído**, v. 7, n. 4, p. 7-20, 2007.

PAULETTI, C. **Análise comparativa de procedimentos para ensaios acelerados de carbonatação**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 176p.

PAULETTI, C. **Estimativa da carbonatação natural de materiais cimentícios a partir de ensaios acelerados e de modelos de predição**. 2009. Tese de Doutorado em co-tutela (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre e École Doctorale Mécanique, Energétique, Génie Civil et Procédés, Institut National des Sciences Appliquées, Toulouse.

POSSAN, E. **Contribuição ao estudo da carbonatação do concreto com adição de sílica ativa em ambiente natural e acelerado**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 146p.

RAUPACH, M.; SCHIESSL, P. Monitoring system for the penetration of chlorides, carbonation and the corrosion risk for the reinforcement. **Construction and Building Materials**, v. 2. n. 4, 1997, p. 207-214.

RED DURAR, Red Temática XV.B Durabilidad de la Armadura. Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estaturas de hormigón armado. 2 ed. Rio de Janeiro: CYTED, 1998. 208p.

REUNION INTERNATIONALE DE LABORATOIRES D'ESSAIS ET MATERIAUX - RILEM. Concrete Durability - An approach towards performance testing. (RILEM Recommendation TC 116-PCD). **Materials and Structures**, p. 163-173, 1999.

REUNION INTERNATIONALE de LABORATOIRES D'ESSAIS et MATERIAUX. Durability Design of Concrete Structures. Report of RILEM Technical Committee 130-CSL. Ed. by A. Sarja and E. Vesikari. London, RILEM Report 14, E & FN Spon, Chapman & Hall, 1996.

RIBEIRO, J. L. D.; RUPPENTHAL, C. S. N. **Planejamento e condução de grupos focais**. In: Grupos focados: teoria e aplicações (Editor José Luís Duarte Ribeiro). Porto Alegre: FEENG/UFRGS, PPFEP/UFRGS, 2003, p.5-23.

RIGO DA SILVA, C. A.; REIS, R. J. P.; LAMEIRAS, F. S.; VASCONCELOS, W. L. Carbonation-Related Microstructural Changes in Long-Term Durability Concrete. **Materials Research**, v 5; n 3, p. 287-293, 2002.

RINCÓN, O, T.; DURACON Collaboration. Durability of concrete structures: DURACON, an Iberoamerican project. Preliminary results. **Building and Environment**, n. 41, 2006 p. 952-962.

ROSTAM, S. Service life design of concrete structures: a challenge to designers as well as to owners. **Asian journal of civil engineering** (building and housing), v. 6, n. 5, 2005, p. 423-445.

ROSTAM, S. Service life design of concrete structures: a quantum leap forward in future design and re-design. In: CONGRESO LATINO AMERICANO DE PATOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN, VII Y CONGRESO DE CONTROL DE CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN, IX, Mérida, 2003. **Anais...** Conpat, 2003.

ROSTAM, S. Service Life of concrete structures – How to satisfy the requirements of the new millennium. In: Congreso de Ingenieria 2000, Buenos Aires, 2000. **Anales...** Buenos Aires: Asociación de Ingenieros Estructurales. CD-ROM.

ROUGEAU, P. Les résultats d'essais croisés AFREM: "Essai de carbonatation accélérée". In: Comptes-Rendu des Journées Techniques - AFPC-AFREM DURABILITE DES BETONS, Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité. p. 87-103. Toulouse, 1997.

RUFF, C .C.; ALEXANDER, I. M.; McKIE, C. **The use of focus group methodology in health disparities research.** In: Nursing Outlook, v. 53, n. 3, 2005. p. 134-140.

RUPPENTHAL, C. S.; RIBEIRO, J. L. D. **Grupos Focalizados:** Revisão e Emprego na Engenharia de Produção. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 2000. 10p.

RUSSELL, D.; BASHEER, P. A. M.; RANKIN, G. I. B.; LONG, A. E. Effect of relative humidity and air permeability on prediction of the rate of carbonation of concrete. **Structures & Buildings**, v. 146, n. 3, p. 319 - 326, 2001.

SAETTA, A. V.; SCHREFLER, B. A.; VITALIANI, R. V. 2 -- D model for carbonation and moisture/heat flow in porous materials. **Cement and Concrete Research**, v. 25, n. 8, p. 1703-1712, 1995.

SAETTA, A. V.; SCHREFLER, B. A.; VITALIANI, R. V. The carbonation of concrete and the mechanism of moisture, heat and carbon dioxide flow through porous materials. **Cement and Concrete Research**, v. 23, n. 4, p. 761-772, 1993.

SAETTA, A.V.; VITALIANI, R. V. Experimental investigation and numerical modeling of carbonation process in reinforced concrete structures. Part I: Theoretical formulation. **Cement and Concrete Research**, v. 34, p.571-579, 2004.

SANJUÁN, M. A.; DEL OLMO, C. Carbonation resistance of one industrial mortar used as a concrete coating. **Building and Environment**, v. 36, n. 8, p. 949-953, 2001.

SCHIESSL, P. **Corrosion of Steel in Concrete.** Report of the Technical Committee 60-CSC, RILEM, Chapman and Hall, London, 1988.

SCHIESSL, P. New approach to service life design of concrete structure. **Asian journal of civil engineering** (building and housing), v. 6, n. 5, p. 393-407, 2005.

SCHIESSL, P., Zur Frage der zulässigen Rissbreite und der erforderlichen Betondeckung in Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons. Eutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 255, Berlin, Alemania, 175 pp, 1976.

SCHIESSL, P.; et al. Durability Aspects of Probabilistic Ultimate Limit State Design. **Heron**. v. 44, n. 1, 1999. p. 19-29.

SIEMES, T. et al. Design of Concrete Structures for Durability. Example: Chloride Penetration in the Lining of a Bored Tunnel. **Heron**. v. 43, n° 4, 1998. p. 227-244.

SIEMES, T. et. al. **Durability** – A Probabilistic Approach. *Durability of Building Materials*, n.3, 1985, p. 101-113

SILVA, V. M. **Contribuição ao estudo da carbonatação em concretos e argamassas executados com e sem adição de sílica ativa**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 185p.

SMOLCZYK, H.G. In: *The International Symposium on the Chemistry of Cement*, V. Tokyo, 1969. **Proceedings...** Tokyo, 1969, Part III, v. II/4, p.369-384.

SOMERVILLE, G. **Residual service life of concrete structures**. Report IABSE Colloquium. v 67, Copenhagen, Dinamarca, p. 29-16.

STEFFENS, A.; DINKLER, D. AHRENS, H. Modeling carbonation for corrosion risk prediction of concrete structures. **Cement and Concrete Research**, v. 32, p. 935 – 941, 2002.

STEWART, M. G.; ROSOWSKY, D. V. Time-Dependent Reliability of Deteriorating Reinforced Concrete Bridge Decks. **Structural Safety**, n. 20, p. 91-109, 1998.

SUDRET, B. Probabilistic models for the extent of damage in degrading reinforced concrete structures. **Reliability Engineering & System Safety**, v. 93, n. 3, p. 410-422, 2008.

THIÉRY, M. **Modélisation de la carbonatation atmosphérique des bétons**: Prise en compte des effets cinétiques et de l'état hydrique. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 2005.

THIÉRY, M.; DANGLA, P.; VILLAIN, G.; ET AL. Modelling of the atmospheric carbonation of cementitious materials. **Bulletim des Laboratoires des Ponts et Chaussées**, v. 252-253, n. ref. 4535, p. 153-187, 2004.

THOFT-CHRISTENSEN, P. Assessment of the Reliability Profiles for Concrete Bridges. **Engineering Structures**. n. 11, v. 20, 1998. p. 1004-1009.

THOFT-CHRISTENSEN, P. **Reliability and optimization of structural systems**. Denmark, 1987.

TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete**. Swedish Cement and Concrete Research Institute. Stockholm, Suecis, 1982. 30p.

UJI, K. et al. Formulation of an Equation for Surface Chloride Content of Concrete due to Permeation of Chloride. In: *Corrosion of Reinforcement in Concrete*. Ed.C. L. Page. **Proceedings...** London, p. 285-297, 1990.

UNITED STATES: DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. Federal Highway Administration Publication No. FHWA-RD-98-088, September 1998. Disponível em <http://www.tfhrc.gov/structur/corros/corros.htm>. Acesso em 11 abril, 2007.

UOMOTO, T.; TAKADA, Y. Factors affecting concrete carbonation rate. In: *DURABILITY OF BUILDING MATERIALS AND COMPONENTS*, 6th. **Anais...**, E. & F.N. SPON. S. Nagataki, T. Nireki and F. Tomosawa, 1993.

VESIKARI, E. Modeling of bridge structure performance by the Markov Chain method in a bridge management system. In: *PRESENTATION THE NORDIC CONCRETE RESEARCH*. Island, 1992.

VESIKARI, E. Service life prediction of concrete structures with regard to corrosion of reinforcement. In: *TECHNICAL RESEARCH CENTRE OF FINLAND*, report n 553 (Espoo), Finland, 1988, 53 p.

VIEIRA, F. M. P. **Contribuição ao estudo da corrosão de armaduras em concretos com adição de sílica ativa**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia) – Curso de Pós-graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 246p.

VIEIRA, R. M.; MEIRA, G. R.; MARQUES, V. M.; PADILHA JR, M. Carbonatação natural e acelerada de concretos – influência de fatores ambientais e do material. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51º, 2009, Curitiba. **Anais...** São Paulo : Ibracon, 2009. v. 1. WALLENIUS, K. T.; SHIER, D. R. **Applied Mathematical Modeling: A Multidisciplinary Approach**. Taylor print on dema, 1999.

WIKRAMARATNA. R. S. Theoretical and empirical convergence results for additive congruential random number generators. **Journal of Computational and Applied Mathematics**, v. 233, n 9, p. 2302-2311, 2010.

WOLF, J.; DAL MOLIN, D. C. C. Carbonatação de argamassas e concretos: Fatores intervenientes. In: SIMPÓSIO SOBRE PATOLOGIA DAS EDIFICAÇÕES: PREVENÇÃO E RECUPERAÇÃO. **Anais...** Porto Alegre: UFRGS, 1989. p. 118-133.

YING-YU, L.; QUI-DONG, W. The mechanism of carbonation of mortars and the dependence of carbonation on pore structure. In: CONCRETE DURABILITY. **Anais...** (SP 100-98). p.1915-1943. Detroit: [s. ed.], 1987.

YOON, In-S.; ÇOPUROĞLU, O.; PARK, Ki-B. Effect of global climatic change on carbonation progress of concrete. **Atmospheric Environment**, v 41, n 34, p.7274-7285, 2007.

Apêndice A: questionário: grupo focal de carbonatação

Questionário Focus Group: carbonatação do concreto

Cenário Básico: Para o ambiente urbano de Porto Alegre, RS, Brasil - com umidade relativa (UR) média de 70%, temperatura (T) de 20°C e teor de CO₂ ambiente de 0,01% - considerar um pilar, de dimensões de 20x20 cm, executado com concreto isento de adições pozolânicas, sendo protegido da chuva e com boa qualidade de execução.

Questões	Variáveis	Especialistas										
		Hipátia	Tales de Mileto	Pitágoras	Héclidarda	Descartes	Kant	Hiparquia	Platão	Freud	Karl Marx	Nietzsch
1. Nestas condições, após 20 anos de exposição ao CO ₂ , qual a profundidade de carbonatação da estrutura?	Fck 20 MPa e cimento CP II F	20	22	30	20	30	20	20	20	15	25	30
	Fck 40 MPa e cimento CP II F	3	5	20	5	14	10	5	5	5	5	10
	Fck 20 MPa e cimento CP IV	35	30	40	33	40	30	30	30	35	40	40
	Fck 40 MPa e cimento CP IV	3	8	25	5	12	10	8	7	4	12	15
2. Com cimento CP II F, qual seria a profundidade de carbonatação?	Fck = 20 MPa	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22
	Fck = 30 MPa	15	15	17	20	16	16	18	15	18	13	20
	Fck = 40 MPa	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	Fck = 50 MPa	3	5	5	6	3	4	5	4	6	3	4
	Fck = 60 MPa	2	3	3	2	1	2	2	1	2	1	3
3. Com cimento CP IV, qual seria a profundidade de carbonatação?	Fck = 20 Mpa	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	36
	Fck = 30 Mpa	22	20	25	28	17	25	25	25	23	18	25
	Fck = 40 Mpa	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
	Fck = 50 Mpa	4	6	7	7	5	6	7	5	6	4	5
	Fck = 60 Mpa	3	4	5	3	2	2	3	2	3	2	4
4. Para um fck de 20MPa qual seria a profundidade carbonatada?	CP II E	21	20	18	24	20	21	20	24	23	23	36
	CP II F	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22
	CP II Z	22	23	20	23	24	22	20	24	24	25	36
	CP III AF	30	28	25	32	30		32	30	31	30	40
	CP IV Pozolânico	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
	CP V ARI	24	22	15	20	25	23	18	20	25	28	30
5. Para um fck de 40MPa qual seria a profundidade carbonatada?	CP II E	7	7	7	8	6	8	8	8	9	7	15
	CP II F	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	CP II Z	7	9	7	8	6	8	8	8	7	8	15
	CP III AF	8	8	8	10	7	9	10	10	9	9	15
	CP IV Pozolânico	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
	CP V ARI	8	6	6	5	5	7	5	6	8	9	10
6. Qual seria a profundidade de carbonatação de um concreto produzido com CP II F e fck de 20MPa?	Sem adição	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22
	5% de adição de sílica ativa	22	20	22	23	19	23	22	23	22	20	35
	10% de adição de sílica ativa	25	15	28	26	17	26	27	27	25	23	35
	15% de adição de sílica ativa	28	10	35	30	15	30	30	30	33	28	35
7. Qual seria a profundidade de carbonatação de um concreto produzido com CP II F e fck de 40MPa?	Sem adição	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	5% de adição de sílica ativa	8	8	8	8	7	8	8	9	7	7	15
	10% de adição de sílica ativa	8	7	9	8	7	8	10	10	7	8	15
	15% de adição de sílica ativa	9	6	10	8	6	9	10	11	6	9	15
8. Qual seria a profundidade de carbonatação de um concreto produzido com CP IV e fck de 20MPa?	Sem adição	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
	5% de adição de sílica ativa	38	33	35	36	35	35	35	35	37	37	35
	10% de adição de sílica ativa	42	40	40	38	38	40	40	40	41	40	35
	15% de adição de sílica ativa	46	50	50	40	45	50	50	50	50	43	35
9. Qual seria a profundidade de carbonatação de um concreto produzido com CP IV e fck de 40MPa?	Sem adição	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
	5% de adição de sílica ativa	10	9	10	9	10	10	9	9	9	9	10
	10% de adição de sílica ativa	11	12	12	9	10	10	10	10	9	10	10
	15% de adição de sílica ativa	12	16	15	9	11	12	11	11	10	12	10
10. Qual seria a profundidade de carbonatação de um concreto produzido com CP II F e fck de 20MPa?	Teor de CO ₂ de 0.01%	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22
	Teor de CO ₂ de 1%		30	30	23	23	24	25	25	32	30	35
	Teor de CO ₂ de 3%		35	35	24	24	24	30	30	36	35	39
11. Qual seria a profundidade de carbonatação de um concreto produzido com CP II F e fck de 40MPa?	Teor de CO ₂ de 0.01%	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	Teor de CO ₂ de 1%	9	11	10	9	9	9	9	10	9	11	9
	Teor de CO ₂ de 3%	10	12	12	9	9	9	10	13	10	14	9
12. Qual seria a profundidade de carbonatação de um concreto produzido com CP IV e fck de 20MPa?	Teor de CO ₂ de 0.01%	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
	Teor de CO ₂ de 1%		45	45	35	34	40	40	40	43	48	34
	Teor de CO ₂ de 3%		50	55	36	35	42	50	50	53	55	35
13. Qual seria a profundidade de carbonatação de um concreto produzido com CP IV e fck de 40MPa?	Teor de CO ₂ de 0.01%	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
	Teor de CO ₂ de 1%	10	11	12	10	10	10	11	10	10	12	10
	Teor de CO ₂ de 3%	11	13	15	10	10	10	13	13	13	13	10

Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente urbano.

14. Para o cimento CP II F e fck=20MPa qual seria a profundidade carbonatada para:	Umidade = 50%	15	18	18	15	15	15	18	20	14	11	15
	Umidade = 70%	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22
	Umidade = 90%	10	15	12	10	10	15	10	15	14	13	10
15. Para o cimento CP II F e fck=40MPa qual seria a profundidade carbonatada para:	Umidade = 50%	6	6	7	6	6	6	6	7	7	3	6
	Umidade = 70%	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	Umidade = 90%	4	5	5	4	4	6	5	5	6	4	4
16. Para o cimento CP IV e fck=20MPa qual seria a profundidade carbonatada para:	Umidade = 50%	20	25	25	20	20	22	30	28	20	20	20
	Umidade = 70%	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
	Umidade = 90%	15	20	20	15	15	27	15	15	23	20	15
17. Para o cimento CP IV e fck=40MPa qual seria a profundidade carbonatada para:	Umidade = 50%	7	8	8	7	7	7	8	8	6	5	7
	Umidade = 70%	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
	Umidade = 90%	5	6	6	5	5	8	6	5	8	5	5
18. Para o cimento CP II F e fck=20MPa qual seria a profundidade carbonatada para:	20 anos	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22
	30 anos	28	26	27	28	31	28	30	28	29	27	31
	40 anos	34	29	31	32	36	33	33	31	33	30	36
	60 anos	39	31	37	33	39	36	35	33	34	32	39
19. Para o cimento CP II F e fck=40MPa qual seria a profundidade carbonatada para:	20 anos	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	30 anos	9	10	10	10	11	10	10	10	10	10	11
	40 anos	10	11	12	11	13	11	11	11	12	11	13
	60 anos	11	11	14	11	14	11	12	12	13	12	14
20. Para o cimento CP IV e fck=20MPa qual seria a profundidade carbonatada para:	20 anos	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
	30 anos	48	45	40	40	48	45	40	38	40	44	48
	40 anos	56	48	50	45	52	52	45	42	45	50	52
	60 anos	65	50	60	48	63	55	48	45	46	58	63
21. Para o cimento CP IV e fck=40MPa qual seria a profundidade carbonatada para:	20 anos	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
	30 anos	10	11	11	11	11	11	11	11	12	12	11
	40 anos	11	12	13	12	13	12	12	12	13	13	13
	60 anos	12	13	16	12	15	12	13	13	14	15	15
22. Qual seria a profundidade de carbonatação de um concreto produzido com CP II F e fck de 20MPa?	Exterior Protegido da chuva	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22
	Interior	27	26	30	28	31	28	30	30	28	26	31
	Desprotegido da chuva	14	12	15	15	15	13	13	13	13	17	15
23. Qual seria a profundidade de carbonatação de um concreto produzido com CP II F e fck de 40MPa?	Exterior Protegido da chuva	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	Interior	10	10	10	11	11	10	12	12	11	10	11
	Desprotegido da chuva	5	5	5	5	6	5	5	5	6	6	6
24. Qual seria a profundidade de carbonatação de um concreto produzido com CP IV e fck de 20MPa?	Exterior Protegido da chuva	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
	Interior	39	38	44	40	45	40	43	42	40	39	45
	Desprotegido da chuva	22	20	22	21	23	20	20	20	21	25	23
25. Qual seria a profundidade de carbonatação de um concreto produzido com CP IV e fck de 40MPa?	Exterior Protegido da chuva	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
	Interior	11	11	12	13	12	11	13	13	12	11	12
	Desprotegido da chuva	5	4	6	6	7	5	6	5	6	7	7
26. Qual a profundidade de carbonatação considerando cimento CP II F, 20 MPa?	UR=50%, T=5°, CO2=0.01%	20	21	20	22	23	20	20	23	20	15	23
	UR=70%, T=20°, CO2=1%	27	27	27	27	27	27	27	27	27	27	27
	UR=90%, T=35°, CO2=3%	16	23	26	25	20	24	23	23	26	26	20
27. Qual a profundidade de carbonatação considerando cimento CP IV, 40 MPa?	UR=50%, T=5°, CO2=0.01%	8	10	9	8	7	8	9	9	8	6	7
	UR=70%, T=20°, CO2=1%	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	UR=90%, T=35°, CO2=3%	6	12	12	11	6	11	8	9	10	11	6
28. Para o cimento CP II F qual das situações apresentaria menor carbonatação (ordenar 1º = menor, 2º, 3º e 4º)	20 MPa em 5 anos	3	4	4	3	4	4	3	4	4	4	4
	30 MPa em 10 anos	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	40 MPa em 20 anos	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	60 MPa em 40 anos	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
29. Para o cimento CP IV qual das situações apresentaria menor carbonatação (ordenar 1º = menor, 2º, 3º e 4º)	20 MPa em 5 anos	4	4	4	4	4	4	4	4	4	3	4
	30 MPa em 10 anos	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	3
	40 MPa em 20 anos	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	2
	60 MPa em 40 anos	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
30. Qual a situação que conduz a menor carbonatação? (ordenar 1º = menor, 2º, 3º e 4º)	Sem adição	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Com sílica ativa	2	4	4	2	3	4	3	4	3	2	3
	Com metacaulim	2	3	3	3	2	3	3	3	3	2	2
	Com cinza de casca de arroz	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
31. Qual fator tem menor influência na carbonatação do concreto? (ordenar 1º = menor, 2º, 3º e 4º)	Umidade relativa	4	4	4	4	4	3	3	3	4	4	4
	Temperatura	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Teor de CO ₂	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	Exposição à chuva	3	3	3	3	3	4	4	4	3	3	3
32. Para uma resistência fixa de 30 MPa, o que pode provocar maior alteração na carbonatação	Mudança no tipo de cimento	1	1	0,5	1	1	1	1	1	0,5	1	1
	Presença de super pozolana	0	0	0,5	0	0	0	0	0	0,5	0	0

Apêndice B: resultados médios de profundidade de carbonatação do concreto obtidos no estudo de grupo focal

Tabela B1: resultados médios obtidos no estudo de grupo focado

Tipo de Cimento	Variáveis controladas					Variáveis de resposta		
	fc (28 dias)	Tempo (anos)	Adição (%)	CO ₂ (%)	UR (%)	Proteção à chuva	Carbonatação	
							Observada ^a	Predita ^b
CP II E	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	22,73	22,82
CP II E	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	8,18	8,04
CP II F	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	21,89	22,08
CP II F	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	21,91	22,08
CP II F	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	21,89	22,08
CP II F	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	21,89	22,08
CP II F	20	20	5	0,01	0,7	Ext Pro	22,82	23,09
CP II F	20	20	10	0,01	0,7	Ext Pro	24,91	25,06
CP II F	20	20	15	0,01	0,7	Ext Pro	27,64	27,86
CP II F	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	21,91	22,08
CP II F	20	20	0	1	0,7	Ext Pro	27,70	27,04
CP II F	20	20	0	3	0,7	Ext Pro	31,20	31,88
CP II F	20	20	0	0,01	0,5	Ext Pro	15,82	15,61
CP II F	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	21,89	22,08
CP II F	20	20	0	0,01	0,9	Ext Pro	12,18	13,13
CP II F	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	21,91	22,08
CP II F	20	30	0	0,01	0,7	Ext Pro	28,36	27,04
CP II F	20	40	0	0,01	0,7	Ext Pro	32,55	31,23
CP II F	20	60	0	0,01	0,7	Ext Pro	35,27	38,24
CP II F	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	21,91	22,08
CP II F	20	20	0	0,01	0,7	Int Pro	28,64	28,70
CP II F	20	20	0	0,01	0,7	Ext Des	14,09	14,35
CP II F	20	20	0	0,01	0,5	Ext Pro	20,55	15,61
CP II F	20	20	0	1	0,7	Ext Pro	26,50	27,04
CP II F	20	20	0	3	0,9	Ext Pro	22,91	18,95
CP II F	30	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	16,64	11,99
CP II F	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	7,89	7,78
CP II F	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	7,91	7,78
CP II F	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	7,91	7,78
CP II F	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	7,89	7,78
CP II F	40	20	5	0,01	0,7	Ext Pro	8,45	8,04
CP II F	40	20	10	0,01	0,7	Ext Pro	8,77	8,55
CP II F	40	20	15	0,01	0,7	Ext Pro	9,00	9,26
CP II F	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	7,91	7,78
CP II F	40	20	0	1	0,7	Ext Pro	9,41	9,14
CP II F	40	20	0	3	0,7	Ext Pro	10,64	10,43
CP II F	40	20	0	0,01	0,5	Ext Pro	5,95	5,78
CP II F	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	7,84	7,78
CP II F	40	20	0	0,01	0,9	Ext Pro	4,73	4,98
CP II F	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	7,91	7,78
CP II F	40	30	0	0,01	0,7	Ext Pro	10,05	9,52
CP II F	40	40	0	0,01	0,7	Ext Pro	11,32	11,00
CP II F	40	60	0	0,01	0,7	Ext Pro	12,23	13,47
CP II F	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	7,91	7,78
CP II F	40	20	0	0,01	0,7	Int Pro	10,73	10,11
CP II F	40	20	0	0,01	0,7	Ext Des	5,36	5,05
CP II F	50	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	4,36	5,56
CP II F	60	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	1,95	4,22
CP II Z	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	23,91	24,02
CP II Z	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	8,27	8,47
CP III AF	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	30,80	30,96
CP III AF	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	9,36	9,50

Tabela B1 continuação...

Tipo de Cimento	fc (28 dias)	Tempo (anos)	Adição (%)	CO ₂ (%)	UR (%)	Proteção à chuva	Carbonatação	
							Observada	Predita
CP IV PZ	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	33,61	33,77
CP IV PZ	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	33,79	33,77
CP IV PZ	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	33,61	33,77
CP IV PZ	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	33,61	33,77
CP IV PZ	20	20	5	0,01	0,7	Ext Pro	35,55	35,85
CP IV PZ	20	20	10	0,01	0,7	Ext Pro	39,45	39,98
CP IV PZ	20	20	15	0,01	0,7	Ext Pro	46,27	46,04
CP IV PZ	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	33,61	33,77
CP IV PZ	20	20	0	1	0,7	Ext Pro	40,40	40,21
CP IV PZ	20	20	0	3	0,7	Ext Pro	46,10	46,33
CP IV PZ	20	20	0	0,01	0,5	Ext Pro	22,73	23,88
CP IV PZ	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	33,61	33,77
CP IV PZ	20	20	0	0,01	0,9	Ext Pro	18,18	20,08
CP IV PZ	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	33,61	33,77
CP IV PZ	20	30	0	0,01	0,7	Ext Pro	43,27	41,36
CP IV PZ	20	40	0	0,01	0,7	Ext Pro	48,82	47,76
CP IV PZ	20	60	0	0,01	0,7	Ext Pro	54,64	58,49
CP IV PZ	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	33,61	33,77
CP IV PZ	20	20	0	0,01	0,7	Int Pro	41,36	43,90
CP IV PZ	20	20	0	0,01	0,7	Ext Des	21,55	21,95
CP IV PZ	30	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	22,95	16,92
CP IV PZ	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	9,06	10,36
CP IV PZ	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	9,06	10,36
CP IV PZ	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	9,05	10,36
CP IV PZ	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	9,06	10,36
CP IV PZ	40	20	5	0,01	0,7	Ext Pro	9,36	10,83
CP IV PZ	40	20	10	0,01	0,7	Ext Pro	10,27	11,76
CP IV PZ	40	20	15	0,01	0,7	Ext Pro	11,68	13,07
CP IV PZ	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	9,06	10,36
CP IV PZ	40	20	0	1	0,7	Ext Pro	10,32	11,91
CP IV PZ	40	20	0	3	0,7	Ext Pro	11,86	13,34
CP IV PZ	40	20	0	0,01	0,5	Ext Pro	7,09	7,70
CP IV PZ	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	9,06	10,36
CP IV PZ	40	20	0	0,01	0,9	Ext Pro	5,77	6,63
CP IV PZ	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	9,06	10,36
CP IV PZ	40	30	0	0,01	0,7	Ext Pro	11,05	12,69
CP IV PZ	40	40	0	0,01	0,7	Ext Pro	12,36	14,65
CP IV PZ	40	60	0	0,01	0,7	Ext Pro	13,55	17,95
CP IV PZ	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	9,06	10,36
CP IV PZ	40	20	0	0,01	0,7	Int Pro	11,91	13,47
CP IV PZ	40	20	0	0,01	0,7	Ext Des	5,82	6,73
CP IV PZ	40	20	0	0,01	0,5	Ext Pro	8,09	7,70
CP IV PZ	40	20	0	1	0,7	Ext Pro	10,28	11,91
CP IV PZ	40	20	0	3	0,9	Ext Pro	9,27	8,54
CP IV PZ	50	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	5,64	7,08
CP IV PZ	60	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	3,00	5,19
CP V ARI	20	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	22,73	22,89
CP V ARI	40	20	0	0,01	0,7	Ext Pro	6,82	7,02

a) profundidades de carbonatação coletadas pela técnica de grupo focal.

b) profundidades de carbonatação previstas pelo modelo de comportamento desenvolvido com base nos dados coletados na sessão de grupo focal.

Onde, Ext Pro, Ext Des e Int Pro representam as condições de exposição considerando a estrutura externa protegida da chuva, externa desprotegida da chuva e interna protegida da chuva, respectivamente.

Apêndice C: tela de simulação

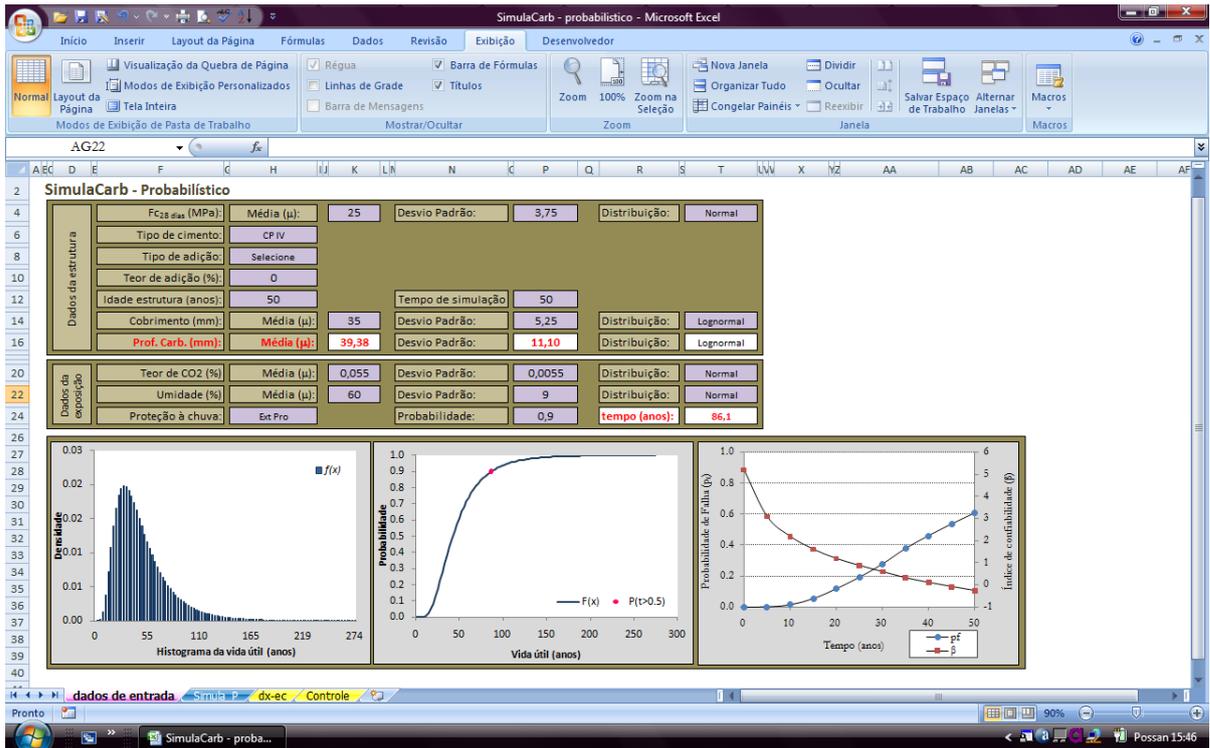


Figura C1 - Tela de simulação

SimulaCarb - Probabilístico

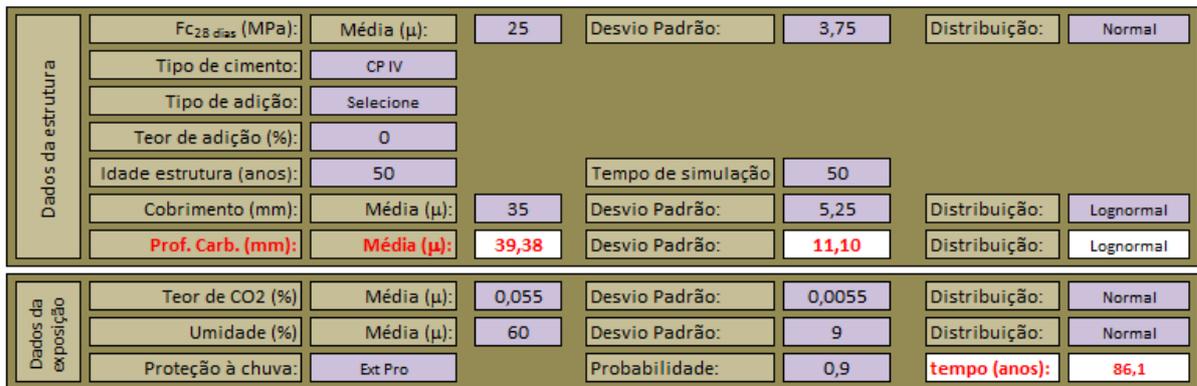


Figura C2 - Dados de entrada (células lilás) e de saída (células brancas) da simulação

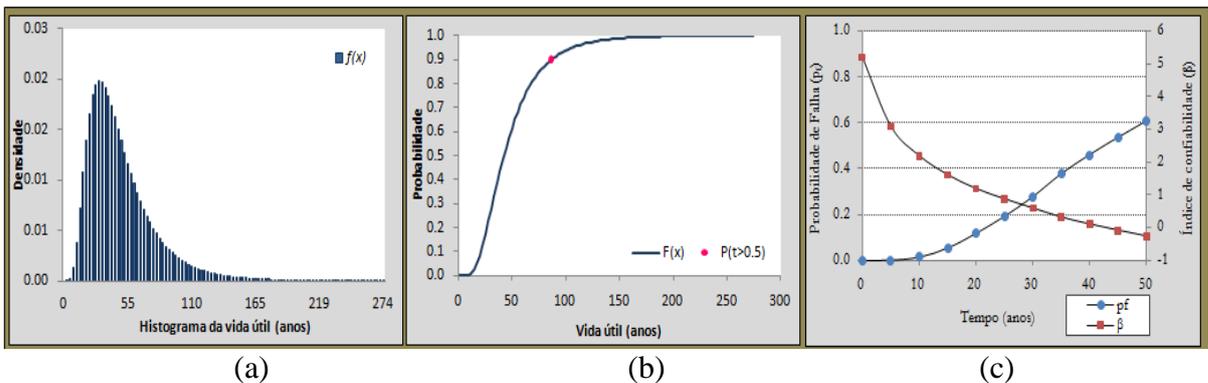


Figura C3 - Saídas da simulação (a) histograma de vida útil, (b) função de densidade acumulada $F(x)$ e (c) índice de confiabilidade β x probabilidade de falha p_f

Anexo 1: dados empregados para verificação do modelo (ISAIA et al.,2001)

Tabela 1A: Profundidade de carbonatação do concreto (mm) de Isaia et al. (2001)

Série	Pozolanas - %			Relação a/ag	Fck (MPa) tempo em dias		Profundidade média carbon.(mm) no tempo (em anos)			
	Silica Ativa	Cinza Volante	Cinza C. Arroz				0,5	1	2	4
					28	91				
REF				0,34	68,60	79,60	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,44	60,80	66,90	0,00	0,00	0,00	0,20
				0,57	45,90	50,00	0,00	0,50	0,92	1,41
SA10	10			0,35	78,50	91,70	0,00	0,10	0,16	0,18
	10			0,41	75,60	84,30	0,00	0,20	0,26	0,44
	10			0,56	58,80	62,20	0,00	0,55	0,84	1,58
CV25		25		0,34	60,60	74,50	0,00	0,25	0,67	0,90
		25		0,45	44,50	52,80	0,00	1,42	2,45	2,94
		25		0,56	39,10	46,00	1,43	3,35	4,25	7,36
CV50		50		0,37	45,30	59,30	1,75	2,15	3,28	4,48
		50		0,46	35,40	45,30	2,94	5,00	7,21	10,24
		50		0,56	28,40	35,90	5,66	8,68	12,40	17,00
CCA 25			25	0,36	74,10	67,90	0,00	0,00	0,25	0,34
			25	0,45	58,80	51,40	0,00	0,53	0,99	1,45
			25	0,56	50,00	42,10	2,18	3,06	3,83	5,97
CCA 50			50	0,37	60,60	74,30	1,00	1,30	1,72	2,81
			50	0,46	49,90	62,50	2,40	3,22	5,52	8,58
			50	0,56	37,70	44,00	4,73	7,62	9,46	14,33
CV15	10	15		0,33	84,60	88,50	0,00	0,15	0,30	0,36
SA10	10	15		0,44	64,90	67,30	0,79	0,95	1,35	1,55
	10	15		0,56	51,70	54,00	2,18	3,07	4,76	5,52
CV 10		10	15	0,35	60,40	61,90	0,00	0,34	1,76	1,07
CCA 15		10	15	0,44	50,60	52,30	0,00	1,17	2,23	3,36
		10	15	0,55	37,30	38,80	2,96	4,05	6,40	8,65
CV20		20	30	0,36	62,00	64,70	0,85	1,40	2,35	3,46
CCA 30		20	30	0,45	41,60	47,20	1,66	3,07	5,43	7,54
		20	30	0,56	33,20	41,60	4,80	6,00	10,10	15,22

Resultados de ensaios de **carbonatação natural**, para efeito de comparação com carbonatação acelerada, com diversas adições pozolânicas (dissertação Marcos Vagheti, 1999).

- Tipo do cimento: CPV-ARI
- Condições de exposição:
 - ambiente de laboratório, abrigado das intempéries
 - temperaturas ambientais entre 12 e 35°C e umidade entre 40 e 85%.

Anexo 2: dados empregados para verificação do modelo (PAULETTI, 2009)

Quadro 2A – Informações do trabalho experimental de Pauletti (2009).

Resultados de ensaio de carbonatação natural realizados por Pauletti (2009), para efeito com a carbonatação acelerada de argamassas submetidas a ensaio acelerado em ambiente saturado e com teores de 6 % de CO₂.

- Tipo de cimento:
 - o CP I – Cimento Portland Comum
 - o CP IV – Cimento Portland tipo Pozolânico (o cimento foi produzido em laboratório, adicionando-se 40% de cinza volante ao cimento CP I, em massa);
- Condições de exposição: os corpos-de-prova foram submetidos à degradação em e diferentes ambientes de exposição: interno, protegido da chuva e externo, desprotegido da chuva; em três locais distintos:
 - o Campus da Universidade do Vale do Rio dos Sinos – UNISINOS, em São Leopoldo, RS;
 - o Laboratório do Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação, NORIE, em Porto Alegre, RS.
 - o Sala climatizada.
- Condições de cura: as amostras, antes de serem submetidas ao ensaio de carbonatação, foram curadas por 7, 14 e 28 dias.

No quadro abaixo são apresentadas as nomenclaturas adotadas pela autora, para o projeto de experimento desenvolvido, cujo dados são apresentados na sequência.

Quadro 2B: Notação empregada por Pauletti (2009)

Fator	Notação
Misturas	<p>I40 = cimento CP I-S, relação a/c de 0,40; I55 = cimento CP I-S, relação a/c de 0,55; I70 = cimento CP I-S, relação a/c de 0,70; IV40 = cimento tipo CP IV, relação a/c de 0,40; IV55 = cimento tipo CP IV, relação a/c de 0,55; IV70 = cimento tipo CP IV, relação a/c de 0,70;</p>
Ambiente de exposição	<p>Int = carbonatação natural em ambiente interno, (sala climatizada: 20°C, UR=70%, CO₂=0,088%); Ext_U = carbonatação natural em ambiente externo não protegido das chuvas (CO₂=0,063%); Ext_N = carbonatação natural em ambiente externo não protegido das chuvas (CO₂=0,071%);</p>

Tabela 2A: dados de profundidades de carbonatação natural (mm) das argamassas de produzidas com cimento CP I e curadas por 7 dias

Tempo (dias)	I40 Int	I40 Ext _N	I40 Ext _U	I55 Int	I55 Ext _N	I55 Ext _U	I70 Int	I70 Ext _N	I70 Ext _U
6	1,45	1,45	NM	NM	2,51	3,34	1,67	4,80	4,93
	1,48	1,48	NM	NM	2,38	2,85	2,15	4,06	5,20
	1,09	1,09	NM	NM	1,97	2,58	1,99	3,67	4,57
	0,58	0,58	NM	NM	1,43	2,71	2,19	4,15	5,20
	1,26	1,26	NM	NM	2,10	2,66	2,50	6,09	4,74
	1,38	1,38	NM	NM	1,80	2,25	2,41	4,75	4,31
14	1,68	1,68	NM	0,95	2,72	2,51	2,63	5,29	4,25
	2,43	2,43	NM	1,46	3,26	2,95	2,73	7,94	4,09
	2,52	2,52	NM	0,94	2,53	2,74	2,45	6,45	4,98
	1,88	1,88	NM	1,79	3,46	3,23	2,88	6,58	5,11
	2,15	2,15	NM	1,78	4,09	3,21	1,75	6,44	4,30
	2,00	2,00	NM	1,95	3,99	2,89	3,15	8,00	6,27
20	NM	NM	2,63	0,67	NM	2,01	1,10	NM	3,62
	NM	NM	3,19	1,85	NM	3,17	3,03	NM	5,01
	NM	NM	1,49	0,71	NM	2,18	1,38	NM	3,07
	NM	NM	1,75	2,89	NM	2,87	2,43	NM	6,12
	NM	NM	1,72	1,31	NM	2,94	1,52	NM	4,73
	NM	NM	1,97	2,43	NM	2,63	2,42	NM	5,92
30	2,41	2,41	2,52	1,02	4,52	2,35	1,53	7,21	4,18
	2,61	2,61	3,16	0,78	4,75	2,29	3,22	8,41	5,10
	2,63	2,63	2,25	1,43	4,18	1,79	2,12	4,11	4,00
	3,39	3,39	1,53	2,33	3,55	2,11	2,01	3,65	5,45
	1,17	1,17	NM	2,15	2,83	2,87	1,75	7,46	3,84
	3,82	3,82	NM	2,74	4,21	2,28	2,91	8,20	4,37
48	4,10	4,10	2,36	1,31	5,75	3,32	3,74	11,83	6,52
	3,36	3,36	4,17	1,80	5,86	3,55	3,74	12,92	6,29
	4,08	4,08	1,95	2,34	4,72	3,46	3,91	12,96	6,00
	3,70	3,70	2,04	1,02	5,93	3,58	4,18	13,07	5,58
	3,03	3,03	1,94	1,44	7,36	2,78	2,64	12,06	7,85
	3,34	3,34	2,14	1,45	6,96	5,77	3,06	9,85	7,10
58	3,68	3,68	1,98	1,69	5,35	2,47	2,90	14,06	9,42
	4,23	4,23	2,48	2,25	5,57	3,93	3,29	12,78	8,66
	4,77	4,77	1,87	1,53	4,93	3,11	3,89	12,84	9,67
	3,45	3,45	3,06	2,16	5,96	4,01	4,74	12,55	7,57
	3,67	3,67	1,01	1,94	6,52	2,73	2,71	13,45	7,50
	4,03	4,03	1,52	3,44	5,83	3,27	3,35	10,79	7,79

NM = não medida;

Tabela 2B: dados das profundidades de carbonatação natural (mm) das argamassas produzidas com cimento tipo CP IV e curadas por 7 dias

Tempo (dias)	IV40 Int	IV40 Ext _N	IV40 Ext _U	IV55 Int	IV55 Ext _N	IV55 Ext _U	IV70 Int	IV70 Ext _N	IV70 Ext _U
6	2,85	3,33	3,15	4,17	3,75	4,20	8,80	7,38	7,54
	2,65	3,54	2,28	3,69	4,34	4,13	8,42	7,39	7,92
	2,20	2,89	2,53	4,05	4,50	4,14	8,24	7,76	7,95
	2,29	2,69	2,58	3,57	4,02	3,94	8,20	7,03	7,56
	2,45	3,02	2,51	4,56	3,85	3,57	8,53	9,16	7,22
	1,75	2,84	3,37	3,65	6,88	3,73	8,36	7,56	6,38
14	3,42	2,84	2,66	5,98	4,12	4,48	11,29	8,85	7,25
	4,31	3,02	2,62	5,67	4,21	4,66	12,44	8,61	8,56
	3,51	2,70	2,33	5,85	3,83	4,43	10,94	9,52	8,98
	4,26	2,27	3,47	5,06	4,49	4,74	11,80	8,62	8,43
	3,17	2,63	2,48	5,22	3,65	4,30	10,73	7,98	7,85
	3,93	3,29	2,37	5,52	4,65	4,14	11,89	9,30	9,62
20	NM	2,85	2,63	NM	4,48	3,10	NM	7,40	7,33
	NM	2,80	3,13	NM	4,04	4,12	NM	9,19	8,61
	NM	4,12	1,96	NM	3,78	3,56	NM	9,15	8,24
	NM	3,20	2,63	NM	3,76	5,17	NM	9,55	7,79
	NM	2,35	2,48	NM	4,10	3,30	NM	7,81	9,37
	NM	2,84	2,34	NM	4,43	4,51	NM	10,53	8,86
30	4,32	1,90	2,5	7,59	3,19	3,81	6,38	9,21	7,06
	4,39	2,50	2,28	7,58	3,81	4,94	6,80	7,26	9,08
	4,36	2,44	2,36	6,90	3,35	3,90	17,66	9,22	8,9
	4,60	4,17	1,73	7,63	3,48	3,69	16,30	9,43	9,52
	5,12	3,01	3,14	NM	3,29	4,75	20,00	9,20	8,81
	6,14	3,83	3,48	NM	3,69	4,69	20,00	8,88	10,38
48	5,79	3,09	3,47	9,22	7,18	5,82	TC	14,71	12,15
	6,06	3,75	3,68	8,54	6,26	5,94	TC	13,70	12,06
	6,39	3,97	3,24	10,07	6,21	5,84	TC	11,03	11,7
	6,91	3,80	4,68	10,13	7,30	6,96	TC	11,83	15,52
	6,16	3,69	4,03	6,23	5,32	6,50	TC	15,05	14,97
	6,34	4,62	4,88	6,53	4,93	7,40	TC	16,27	16,32
58	6,50	3,68	4,43	11,29	5,13	5,83	TC	15,67	12,82
	6,81	4,13	5,64	9,31	5,19	9,39	TC	14,22	14,31
	6,52	2,67	3,54	10,39	7,58	4,96	TC	15,36	11,06
	6,66	2,94	5,86	11,67	6,31	7,48	TC	12,01	15,75
	6,91	3,54	4,10	11,51	4,93	5,81	TC	15,24	11,15
	6,84	4,27	5,53	10,18	5,53	8,80	TC	13,68	16,52

NM = não medida

TC = todo carbonatado

Tabela 2C: dados de profundidades de carbonatação natural (mm) das argamassas produzidas com cimento CP I e curadas por 14 dias

Tempo (dias)	I40 Int	I40 Ext _N	I40 Ext _U	I55 Int	I55 Ext _N	I55 Ext _U	I70 Int	I70 Ext _N	I70 Ext _U
6	0,67	NM	NM	2,40	2,52	2,50	4,12	3,30	3,93
	0,91	NM	NM	2,09	2,51	2,53	3,57	3,92	3,49
	1,17	NM	NM	2,18	2,35	2,38	3,02	4,68	4,75
	0,00	NM	NM	1,74	2,71	2,79	3,06	4,61	3,53
	1,00	NM	NM	2,30	1,73	2,82	3,77	3,49	4,07
	0,33	NM	NM	2,21	2,37	2,67	3,61	4,18	4,55
14	1,70	NM	1,25	2,72	2,57	2,45	4,68	4,62	4,11
	1,74	NM	1,67	3,11	2,79	3,45	5,60	4,84	4,32
	1,92	NM	1,21	3,15	2,43	2,19	6,10	4,24	4,30
	2,39	NM	1,91	3,50	3,17	3,12	5,97	3,86	4,71
	1,94	NM	1,59	2,92	3,30	3,33	5,57	3,84	5,11
	2,42	NM	2,21	3,52	3,20	3,36	5,84	4,04	5,20
20	NM	1,38	1,19	NM	2,38	2,73	NM	4,00	4,18
	NM	1,96	1,53	NM	3,22	3,38	NM	6,12	4,52
	NM	2,80	1,06	NM	2,51	2,43	NM	3,51	3,6
	NM	3,12	1,95	NM	2,43	3,04	NM	4,69	4,38
	NM	2,47	0,54	NM	2,30	1,90	NM	5,35	4,15
	NM	2,75	1,21	NM	3,09	3,17	NM	3,39	4,57
30	2,01	2,27	1,31	8,57	2,28	2,88	7,53	3,35	4,11
	2,44	2,06	1,75	9,13	2,03	2,80	7,36	2,85	5,70
	2,08	1,03	1,38	3,80	1,90	2,34	5,55	3,56	5,03
	1,38	1,50	0,81	3,62	3,17	3,37	7,32	3,36	6,03
	1,95	2,62	1,08	3,99	2,27	2,27	6,92	3,84	2,80
	2,37	2,81	1,55	3,95	2,76	3,05	5,86	3,98	3,94
48	3,70	2,46	2,25	5,66	3,48	3,60	12,36	4,23	7,78
	2,57	4,12	1,58	5,24	4,10	4,35	8,54	6,58	8,51
	3,16	1,60	0,88	5,26	3,55	3,41	11,38	4,11	7,08
	3,24	1,76	1,93	4,48	3,03	3,05	11,77	6,01	6,17
	3,25	2,26	1,16	6,58	4,48	3,41	10,43	4,45	7,88
	3,05	3,22	2,17	5,11	4,34	3,58	12,74	4,11	10,44
58	3,20	1,68	1,52	4,68	3,20	2,99	11,94	5,78	6,98
	3,47	2,43	2,85	4,81	3,40	5,13	13,08	6,75	8,80
	3,53	1,37	1,35	5,01	4,08	3,52	13,67	3,81	6,38
	3,45	1,81	2,36	5,76	3,68	4,14	14,55	5,51	8,99
	3,35	2,53	1,35	5,97	4,39	3,54	12,52	4,26	7,37
	3,06	3,38	2,57	6,16	3,88	4,14	10,33	3,68	11,19

NM = não medida

Tabela 2D: dados de profundidades de carbonatação natural (mm) das argamassas com cimento tipo CP IV e curadas por 14 dias

Tempo (dias)	IV40 Int	IV40 Ext _N	IV40 Ext _U	IV55 Int	IV55 Ext _N	IV55 Ext _U	IV70 Int	IV70 Ext _N	IV70 Ext _U
6	1,84	2,68	2,58	4,19	NM	5,03	7,32	7,17	6,5
	2,09	2,59	2,36	4,68	NM	4,99	6,90	7,20	7,66
	2,03	2,76	2,78	4,57	4,45	4,29	8,33	7,70	6,65
	2,02	2,25	2,43	4,39	3,84	4,33	7,24	6,87	7,44
	2,00	3,09	2,87	4,69	4,88	3,57	8,55	8,58	6,75
	1,88	3,20	2,41	4,18	4,39	3,72	7,16	7,13	6,85
14	2,83	2,33	2,82	5,81	5,01	4,69	9,68	7,66	7,69
	3,20	3,28	3,34	6,50	5,21	5,43	10,64	8,08	8,28
	2,72	2,93	2,25	5,74	4,76	4,65	10,88	8,33	7,39
	2,96	2,45	4,11	7,05	5,14	5,33	12,24	8,95	8,68
	2,69	2,02	2,29	6,87	4,57	5,05	12,01	7,65	8,8
	3,08	2,48	3,57	6,31	5,14	5,01	11,70	8,53	8,48
20	NM	2,08	2,55	NM	4,81	4,51	NM	8,42	8,84
	NM	2,28	2,99	NM	4,94	4,96	NM	8,94	8,37
	NM	2,65	2,38	NM	4,27	5,59	NM	10,70	5,89
	NM	3,31	1,95	NM	4,87	5,44	NM	10,21	7,48
	NM	2,56	2,68	NM	4,94	4,38	NM	7,93	7,3
	NM	3,03	3,35	NM	4,57	5,66	NM	9,66	9,84
30	3,21	3,72	1,97	8,97	6,19	5,97	17,16	8,05	11,42
	3,43	2,99	2,01	9,01	5,37	7,01	17,34	8,02	11,13
	3,90	2,62	2,49	9,05	5,19	5,05	20,37	11,74	8,14
	5,51	2,53	2,90	8,34	4,65	5,77	18,37	10,25	8,93
	3,68	2,15	2,64	8,45	4,70	4,93	17,08	7,84	8,50
	3,80	2,35	2,47	9,29	5,89	5,78	16,84	11,00	8,80
48	4,96	4,05	3,70	12,14	7,63	6,83	TC	13,65	12,45
	5,19	4,78	4,17	11,52	7,79	7,45	TC	14,75	11,67
	4,93	3,49	3,42	11,75	7,10	5,7	TC	14,46	10,05
	5,74	3,46	3,51	11,91	9,14	7,75	TC	13,75	13,1
	4,82	3,85	3,29	12,38	8,26	6,89	TC	11,57	11,11
	6,06	4,29	5,10	14,08	7,17	10,68	TC	11,05	15,3
58	5,85	2,75	4,07	12,50	8,15	7,18	TC	16,65	10,1
	6,11	3,90	5,57	11,97	8,64	8,77	TC	14,06	14,72
	6,03	2,77	4,07	11,58	6,84	6,43	TC	12,74	10,09
	5,43	3,60	3,87	11,87	8,04	7,02	TC	15,41	14,52
	4,56	3,99	4,10	12,63	6,55	5,93	TC	13,07	11,73
	7,11	4,21	4,27	12,38	7,11	8,41	TC	11,32	15,68

NM = não medida

TC = todo carbonatado

Tabela 2E: dados de profundidades de carbonatação natural (mm) das argamassas produzidas com cimento CP I e curadas por 28 dias

Tempo (dias)	I40 Int	I40 Ext _N	I40 Ext _U	I55 Int	I55 Ext _N	I55 Ext _U	I70 Int	I70 Ext _N	I70 Ext _U
6	1,13	NM	NM	2,04	3,00	1,96	4,06	3,97	3,72
	0,69	NM	NM	1,95	2,75	2,49	3,75	3,54	4,16
	1,41	NM	NM	2,21	2,43	2,31	4,30	4,25	3,24
	0,60	NM	NM	2,07	2,49	2,52	3,86	4,59	4,2
	0,85	NM	NM	2,22	2,65	2,31	3,47	4,50	3,64
	0,75	NM	NM	1,72	2,92	2,52	3,44	4,32	3,89
14	1,64	NM	NM	2,51	2,74	2,07	5,20	4,27	4,64
	1,71	NM	1,58	3,05	3,43	3,08	5,07	4,33	5,53
	1,27	NM	1,19	2,44	3,68	2,78	4,96	4,10	4,56
	1,16	NM	2,03	2,76	2,93	2,58	4,95	4,52	5,98
	1,07	NM	1,76	2,45	2,69	2,40	5,07	3,84	3,98
	1,15	NM	1,55	2,92	2,82	2,96	5,47	4,40	4,80
20	NM	1,42	0,48	NM	2,83	1,98	NM	4,14	3,44
	NM	2,09	2,45	NM	3,43	2,60	NM	5,55	5,53
	NM	2,42	0,79	NM	2,84	2,06	NM	4,28	4,01
	NM	2,38	1,83	NM	3,16	3,37	NM	4,35	5,09
	NM	1,38	1,12	NM	2,53	1,99	NM	4,17	3,32
	NM	1,62	1,85	NM	2,86	3,18	NM	4,59	5,26
30	1,78	2,39	1,42	3,34	2,93	1,58	7,03	4,60	4,45
	0,00	2,41	1,84	3,64	3,26	2,70	7,11	3,48	7,87
	0,95	1,73	0,31	3,59	2,75	2,05	6,08	3,74	4,23
	0,00	2,13	2,46	3,43	3,16	2,65	7,46	4,66	4,77
	1,64	NM	0,61	3,58	1,95	2,20	8,51	5,42	4,95
	1,88	NM	1,53	4,12	2,64	3,40	8,82	4,58	4,21
48	2,06	2,07	1,92	4,52	3,27	2,53	9,71	4,05	6,39
	2,79	1,95	2,02	6,21	3,54	2,74	9,63	4,03	7,55
	3,25	1,15	2,59	5,15	2,53	2,8	11,26	8,40	4,9
	2,55	1,95	1,64	6,21	2,83	3,43	10,50	10,39	6,23
	2,61	2,08	1,52	5,15	2,97	2,84	10,15	4,59	7,27
	3,02	3,21	2,08	5,62	4,39	5,15	8,97	6,09	6,08
58	3,29	2,14	1,69	5,79	2,81	3,45	13,37	4,34	6,02
	3,25	2,25	2,49	5,52	4,41	3,13	13,45	7,43	5,81
	3,41	0,59	1,04	4,69	2,98	3,01	10,44	6,95	6,04
	3,14	1,41	2,60	4,94	3,24	4,28	11,14	8,28	8,34
	2,99	3,18	1,27	5,46	1,90	2,15	10,46	8,63	6,10
	3,39	1,93	2,39	5,24	3,27	3,52	12,72	4,23	9,69

NM = não medida

Tabela 2F: dados de profundidades de carbonatação natural (mm) das argamassas produzidas com cimento tipo CP IV e curadas por 28 dias

Tempo (dias)	IV40 Int	IV40 Ext _N	IV40 Ext _U	IV55 Int	IV55 Ext _N	IV55 Ext _U	IV70 Int	IV70 Ext _N	IV70 Ext _U
6	1,76	2,58	3,08	3,99	4,03	3,87	3,88	4,45	3,48
	1,83	3,30	2,52	3,72	4,18	4,48	3,93	4,60	4,23
	1,57	2,75	2,34	4,35	4,29	3,93	4,23	4,38	3,84
	1,31	2,68	2,36	3,91	4,20	4,32	4,06	5,03	4,44
	1,86	2,46	2,38	3,56	4,58	4,12	4,43	4,63	4,29
	1,78	2,51	2,61	3,50	3,96	4,56	3,85	4,93	4,49
14	2,39	2,48	2,45	6,09	4,38	4,27	6,32	4,92	4,46
	2,12	2,12	3,17	4,53	4,64	5,12	5,78	5,97	5,48
	2,21	2,28	2,21	4,92	4,37	4,50	5,62	5,03	4,54
	2,61	2,71	2,82	5,36	4,48	5,02	5,70	4,89	5,84
	1,54	2,62	2,13	4,91	4,53	4,61	5,83	5,68	5,25
	3,26	3,23	3,41	6,17	4,75	5,46	6,68	5,56	5,31
20	NM	2,42	1,18	NM	4,12	4,35	NM	4,77	4,19
	NM	3,33	3,57	NM	5,01	4,59	NM	5,20	4,46
	NM	2,68	2,17	NM	5,01	4,16	NM	5,33	4,31
	NM	3,18	2,46	NM	5,61	5,13	NM	6,01	5,75
	NM	1,91	2,69	NM	3,82	3,73	NM	5,65	4,38
	NM	2,64	2,81	NM	5,17	5,47	NM	5,09	5,2
30	2,72	2,00	2,18	7,48	4,71	5,11	7,04	4,73	5,81
	3,32	2,87	2,70	8,29	5,48	6,07	9,11	4,85	6,22
	3,73	2,29	2,53	8,17	5,27	5,56	9,77	4,87	4,38
	3,18	2,91	3,12	8,25	6,11	7,29	9,19	5,79	5,43
	3,13	2,52	2,41	7,96	4,38	4,84	7,90	5,10	6,17
	2,85	2,15	2,76	8,09	5,31	6,61	8,74	6,45	5,91
48	4,53	4,68	3,80	10,91	7,93	7,07	12,86	6,92	7,74
	5,51	4,09	4,39	11,09	7,65	6,49	12,19	6,87	8,4
	4,34	3,33	3,93	12,91	7,60	5,71	12,76	8,59	8,19
	4,36	3,23	4,34	12,02	8,09	5,58	12,59	6,67	7,94
	4,31	3,74	3,25	11,09	9,70	6,45	15,05	8,27	8,38
	4,20	5,08	3,17	12,26	9,26	6,95	12,82	8,08	7,63
58	4,51	3,52	2,56	13,84	9,81	6,87	13,06	7,97	7,94
	5,13	3,22	4,96	11,77	9,65	6,65	13,74	6,75	7,87
	4,83	3,43	2,58	10,22	7,42	7,13	13,06	6,68	8,21
	5,22	4,07	5,05	12,86	7,04	6,36	13,26	7,58	9,88
	5,16	3,03	3,61	10,64	7,40	5,00	13,93	6,75	7,27
	4,95	4,51	4,81	12,30	6,72	8,28	13,16	6,43	9,27

NM = não medida

TC = todo carbonatado

Anexo 3: dados empregados para verificação do modelo (POSSAN, 2004)

Tabela 3A: dados de carbonatação natural de Possan (2004)

Sílica Ativa (%)	Tempo em anos							
	7	7	7	7	7	10	12	
	Relação água/aglomerante							
	0,30	0,35	0,45	0,60	0,80			
0	0					12,02	13,7	14,9
	0					11,99	12,7	15,3
5								
10			0					
			0					
15								
20	0					13,73	14,6	17,8
	0					14,83	15,3	18,4

Tabela 3B: dados de resistência à compressão axial dos concretos de Possan (2004)

Teor de sílica ativa (%)	Idade 28 dias				
	Relação água/aglomerante				
	0,30	0,35	0,45	0,60	0,80
0	59,6		44,8		20,8
	52,8		41,2		18,8
5		53,2		34,8	
		46,0		30,8	
10	62,0		51,6		31,4
	61,2		47,2		25,2
15		60,0		43,2	
		56,8		41,2	
20	75,6		49,9		28,4
	64,0		46,8		17,6

Anexo 4: dados empregados para verificação do modelo (VIEIRA, et al., 2009)

Tabela 4A: de profundidade de carbonatação de vieira et al (2009)

Tipo de Cimento	Resistência à compressão (MPa)	Tempo (anos)	Profundidade de Carb. (mm)		
			Obs.	Prev.	Erro
CP IV	40.5	0	0,00	0,00	0,00
CP IV	40.5	0,24	1,45	1,08	0,37
CP IV	40.5	0,5	1,90	1,53	0,37
CP IV	40.5	0,74	2,30	1,87	0,43
CP IV	40.5	1,23	2,60	2,41	0,19
CP IV	38	0	0,00	0,00	0,00
CP IV	38	0,24	1,95	1,20	0,75
CP IV	38	0,5	2,10	1,70	0,40
CP IV	38	0,74	2,60	2,08	0,52
CP IV	38	1,23	2,70	2,69	0,01
CP IV	35	0	0,00	0,00	0,00
CP IV	35	0,24	2,60	1,38	1,22
CP IV	35	0,5	2,90	1,95	0,95
CP IV	35	0,74	3,05	2,39	0,66
CP IV	35	1,23	3,50	3,09	0,41
CP IV	28	0	0,00	0,00	0,00
CP IV	28	0,24	2,85	2,02	0,83
CP IV	28	0,5	3,25	2,85	0,40
CP IV	28	0,74	3,60	3,49	0,11
CP IV	28	1,23	4,35	4,51	-0,16
CP V ARI	39	0	0,00	0,00	0,00
CP V ARI	39	0,24	1,00	0,67	0,33
CP V ARI	39	0,5	1,25	0,95	0,30
CP V ARI	39	0,74	1,30	1,17	0,13
CP V ARI	39	1,23	1,35	1,51	-0,16
CP V ARI	32	0	0,00	0,00	0,00
CP V ARI	32	0,24	1,40	0,94	0,46
CP V ARI	32	0,5	1,45	1,33	0,12
CP V ARI	32	0,74	1,80	1,63	0,17
CP V ARI	32	1,23	1,90	2,11	-0,21
CP V ARI	30	0	0,00	0,00	0,00
CP V ARI	30	0,24	1,70	1,05	0,65
CP V ARI	30	0,5	1,50	1,48	0,02
CP V ARI	30	0,74	2,10	1,82	0,28
CP V ARI	30	1,23	2,20	2,35	-0,15
CP V ARI	23	0	0,00	0,00	0,00
CP V ARI	23	0,24	2,40	1,65	0,75
CP V ARI	23	0,5	2,25	2,33	-0,08
CP V ARI	23	0,74	3,25	2,85	0,40
CP V ARI	23	1,23	3,70	3,68	0,02

Anexo 5: dados empregados para verificação do modelo (MEIRA, 2004 e MEIRA, PADARATZ e BORBA JUNIOR, 2006)

Tabela 5A: de profundidade de carbonatação de Meira (2004) e Meira, Padaratz e Borba Junior (2006)

Tipo de cimento	a/c	Fc (Mpa) 28 dias	Distância do Mar	Profundidade média carbon.(mm)				
				no tempo (em anos)				
				0.50	0.83	1.17	1.50	3.8
CP IV	0.5	21.0	10					
			100					
			200					
			500	1.25	2.10	2.95	3.20	-
	0.57	26.9	10					
			100					
			200					
			500	2.25	3.60	4.65	5.40	-
	0.65	32.0	10					
			100					
			200					
			500	2.55	3.80	5.05	6.45	-
CP II F	0.5	20.3	10					
			100					
			200					
			500	0.85	1.40	2.60	3.10	4.79
	0.57	27.0	10					
			100					
			200					
			500	1.95	2.90	4.35	4.60	7.29
	0.65	31.0	10					
			100					
			200					
			500	2.15	3.25	4.80	5.20	8.91

Resultados de ensaios de **carbonatação natural**, obtidas em ambiente de exposição urbano , próximo à costa (tese Meira, 2004 e artigo Entac ,2006.)

- As profundidades carb com 3,8 anos de idade (obtidas por ajustes de dados de gráficos pois não foi possível acessar os dados reais).

- Tipo do cimento: CP II-F

- Condições de exposição:

- ambiente externo (marinho), desprotegido da chuva

- temperaturas ambientais entre 12 e 35°C e umidade entre 40 e 85%.

- cidade de João Pessoa (Paríba)

Anexo 6: dados empregados para verificação do modelo (FIGUEIREDO, 2004)

Tabela 6A: Profundidade de carbonatação da estrutura AC

CP	Profundidades de carbonatação (mm)									CP
	Leituras								Médias	
	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L	
P1	11,00	8,00	12,00	8,00	10,00	9,00	10,00	11,00	9,88	9,88
P1	12,00	9,00	9,00	8,00	11,00	10,00	10,00	10,00	9,88	
P2	9,00	-	13,00	9,00	11,00	10,00	10,00	11,00	10,43	10,65
P2	12,00	10,00	12,00	14,00	10,00	9,00	10,00	10,00	10,88	
P3	12,00	11,00	11,00	13,00	10,00	10,00	9,00	12,00	11,00	10,88
P3	12,00	8,00	11,00	14,00	11,00	8,00	12,00	10,00	10,75	
P4	11,00	8,00	10,00	10,00	10,00	9,00	10,00	9,00	9,63	9,81
P4	11,00	9,00	10,00	10,00	9,00	11,00	10,00	10,00	10,00	
P5	10,00	10,00	9,00	10,00	11,00	9,00	12,00	10,00	10,13	10,06
P5	10,00	10,00	-	8,00	11,00	-	12,00	9,00	10,00	
P6	15,00	10,00	10,00	10,00	11,00	10,00	10,00	9,00	10,63	10,81
P6	12,00	12,00	15,00	9,00	11,00	9,00	10,00	10,00	11,00	
Características da estrutura:								Valor médio:	10,35	
Identificação	f_c (MPa)					Idade		Valor mínimo:	8,00	
AC	Estrutura		28 dias					Valor máximo:	15,00	
	27,07		20,30		8 anos			Desvio padrão:	1,46	

Tabela 6B: Profundidade de carbonatação da estrutura CK

CP	Profundidades de carbonatação (mm)									CP
	Leituras								Médias	
	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L	
P1	21,00	20,00	20,00	19,00	18,00	15,00	21,00	18,00	19,00	19,69
P1	20,00	20,00	22,00	20,00	20,00	18,00	22,00	21,00	20,38	
P2	20,00	20,00	22,00	20,00	18,00	20,00	22,00	20,00	20,25	19,88
P2	18,00	24,00	23,00	18,00	15,00	21,00	19,00	18,00	19,50	
P3	18,00	16,00	21,00	20,00	20,00	18,00	19,00	20,00	19,00	19,94
P3	23,00	22,00	20,00	22,00	18,00	20,00	20,00	22,00	20,88	
P4	20,00	20,00	15,00	20,00	18,00	20,00	16,00	20,00	18,63	18,75
P4	20,00	19,00	16,00	20,00	20,00	20,00	18,00	18,00	18,88	
P5	18,00	18,00	20,00	18,00	20,00	18,00	16,00	18,00	18,25	18,69
P5	20,00	20,00	15,00	23,00	20,00	19,00	16,00	20,00	19,13	
P6	20,00	18,00	18,00	22,00	20,00	18,00	20,00	19,00	19,38	19,25
P6	16,00	20,00	18,00	22,00	16,00	20,00	20,00	21,00	19,13	
Características da estrutura:								Valor médio:	19,36	
Identificação	f_c (MPa)					Idade		Valor mínimo:	15,00	
CK	Estrutura		28 dias					Valor máximo:	24,00	
	28,75		21,56		10 anos			Desvio padrão:	1,92	

Tabela 6C: Profundidade de carbonatação da estrutura FA

CP	Profundidades de carbonatação (mm)									Médias	
	Leituras								L		CP
	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8			
P1	30,00	40,00	33,00	40,00	33,00	40,00	40,00	40,00	37,00	36,31	
P1	30,00	36,00	40,00	38,00	30,00	34,00	37,00	40,00	35,63		
P2	32,00	38,00	42,00	36,00	32,00	32,00	34,00	42,00	36,00	36,21	
P2	-	34,00	40,00	38,00	35,00	40,00	33,00	35,00	36,43		
P3	28,00	32,00	35,00	36,00	30,00	32,00	33,00	36,00	32,75	33,50	
P3	30,00	33,00	34,00	38,00	30,00	33,00	40,00	36,00	34,25		
P4	28,00	32,00	36,00	35,00	30,00	36,00	40,00	38,00	34,38	35,00	
P4	30,00	32,00	35,00	35,00	33,00	40,00	40,00	40,00	35,63		
P5	30,00	34,00	37,00	40,00	32,00	-	40,00	38,00	35,86	36,21	
P5	32,00	38,00	42,00	36,00	32,00	-	34,00	42,00	36,57		
P6	30,00	32,00	33,00	36,00	28,00	32,00	36,00	35,00	32,75	33,56	
P6	30,00	33,00	33,00	36,00	35,00	40,00	33,00	35,00	34,38		
Características da estrutura:									Valor médio:	35,10	
Identificação	f_c (MPa)					Idade			Valor mínimo:	28,00	
FA	Estrutura		28 dias					Valor máximo:	42,00		
	22,03		16,52		25 anos			Desvio padrão:	3,71		

Tabela 6D: Profundidade de carbonatação da estrutura FS

CP	Profundidades de carbonatação (mm)									Médias	
	Leituras								L		CP
	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8			
P1	18,00	-	19,00	16,00	19,00	18,00	18,00	16,00	17,71	18,00	
P1	19,00	-	20,00	15,00	20,00	16,00	20,00	18,00	18,29		
P2	20,00	18,00	18,00	19,00	20,00	16,00	18,00	17,00	18,25	18,31	
P2	19,00	15,00	20,00	20,00	20,00	18,00	20,00	15,00	18,38		
P3	23,00	19,00	22,00	20,00	24,00	18,00	22,00	16,00	20,50	19,69	
P3	18,00	16,00	20,00	18,00	22,00	20,00	22,00	15,00	18,88		
P4	24,00	16,00	24,00	16,00	18,00	16,00	21,00	16,00	18,88	19,10	
P4	20,00	20,00	24,00	16,00	20,00	16,00	-	-	19,33		
P5	21,00	17,00	20,00	20,00	20,00	20,00	22,00	17,00	19,63	19,44	
P5	20,00	20,00	21,00	15,00	20,00	19,00	22,00	17,00	19,25		
P6	22,00	22,00	-	18,00	18,00	20,00	22,00	18,00	20,00	19,69	
P6	20,00	19,00	20,00	16,00	21,00	19,00	22,00	18,00	19,38		
Características da estrutura:									Valor médio:	19,04	
Identificação	f_c (MPa)					Idade			Valor mínimo:	15,00	
FS	Estrutura		28 dias					Valor máximo:	24,00		
	31,47		23,60		22 anos			Desvio padrão:	2,29		

Tabela 6E: Profundidade de carbonatação da estrutura NC

CP	Profundidades de carbonatação (mm)									Médias	
	Leituras								L		CP
	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8			
P1	19,00	28,00	18,00	25,00	16,00	16,00	26,00	20,00	21,00	21,56	
P1	18,00	20,00	25,00	21,00	19,00	33,00	20,00	21,00	22,13		
P2	22,00	28,00	16,00	20,00	18,00	20,00	25,00	20,00	21,13	20,56	
P2	-	18,00	-	21,00	19,00	23,00	18,00	21,00	20,00		
P3	20,00	24,00	19,00	-	21,00	22,00	15,00	18,00	19,86	19,24	
P3	18,00	17,00	28,00	16,00	18,00	14,00	20,00	18,00	18,63		
P4	23,00	19,00	20,00	25,00	16,00	21,00	22,00	16,00	20,25	20,88	
P4	29,00	16,00	27,00	26,00	16,00	18,00	24,00	16,00	21,50		
P5	25,00	18,00	15,00	23,00	28,00	20,00	21,00	26,00	22,00	21,43	
P5	29,00	18,00	20,00	25,00	18,00	18,00	-	18,00	20,86		
P6	20,00	21,00	24,00	20,00	21,00	16,00	16,00	16,00	19,25	19,05	
P6	18,00	21,00	18,00	21,00	18,00	-	18,00	18,00	18,86		
Características da estrutura:								Valor médio:	20,48		
Identificação	f_c (MPa)					Idade		Valor mínimo:	14,00		
NC	Estrutura		28 dias					Valor máximo:	33,00		
	26,10		19,58		33 anos			Desvio padrão:	3,84		

Tabela 6F: Profundidade de carbonatação da estrutura ME

CP	Profundidades de carbonatação (mm)									Médias	
	Leituras								L		CP
	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8			
P1	30,00	32,00	30,00	30,00	33,00	30,00	30,00	32,00	30,88	30,63	
P1	32,00	28,00	30,00	30,00	30,00	30,00	32,00	31,00	30,38		
P2	33,00	-	36,00	30,00	34,00	30,00	30,00	32,00	32,14	31,88	
P2	28,00	29,00	32,00	33,00	30,00	29,00	39,00	33,00	31,63		
P3	26,00	30,00	39,00	35,00	40,00	30,00	30,00	26,00	32,00	31,56	
P3	30,00	29,00	36,00	26,00	37,00	32,00	30,00	29,00	31,13		
P4	42,00	32,00	30,00	-	39,00	40,00	31,00	30,00	34,86	34,87	
P4	42,00	33,00	32,00	39,00	39,00	35,00	29,00	30,00	34,88		
P5	40,00	-	32,00	27,00	42,00	41,00	30,00	26,00	34,00	34,19	
P5	42,00	32,00	29,00	31,00	42,00	41,00	32,00	26,00	34,38		
P6	33,00	30,00	30,00	32,00	30,00	30,00	32,00	31,00	31,00	31,14	
P6	32,00	28,00	30,00	30,00	34,00	-	30,00	35,00	31,29		
Características da estrutura:								Valor médio:	32,35		
Identificação	f_c (MPa)					Idade		Valor mínimo:	26,00		
ME	Estrutura		28 dias					Valor máximo:	42,00		
	28,78		21,59		35 anos			Desvio padrão:	4,19		