

**ANÁLISE DAS PATOLOGIAS DAS ESTRUTURAS EM CONCRETO
ARMADO DO ESTÁDIO MAGALHÃES PINTO - MINEIRÃO**

Ana Margarida Vieira Angelo

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

**"ANÁLISE DAS PATOLOGIAS DAS ESTRUTURAS EM
CONCRETO ARMADO DO ESTÁDIO MAGALHÃES PINTO -
MINEIRÃO"**

Ana Margarida Vieira Angelo

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

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Ney Amorim Silva
DEES - UFMG - (Orientador)

Prof. Dr. Sebastião Salvador Real Pereira
DEES - UFMG

Prof. Dr. José Celso da Cunha
CEFET-MG

Belo Horizonte, 23 de dezembro de 2004

DEDICATÓRIA

*À minha mãe Irinéa, ao meu pai Pascoal (in memoriam),
ao meu esposo Bruno e aos meus irmãos.*

AGRADECIMENTOS

Ao amigo José Celso da Cunha pelas orientações e apoio incondicional nesta longa empreitada.

Ao Prof. Ney Amorim pelo zeloso acolhimento deste tema, pelas valiosas orientações.

Às minhas tias Anna Soledade e Ivone Luzia pelos constantes incentivos e orientações, pela zelosa correção ortográfica e gramatical e especialmente pelo carinho.

Aos presidentes da ADEMG, Sr. Erasmo Angelo, Sr. Wilson Piazza e Sr. Fernando Sasso por terem disponibilizado os documentos técnicos e permitido o livre acesso às dependências do Estádio para o levantamento das patologias. A todos os funcionários da ADEMG pela constante disponibilidade em me ajudar nas diversas tarefas.

Especial agradecimento ao engenheiro Ricardo Raso pelo seu relevante suporte técnico e informações fundamentais para a execução desta dissertação.

Ao engenheiro Ferdinando Vargas Leitão, que gentilmente concedeu-me uma entrevista, sendo de grande importância para a compreensão de fatos históricos e esclarecimento de procedimentos técnicos adotados na construção do Mineirão.

Ao meu sobrinho Thiago Angelo Barbosa por ter me acompanhado na tarefa de levantamento de patologias do Mineirão. À arquiteta Maria Julia Araújo pelo projeto gráfico da estrutura do Mineirão. Aos amigos engenheiros Ronaldo Chaves, pelo suporte técnico, Andréia Rodrigues, pelas orientações na formatação deste trabalho e Antônio Carlos Maciel, pelas informações trocadas sobre engenharia de produção.

A todos os funcionários e professores do Departamento de Estruturas da UFMG. A todos os meus amigos. que sempre me incentivaram e apoiaram na realização desta dissertação.

SUMÁRIO

Lista de figuras	ix
Lista de tabelas	xxviii
Resumo	xxxiii
Abstract	xxxiii
1 Introdução	1
1.1 Objetivos	6
1.2 Justificativa	7
2 Revisão bibliográfica	9
2.1 A cronologia das normas de estruturas de concreto armado no Brasil	9
2.2 Durabilidade das estruturas de concreto armado	16
2.2.1 Considerações preliminares	16
2.2.2 Durabilidade e vida útil das estruturas	18
2.2.3 Determinação da vida útil da estrutura	21
2.2.3.1 Deterioração dos materiais	21
2.2.4 Origem das patologias e sua influência na durabilidade das estruturas	24
2.2.5 Influência do meio ambiente na durabilidade das estruturas	28
2.2.5.2 Classificação dos ambientes segundo as normas NB1/60, NBR 6118:2003 e CEB/90 ..	31
2.2.6 Influência do cobrimento na durabilidade das estruturas .	33
2.2.7 Influência da geometria dos elementos estruturais de concreto armado na durabilidade das estruturas	37
2.3 Carbonatação	41
2.3.1 Considerações preliminares	41
2.3.2 Mecanismos da carbonatação do concreto	44
2.3.3 Espessura de carbonatação	46
2.3.3.3 Fatores que influenciam na carbonatação	46
2.3.3.4 Velocidade da carbonatação	60

2.3.4	Outros mecanismos de carbonatação	61
2.3.5	Relação entre a espessura e velocidade de carbonatação .	62
2.3.6	Medição da espessura de carbonatação	68
2.3.7	Resumo dos fatores que influenciam a carbonatação	70
2.4	Fissuração nas estruturas de concreto armado	70
2.4.1	Considerações preliminares	70
2.4.2	Fissuras no concreto plástico	73
2.4.2.1	Fissuras causadas por assentamento plástico do concreto	73
2.4.2.2	Fissuras causadas por dessecação superficial	75
2.4.2.3	Fissuras causadas por movimentação das formas e escoramento	77
2.4.3	Fissuras no concreto endurecido	78
2.4.3.1	Fissuras causadas por retração por secagem ..	78
2.4.3.2	Reações expansivas com sulfatos	80
2.4.3.3	Reação expansiva com álcali-agregado	81
2.4.3.4	Movimentação térmica no concreto	84
2.4.3.4.1	Movimentação térmica causada por alteração térmica interna (calor de hidratação)	84
2.4.3.4.2	Movimentação térmica causada por alterações térmicas externas (dilatações ou retrações das estruturas)	85
2.4.3.5	Fissuras causadas por recalques de fundação ou deformações diferenciais entre apoios	89
2.4.3.6	Fissuras causadas por falhas nos detalhes construtivos	91
2.4.4	Fissuração provocada por esforços em serviço — concreto endurecido	93
2.4.4.1	Considerações iniciais	93
2.4.4.2	Limite de formação de fissura e geometrias típicas - análise qualitativa	93

2.4.5	Fissuração por esforços em serviço — análise teórica	100
2.4.5.1	Processo de formação das fissuras	101
2.4.5.2	Cálculo estimado da previsão da distância entre fissuras	104
2.4.5.3	Cálculo da previsão da abertura das fissuras	110
2.4.5.4	Previsão de fissuração segundo a NB1/60.....	114
2.4.5.5	Previsão de fissuração segundo a NBR 6118:2003	120
2.4.5.6	Previsão de fissuração segundo o CEB-90	124
2.5	Corrosão nas armações do concreto armado	128
2.5.1	Considerações preliminares	128
2.5.2	Fatores que influenciam o processo corrosivo	129
2.5.3	Mecanismos da corrosão nas armaduras	131
2.5.4	Corrosão provocada por agentes químicos agressivos	139
2.5.5	Influência do cobrimento no processo corrosivo	142
2.5.6	Influência da fissuração na corrosão	146
2.6	Deformabilidade das estruturas de concreto armado	149
2.6.1	Deformações total e imediata	149
2.6.2	Deformação por fluência	155
2.6.2.1	Determinação analítica da deformabilidade de vigas segundo a NB1/60, NBR 6118:2003 e CEB/90	162
2.6.2.2	Limites de deslocamentos excessivos segundo a NBR 6118:2003 e CEB/90	167
2.7	Histórico do Estádio Magalhães Pinto	169
2.7.1	Considerações preliminares	169
2.8	Descrição da estrutura, cargas e esforços solicitantes do Estádio Magalhães Pinto	187
2.8.1	Descrição da estrutura principal do Mineirão	187
2.8.2	Cargas e esforços solicitantes	207
3	Levantamento e análise das patologias da estrutura do Mineirão ...	212
3.1	Estruturas analisadas do Estádio Magalhães Pinto	212

3.2	Levantamento e análise das diversas patologias do Estádio Magalhães Pinto	212
3.2.1	Considerações preliminares	212
3.2.2	Metodologia e critérios para levantamento dos dados em campo	218
3.2.3	Resumo dos dados coletados	220
3.2.3.1	Patologias nos pilares externos	222
3.2.3.2	Patologias nas vigas-parede	224
3.2.3.3	Patologias nas vigas de composição da fachada	228
3.2.3.4	Patologias nas vigas da circulação	229
3.2.3.5	Patologias nas vigas da cobertura	234
3.2.3.6	Patologias das lajes da cobertura	236
3.2.3.7	Patologias nas vigas da arquibancada	238
3.2.4	Análise dos dados coletados	240
3.3	Levantamento e Análise das Carbonatações no Concreto do Estádio Magalhães Pinto	294
3.3.1	Considerações preliminares	294
3.3.2	Apresentação e análise dos resultados	296
3.3.2.1	Relação entre profundidade de carbonatação e incidências de manifestações da corrosão ...	304
3.3.2.2	Relação entre profundidade de carbonatação medida e resistência à compressão do concreto	306
3.3.2.3	Relação entre profundidade de carbonatação medida e as expectativas de evolução no tempo	307
3.4	Levantamento e Análise das Fissuras Devido a Esforços no Estádio Magalhães Pinto	310
3.4.1	Considerações preliminares	310
3.4.2	Metodologia e critérios para levantamento dos dados em campo	311

3.4.3	Cálculo e verificação dos espaçamentos e aberturas das fissuras	318
3.4.4	Análise dos valores obtidos dos espaçamentos e aberturas das fissuras	323
3.5	Levantamento e Análise das Deformações do Estádio Magalhães Pinto	329
3.5.1	Considerações preliminares	329
3.5.2	Deformações nas vigas da arquibancada	330
3.5.3	Deformações nas vigas da cobertura	345
3.5.4	Análise das deformações das vigas em balanço	355
3.5.4.1	Considerações iniciais	355
3.5.4.2	Resistência à compressão e módulo de elasticidade	358
3.5.4.3	Características geométricas das seções de concreto	363
3.5.4.4	Combinações estudadas	364
3.5.4.5	Apresentação e análise dos resultados	366
3.5.4.5.1	Flechas imediatas medidas e calculadas	366
3.5.4.5.2	Flechas ao longo do tempo	375
3.5.5	Considerações finais	385
4	Conclusão	387
	Referências bibliográficas	391
	Anexos	404

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 –	Possíveis formas de “envelhecimento” de materiais no decorrer do tempo, sob a ação de agentes agressivos.....	22
FIGURA 2.2 –	Modelo proposto por Rostam para o processo de deterioração das estruturas de concreto armado	23
FIGURA 2.3 –	O gráfico à esquerda mostra a influência da cura úmida sobre a resistência do concreto com fator água/cimento igual a 0,50. O gráfico da direita mostra a relação entre a resistência do concreto e a permeabilidade ao oxigênio de concretos bem curados. Ambos os gráficos referem-se a ensaios eitos em laboratórios	35
FIGURA 2.4 –	Figura ilustrativa de elemento estrutural de concreto armado com quinas com ângulo menor ou igual a 90°	39
FIGURA 2.5 –	Gráfico de gradiente de pH e grau de carbonatação do concreto.....	42
FIGURA 2.6 –	A vida útil de uma estrutura é definida em função da distância entre a frente de carbonatação e as armações	43
FIGURA 2.7 –	Diagrama de Pourbaix ou Equilíbrio de potencia pH para o sistema Fe-H ₂ O a 25° C	46
FIGURA 2.8 –	Qualidade das camadas de um elemento de concreto armado	47
FIGURA 2.9 –	Penetração do CO ₂ pela camada superficial e pelas microfissuras de uma seção de concreto	48
FIGURA 2.10 –	Influência da umidade relativa do ar no processo de carbonatação de uma estrutura de concreto	50
FIGURA 2.11 –	Influência da dosagem de cimento na espessura da camada de concreto carbonatado	53
FIGURA 2.12 –	Classificação granulométrica dos componentes e vazios presentes na pasta de cimento.....	55

FIGURA 2.13 –	Distribuição esquemática de agregados graúdos, agregados finos e pasta de cimento em uma seção de concreto.....	55
FIGURA 2.14 –	Influência do fator água/cimento na permeabilidade do concreto.....	56
FIGURA 2.15 –	Influência da permeabilidade na espessura de carbonatação de dois tipos de concreto	58
FIGURA 2.16 –	O gráfico da variação do fator água/cimento com a espessura de carbonatação	59
FIGURA 2.17 –	Representação gráfica das espessuras de carbonatação.....	60
FIGURA 2.18 –	Gráfico da variação da profundidade de carbonatação com o tempo e com a relação água/cimento	61
FIGURA 2.19 –	Espessuras irregulares da camada carbonatada de concreto armado.....	63
FIGURA 2.20 –	Relação entre a resistência à compressão do concreto aos 28 dias e a profundidade de carbonatação	64
FIGURA 2.21 –	Espessura média da camada carbonatada de concreto armado	67
FIGURA 2.22 –	Monógrafo de MEYER para a determinação da espessura estimada do concreto carbonatado.....	68
FIGURA 2.23 –	Espessura estimada do concreto carbonatado.....	69
FIGURA 2.24 –	Relação entre a distância do observador e a abertura das fissuras	71
FIGURA 2.25 –	Plano de separação entre o concreto e a armadura causada pelo assentamento plástico.....	74
FIGURA 2.26 –	Detalhe da fissura ao longo da armadura.....	74
FIGURA 2.27 –	Assentamento plástico do concreto impedido pela armação (acima) ou pelo agregado (abaixo)	75
FIGURA 2.28 –	Fissuras características de dessecação superficial	76
FIGURA 2.29 –	Fissura interna devido ao movimento da fôrma	77
FIGURA 2.30 –	Fissura de retração na ligação entre viga e pilar de inércias muito diferentes.....	78

FIGURA 2.31 –	Influência da natureza do agregado na retração do concreto	79
FIGURA 2.32 –	Retração do concreto conservado a diferentes umidades relativas do ar	79
FIGURA 2.33 –	Influência da relação água/cimento e do consumo de cimento	80
FIGURA 2.34 –	Fissuras causadas pela reação expansiva com álcali-agregado.....	82
FIGURA 2.35 –	Influência do teor de álcalis na expansão por reação alcali-sílica (12g de opala por 100g de cimento - 38° C) ..	83
FIGURA 2.36 –	Influência da quantidade de agregados reativos na expansão por reação álcali-sílica.	83
FIGURA 2.37 –	Gráfico da variação do calor médio de hidratação x tempo, levando-se em consideração o tipo de cimento curado a 21° C (fator a/c 0,40)	84
FIGURA 2.38 –	Exemplo de fissuração causado por alteração térmica externa	85
FIGURA 2.39 –	Influência do tipo de agregado no valor do coeficiente de dilatação térmica (à esquerda) e a influência da relação água/cimento na pasta de cimento (à direita)	87
FIGURA 2.40 –	Recalques de estruturas de concreto armado em pórticos	90
FIGURA 2.41 –	Armaduras posicionadas inadequadamente no consolo ...	91
FIGURA 2.42 –	Posicionamento incorreto da armadura negativa de lajes em balanço	92
FIGURA 2.43 –	Disposições das armaduras para absorver o empuxo ao vazio	92
FIGURA 2.44 –	Fissuras provocadas por esforços de tração. Ensaio de tração por compressão diametral	95
FIGURA 2.45 –	Fissuras provocadas por esforços de compressão	96
FIGURA 2.46 –	Fissuras de flexão em uma viga ensaiada em laboratório..	97
FIGURA 2.47 –	Fissuração e ruptura características de esforços de compressão em viga isostática	97

FIGURA 2.48 –	Fissuras na face inferior devido à armação insuficiente (esquerda) e devido à insuficiência de armação para o momento volvente (direita)	98
FIGURA 2.49 –	Fissuras na face superior de lajes devidas à ausência de armadura negativa	98
FIGURA 2.50 –	Fissura em viga provocada por esforços de cisalhamento	99
FIGURA 2.51 –	Fissuras provocadas por torção	99
FIGURA 2.52 –	Tensão do aço na região da fissura. Salto de tensão na armação	102
FIGURA 2.53 –	Variação do valor do salto de tensão em relação à percentagem de armação	103
FIGURA 2.54 –	Esquema da variação das tensões no concreto e de aderência, segundo a teoria Clássica	105
FIGURA 2.55 –	Distribuição em um ângulo aproximado de 45° da força da armação aplicada no concreto	106
FIGURA 2.56 –	Variação da abertura da fissura com a distância a superfície	110
FIGURA 2.57 –	Variação do comportamento de uma seção de concreto armado e uma seção de aço	112
FIGURA 2.58 –	Diagrama $\sigma \epsilon$ de um elemento fissurado	113
FIGURA 2.59 –	Distância entre as fissuras $l_{s,max}$ e gráfico de deformação do aço e do concreto em seção fissurada	126
FIGURA 2.60 –	Área efetiva tracionada	127
FIGURA 2.61 –	Influência do cobrimento de concreto e da relação água/cimento na corrosão das armaduras	130
FIGURA 2.62 –	Esquema das camadas de óxidos de ferro, conforme grau de oxigenação	132
FIGURA 2.63 –	Modelo de vida útil proposto por TUUTTI (1982)	133
FIGURA 2.64 –	Desenho esquemático do processo corrosivo na presença de oxigênio	135

FIGURA 2.65 –	Diagrama de Pourbaix ou equilíbrio de potencial pH para o sistema Fe-H ₂ O a 25°C e os domínios prováveis de corrosão.....	137
FIGURA 2.66 –	Escala volumétrica do ferro e demais óxidos de ferro	137
FIGURA 2.67 –	Pite de corrosão e processo corrosivo em ambientes contaminados por cloro	140
FIGURA 2.68 –	Efeito parede	144
FIGURA 2.69 –	Gráfico da porcentagem de fissuras com corrosão ativa em função da abertura das fissuras	147
FIGURA 2.70 –	Diagrama tensão x deformação de um corpo de prova real ($\sigma_{\text{max}} = 28$ MPa) com os módulos de elasticidade tangente e secante	151
FIGURA 2.71 –	Diagrama força x deformação para diversos estados de fissuração	152
FIGURA 2.72 –	Diagrama esquemático tensão x deformação para o agregado puro, concreto e pasta de cimento	153
FIGURA 2.73 –	Gráfico esquemático da variação da deformação total com o tempo	157
FIGURA 2.74 –	Gráfico esquemático da variação da fluência com o tempo	158
FIGURA 2.75 –	Influência da temperatura no coeficiente de fluência do concreto	159
FIGURA 2.76 –	Relação entre volume do elemento e a área exposta como o coeficiente de fluência	159
FIGURA 2.77 –	Influência da relação água/cimento com o valor da fluência	160
FIGURA 2.78 –	Gráfico da influência da umidade relativa do ar com o valor da fluência	161
FIGURA 2.79 –	Gráfico ilustrativo da recuperação da deformação de uma estrutura de concreto armado após a retirada do carregamento	161
FIGURA 2.80 –	Diagrama de momento fletor definindo l_0 , l_a e l_b	167

FIGURA 2.81 –	Estádio Panatenáico, em Atenas, Grécia	170
FIGURA 2.82 –	Estádio Panatenáico, em Atenas, reformado para abrigar os Primeiros Jogos Olímpicos da Era Moderna, em 1896. Cópia em mármore do original construído por Licurgo, em IV a.C.....	170
FIGURA 2.83 –	Maquetes da antiga Roma com as vistas externas do que teria sido o Coliseu romano	171
FIGURA 2.84 –	Vista da região central da estrutura das galerias subterrâneas do Coliseu, onde o emprego do concreto nas estruturas de base foi mais intenso	172
FIGURA 2.85 –	O estádio Panatenáico, adaptado para receber os Primeiros Jogos Olímpicos da Era Moderna	173
FIGURA 2.86 –	O Strahov Stadium de Praga	173
FIGURA 2.87 –	Maquete do estádio de futebol Maracanã, Rio de Janeiro .	175
FIGURA 2.88 –	O estádio do Maracanã é dotado de uma marquise que cobre parcialmente as arquibancadas em toda a sua circunferência	176
FIGURA 2.89 –	Vista aérea do Estádio Minas Gerais no dia da sua inauguração	176
FIGURA 2.90 –	Vista aérea do Estádio Magalhães Pinto, onde se vêem os pilares externos, as duas circulações e as vigas-parede na parte superior fazendo a ligação entre os pórticos	180
FIGURA 2.91 –	Vista aérea do Estádio Magalhães Pinto, com a grande parte da fundação executada, o setor 15 com a arquibancada concretada e, ao lado dele, o setor 16, com apenas a forma da arquibancada pronta	182
FIGURA 2.92 –	Engenheiros que participaram do projeto e da construção do Mineirão. Começando no primeiro plano, da esquerda para a direita: engenheiros Francisco Abel, Gil César, Arthur Jermann. No segundo plano, também da esquerda para a direita: Ferdinando Leitão, Selem Hissa, Cláudio Barruffini, Jorge Degow	183

FIGURA 2.93 –	Engenheiros que participaram da construção do Mineirão. Começando da esquerda: engenheiros Selem Hissa, Gil César, professor Mário Fox Drummond e engenheiro Francisco Abel	184
FIGURA 2.94 –	No destaque, os gabaritos em tamanhos naturais feitos no chão para se montarem as armações, já dobradas	186
FIGURA 2.95 –	Planta esquemática contendo a localização dos setores, numerados de 1 a 28	188
FIGURA 2.96 –	Croquis de um setor típico, composto de quatro pórticos principais	188
FIGURA 2.97 –	Estrutura da fundação. No alinhamento são mostrados os blocos dos pilares centrais, ligados por vigas baldames ...	189
FIGURA 2.98 –	Croquis da estrutura do pilar externo mostrando a seção em forma de T na região entre a viga da arquibancada e a cobertura	190
FIGURA 2.99 –	Fac-símile de croquis feito durante a obra do Mineirão da forma da rótula dos pilares externos	191
FIGURA 2.100 –	Fotografia tirada antes da concretagem do pilar externo, em que são mostrados os pinos de ligação entre a fundação e o pilar	192
FIGURA 2.101 –	Fotografia tirada durante a montagem da armação dos pilares externos, no nível acima da viga da arquibancada	193
FIGURA 2.102 –	Fac-símile de um trecho e detalhes da forma e armação dos pilares internos	194
FIGURA 2.103 –	Fac-símile de parte da forma, onde é mostrado o corte do tramo em balanço da viga da arquibancada	195
FIGURA 2.104 –	Fac-símile da forma, onde é mostrado o corte do tramo entre os pilares externo e interno da viga da arquibancada	196
FIGURA 2.105 –	Armações das vigas da arquibancada nas seções mais solicitadas. À esquerda a armação do balanço, à direita	

	superior armação rente ao pilar interno e abaixo armação rente ao pilar externo	197
FIGURA 2.106 –	Armações, ainda incompletas, de uma viga da arquibancada na região próxima ao pilar externo	197
FIGURA 2.107 –	Vista aérea de detalhe da estrutura da cobertura do Mineirão, antes a execução da impermeabilização	199
FIGURA 2.108 –	Fac-símile do projeto das “barras estabilizadoras” das vigas da cobertura	200
FIGURA 2.109 –	Croquis da seção transversal da seção mais solicitada da viga da cobertura	201
FIGURA 2.110 –	Armações da viga e laje da cobertura. No destaque as armações de reforço dos furos	202
FIGURA 2.111 –	Croquis da fachada externa do Mineirão	203
FIGURA 2.112 –	Foto tirada durante a construção, na qual pode-se observar, em destaque, a seqüência executiva da viga de fachada	204
FIGURA 2.113 –	Foto tirada durante a construção do Estádio, em que se pode ver o sistema estrutural das circulações. Ligando os pilares centrais, já armados, vê-se a viga faixa com suas armações ainda não concluídas. Ao lado, os tijolos já arrumados das lajes nervuradas	205
FIGURA 2.114 –	Estrutura da circulação superior já concretada, aguardando a execução do pilar externo e da estrutura da arquibancada. Em destaque é mostrado o nicho para encaixe do consolo da pilar externo	206
FIGURA 2.115 –	Nesta foto são registrados os momentos finais da construção das estruturas do Mineirão. Encontravam-se escorados com andaimes metálicos os setores 1, 5 e 11 ...	207
FIGURA 2.116 –	Diagrama de esforço cortante dos pórticos da junta de dilatação, para cargas totais e permanentes (entre parênteses), em kN	209

FIGURA 2.117 –	Diagrama de esforço cortante dos pórticos centrais, para cargas totais e permanentes (entre parênteses), em kN	209
FIGURA 2.118 –	Diagrama momento fletor dos pórticos da junta de dilatação, para cargas totais e permanentes (entre parênteses), em kN.m	210
FIGURA 2.119 –	Diagrama momento fletor dos pórticos centrais, para cargas totais e permanentes (entre parênteses), em kN.m.	210
FIGURA 3.1 –	Croquis da estrutura mostrando pilares externos, as vigas-parede, vigas de composição da fachada e vigas da circulação	214
FIGURA 3.2 –	Foto atual da fachada do Mineirão	214
FIGURA 3.3 –	Vista interna do Mineirão, mostrando a laje da cobertura, os degraus da arquibancada e, na parte de baixo, a Geral	215
FIGURA 3.4 –	Foto da época da construção, na qual estão registrados os espaços vazios entre as vigas da arquibancada, denominados de caixões-perdidos	216
FIGURA 3.5 –	Croquis com a localização da viga e lajes da arquibancada, pilares externo e interno	217
FIGURA 3.6 –	Levantamento típico das patologias nos pilares externos do Mineirão. Croquis original do levantamento das patologias.....	222
FIGURA 3.7 –	Esquema típico das patologias mais comuns nas vigas-parede do Mineirão. Croquis original do levantamento das patologias	225
FIGURA 3.8 –	Foto com a identificação da viga da composição da fachada	228
FIGURA 3.9 –	Foto com a identificação das vigas das circulações	230
FIGURA 3.10 –	Esquema típico das patologias mais comuns nas vigas das circulações externas. Croquis original utilizado no levantamento das patologias para cada setor	233

FIGURA 3.11 –	Esquema típico das patologias mais comuns nas vigas da cobertura. Croquis original utilizado no levantamento das patologias	234
FIGURA 3.12 –	Fac-símile do projeto original da estrutura da cobertura do Mineirão, mostrando a demarcação das espessuras diferenciadas da laje	237
FIGURA 3.13 –	Esquema típico das patologias mais comuns nas vigas da arquibancada. Croquis original utilizado no levantamento das patologias	239
FIGURA 3.14 –	Gráficos de barras contendo os percentuais das manifestações patológicas dos pilares externos	241
FIGURA 3.15 –	Gráfico de barras contendo as manifestações patológicas dos pilares externos, analisados por setor	241
FIGURA 3.16 –	Imagem do pórtico típico com as cromo-tensões de compressão (kg/cm^2) desenhadas para cargas totais	243
FIGURA 3.17 –	Ampliação da região superior do pilar externo apresentando as tensões de compressão (kgf/cm^2)	244
FIGURA 3.18 –	Ampliação da região da ligação entre o pilar externo e a viga da arquibancada mostrando as tensões de compressão (kgf/cm^2)	244
FIGURA 3.19 –	Na foto da esquerda é mostrado um exemplo de fissura a 45° no canto superior do pilar. À direita, uma fissura horizontal também na parte superior dos pilares externos (fissura realçada). Ambas as fissuras têm origem na concentração de tensões nesta região	245
FIGURA 3.20 –	Fissura causada pela corrosão da armação do pilar	246
FIGURA 3.21 –	Armação, ainda não concluída, da região da ligação entre o pilar externo e a viga da cobertura	247
FIGURA 3.22 –	Armação da região da ligação entre o pilar externo e a viga da cobertura	248
FIGURA 3.23 –	Armação da região da ligação entre o pilar externo e a viga da arquibancada	248

FIGURA 3.24 –	Falha de concretagem, expondo as armações do pilar no nível da viga-parede	250
FIGURA 3.25 –	Lixiviação de hidróxido de cálcio no alinhamento de uma fissura horizontal	251
FIGURA 3.26 –	Corrosão já instalada em uma armação principal e estribos do pilar	252
FIGURA 3.27 –	Corrosão nos estribos causada pelo pequeno cobrimento e pela presença de falhas de concretagem de pequeno tamanho	253
FIGURA 3.28 –	Corrosão nas armações de um pilar externo	254
FIGURA 3.29 –	Foto da época da construção de um dos pilares externos, com algumas pastilhas de cobrimento das armaduras já colocadas	254
FIGURA 3.30 –	Fixação de alambrado na armação do pilar externo	255
FIGURA 3.31 –	Gráficos de barras contendo os percentuais das manifestações patológicas das vigas-parede	256
FIGURA 3.32 –	Gráfico de barras contendo as manifestações patológicas das vigas-parede, analisadas por setor	257
FIGURA 3.33 –	Fissuras com inclinação próxima a 45° nos apoios da viga-parede	258
FIGURA 3.34 –	Detalhe das fissuras a 45° no apoio de uma viga-parede ..	258
FIGURA 3.35 –	Croquis mostrando a mesa comprimida do pilar externo apoiando-se na viga da arquibancada e na viga-parede	259
FIGURA 3.36 –	Fac-símile do projeto estrutural (planta e corte) da região de ligação da viga-parede, pilar externo, viga e laje da arquibancada	259
FIGURA 3.37 –	Foto de uma viga parede fissurada na região central. Ao lado é mostrado, em detalhe, outra fissura vertical central	260
FIGURA 3.38 –	Fissura horizontal na viga-parede no nível da calha da cobertura	261
FIGURA 3.39 –	Falhas de concretagem na viga-parede	262

FIGURA 3.40 –	Corrosão nas armações positivas da viga-parede	263
FIGURA 3.41 –	Recuo da viga da fachada em relação à viga-parede	266
FIGURA 3.42 –	Gráfico de barras contendo os percentuais das manifestações patológicas das vigas da circulação	267
FIGURA 3.43 –	Gráfico de barras contendo as manifestações patológicas das vigas da circulação, analisadas por setor	268
FIGURA 3.44 –	Viga da circulação e consolo do pilar externo já recuperado, mas apresentando fissuras e pontos de corrosões	269
FIGURA 3.45 –	Consolo fissurado não recuperado	270
FIGURA 3.46 –	Gráficos de barras contendo os percentuais das manifestações patológicas das vigas da cobertura	271
FIGURA 3.47 –	Pequena falha de concretagem causada por assentamento plástico do concreto	272
FIGURA 3.48 –	Fissuras de retração hidráulica na face lateral da viga de cobertura	273
FIGURA 3.49 –	Croquis da armação principal longitudinal, presente na seção transversal da viga da cobertura na região de momento máximo	275
FIGURA 3.50 –	Foto mostrando as armações de uma viga da cobertura tirada durante a construção do Mineirão	275
FIGURA 3.51 –	Foto da viga de cobertura na região do pilar externo. Observa-se a elevada densidade de armação na parte superior	276
FIGURA 3.52 –	Pequeno trecho da viga de cobertura escarificado, mostrando a corrosão da armação principal de flexão	276
FIGURA 3.53 –	Lixiviação de hidróxido de cálcio pelas fissuras da viga da cobertura	278
FIGURA 3.54 –	Lixiviação de hidróxido de cálcio pelos poros do concreto.....	278
FIGURA 3.55 –	Foto mostrando a recuperação da viga da cobertura que apresentava corrosão da armação destinada a combater as fissuras de retração	279

FIGURA 3.56 –	Foto tirada recentemente, registrando as armações aparentes	280
FIGURA 3.57 –	Gráfico representativo dos dados da TAB.3.14	282
FIGURA 3.58 –	Lixiviação de hidróxido de cálcio nas juntas de concretagem das lajes da cobertura	283
FIGURA 3.59 –	Lixiviação de hidróxido de cálcio no alinhamento da variação de espessura da laje	285
FIGURA 3.60 –	Lixiviação de hidróxido de cálcio contaminada com óxido de ferro	287
FIGURA 3.61 –	Exemplo de setor que apresenta manchas generalizadas de oxidação das armações, semelhante o raio X	288
FIGURA 3.62 –	Corrosão das armações na região da junta de dilatação ...	290
FIGURA 3.63 –	Corrosão das armações devido ao pequeno cobrimento na região da pingadeira	291
FIGURA 3.64 –	Gráficos de barras contendo os percentuais das manifestações patológicas das vigas da arquibancada	292
FIGURA 3.65 –	Indicador de carbonatação, solução de fenolftaleína, aplicada em uma viga da cobertura	294
FIGURA 3.66 –	Indicador de carbonatação, solução de fenolftaleína, aplicado em um corpo de prova	295
FIGURA 3.67 –	Profundidades de carbonatação dos pilares externos	297
FIGURA 3.68 –	Profundidade de carbonatação nos pilares internos	297
FIGURA 3.69 –	Profundidade de carbonatação nos consolos da circulação	298
FIGURA 3.70 –	Detalhe da armação principal de um consolo da circulação recuperado	298
FIGURA 3.71 –	Fotografia da ocasião da recuperação dos consolos da circulação	299
FIGURA 3.72 –	Profundidade de carbonatação das vigas da cobertura	299
FIGURA 3.73 –	Profundidade da carbonatação em um das vigas da arquibancada	300
FIGURA 3.74 –	Profundidade da carbonatação das lajes da cobertura	300

FIGURA 3.75 –	Corrosão já instalada em um das vigas da cobertura. Observa-se o pequeno cobrimento da mesma, tendo sido isto a causa da corrosão	301
FIGURA 3.76 –	Corrosão já instalada no estribo e costela da viga da cobertura	302
FIGURA 3.77 –	Corrosão já instalada em uma armação principal e estribos do pilar externo	303
FIGURA 3.78 –	Corrosão da armação de pilar interno	304
FIGURA 3.79 –	Profundidades de carbonatação separadas por tipos de elemento pesquisado	304
FIGURA 3.80 –	Relação entre profundidade de carbonatação e resistência à compressão do concreto do Mineirão	306
FIGURA 3.81 –	Expectativa de profundidade de carbonatação para os pilares externos	307
FIGURA 3.82 –	Expectativa de profundidade de carbonatação para as vigas da cobertura	308
FIGURA 3.83 –	Expectativa de profundidade de carbonatação para as vigas da arquibancada	308
FIGURA 3.84 –	Expectativa de profundidade de carbonatação para os pilares internos	309
FIGURA 3.85 –	Localização das vigas de cobertura em que foram feitos os levantamentos das fissuras – setores 20 ao 25	312
FIGURA 3.86 –	Localização das vigas de arquibancada em que foram feitos os levantamentos das fissuras – setores 19 ao 25.....	312
FIGURA 3.87 –	Demarcação da região onde foi feita a leitura da abertura das fissuras nas vigas das juntas de dilatação	314
FIGURA 3.88 –	Fotografia de uma viga da cobertura analisada. Algumas fissuras foram realçadas com giz branco	315
FIGURA 3.89 –	Fotografia mostrando as fissuras existentes em um trecho de um metro. Para melhor visualização, as fissuras foram realçadas com giz	315

FIGURA 3.90 –	Fac-símile do croqui utilizado no levantamento das fissuras e de outras patologias observadas na viga da cobertura do pórtico interno 21C. Os valores colocados em cima do croqui da viga representam o número de fissuras existentes por metro.	316
FIGURA 3.91 –	Fac-símile de um dos croquis utilizados no levantamento das fissuras e das patologias observadas no tramo b da viga da arquibancada dos pórticos 25C e 25D	317
FIGURA 3.92 –	Localização das seções analisadas das vigas da cobertura e vigas da arquibancada.	318
FIGURA 3.93 –	Foto de viga de cobertura do pórtico central escarificada, para a pesquisa do grau de corrosão das armações	328
FIGURA 3.94 –	Fotografia aérea mostrando o setor 15 (à direita) com a estrutura da arquibancada pronta, o setor 16 com a forma em execução e, no canto superior esquerdo, o gabarito que serviu para alojar e verificar o posicionamento do aço dobrado do setor 15	331
FIGURA 3.95 –	Planta esquemática do Mineirão com a localização do setor 15	332
FIGURA 3.96 –	Vista lateral externa da montagem da forma e do escoramento do pilar externo e viga da arquibancada	333
FIGURA 3.97 –	Vista interna da forma e do escoramento das lajes e vigas da arquibancada do setor 15, que serviu como setor piloto para possíveis adequações executivas	334
FIGURA 3.98 –	Croquis do projeto original do pórtico do setor 15, que serviu de piloto para a construção	335
FIGURA 3.99 –	Setor 15 com a arquibancada já concretada segundo a geometria original. Do lado esquerdo, observa-se a forma inferior da laje feita em madeirite para a execução do setor 16, que ainda está com a mesma inclinação da face inferior da viga do setor 15	335

FIGURA 3.100 –	Fotografia aérea do Mineirão em construção com a arquibancada do setor 15 já concretada e a forma da arquibancada do setor 16 sendo executada	338
FIGURA 3.101 –	Croquis do projeto das estruturas principais do setor 15, antes de serem introduzidas as modificações estruturais ..	339
FIGURA 3.102 –	Croquis do projeto das estruturas principais dos demais setores do Mineirão, após a alteração necessária da viga da arquibancada	339
FIGURA 3.103 –	Na estrutura do lado direito, a viga principal da arquibancada com altura aproximada de 180cm na região do engaste no pilar 100 e no lado esquerdo do setor 16, com a forma alterada conforme novo projeto	340
FIGURA 3.104 –	Fotografia documentando a prova de carga realizada no setor 15, após a alteração da estrutura. Observar que nessa ocasião a cobertura já estava concluída.	342
FIGURA 3.105 –	Fotografia documentando a prova de carga realizada no setor 13	343
FIGURA 3.106 –	Fotografia documentando a prova de carga realizada em setor não identificado	343
FIGURA 3.107 –	Locação dos pontos de leitura nos níveis medidos em levantamento topográfico após 30 anos do descimbramento da viga da arquibancada. A figura da esquerda representa uma elevação esquemática e a da direita, a planta esquemática da arquibancada com a locação dos pontos de leitura	344
FIGURA 3.108 –	Armação de uma viga e laje da cobertura sendo vistoriadas por engenheiros	346
FIGURA 3.109 –	Sistema de escoramento das estruturas da cobertura	347
FIGURA 3.110 –	Fotografia dos caixotes de areia colocados sob o escoramento metálico	348

FIGURA 3.111 –	Fac-simile do gráfico do acompanhamento das flechas de duas vigas da cobertura no período aproximado de 30 dias após o descimbramento	353
FIGURA 3.112 –	Localização dos pontos de leitura dos níveis medidos em levantamento topográfico das flechas da cobertura decorridos 30 anos do descimbramento	354
FIGURA 3.113 –	Modelo estrutural, em pórtico plano	357
FIGURA 3.114 –	Gráfico da evolução estimada da resistência com o tempo dos concretos utilizados no cálculo dos elementos da cobertura	361
FIGURA 3.115 –	Gráfico da evolução estimada da resistência com o tempo dos concretos utilizados nos elementos da arquibancada	361
FIGURA 3.116 –	Croquis da seção transversal das vigas da cobertura e arquibancada	364
FIGURA 3.117 –	Cobertura do setor 15 — gráfico de valores relativos das flechas medidas e das flechas calculadas	368
FIGURA 3.118 –	Gráficos característicos da perda da rigidez de vigas superarmadas de C.A.R. ensaiadas na LAEES - UFMG ..	369
FIGURA 3.119 –	Gráfico característico da perda de rigidez de paredes em concreto armado	369
FIGURA 3.120 –	Gráfico de valores relativos entre flechas calculadas e medidas das vigas dos setores 8 e 12, da cobertura, considerando-se descimbramento aos 10 dias	372
FIGURA 3.121 –	Gráfico de valores relativos entre flechas calculadas e medidas das vigas dos setores 8 e 12, da cobertura, considerando-se descimbramento aos 21 dias	372
FIGURA 3.122 –	Gráfico de valores relativos da flecha medida e das flechas calculadas da arquibancada, considerando-se sobrecarga de $6,0 \text{ kN/m}^2$	374

FIGURA 3.123 – Gráfico de valores relativos da flecha medida e das flechas calculadas da arquibancada, com sobrecarga de 2500 homens equivalentes a 3,45 kN/m ²	375
FIGURA 3.124 – Evolução das flechas medidas na viga da radial 25, setor 8, em um período de 30 dias e as expectativas calculadas segundo as normas	377
FIGURA 3.125 – Evolução das flechas medidas na viga da radial 24, setor 8, em um período de 30 dias e as expectativas calculadas segundo as normas	377
FIGURA 3.126 – Gráfico das médias das flechas medidas nas vigas do setor 8 e as calculadas com base em algumas normas	379
FIGURA 3.127 – Gráfico das médias das flechas medidas nas vigas da cobertura e as calculadas segundo algumas normas	380
FIGURA 3.128 – Gráfico de valores relativos da flecha medida e das flechas calculadas após 11000 dias, segundo as normas CEB/61, CEB/90 e NBR 6118:2003	384

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 –	Relação de alguns congressos e simpósios com o número de páginas dedicadas ao tema Durabilidade de Estruturas de Concreto	17
TABELA 2.2 –	Classificação dos ambientes segundo as normas NB1/60 e NBR6118:2003	32
TABELA 2.3 –	Classificação dos ambientes segundo o CEB/90	32
TABELA 2.4 –	Tempo de cura sugerido pelas normas NB1/60, NBR 14931:2003 e CEB/90	36
TABELA 2.5 –	Espessura mínima de cobrimento pelas normas NB1/60, NBR 6118:2003 e CEB/90	37
TABELA 2.6 –	Concentração de Dióxido de Carbono (CO ₂) de acordo com o ambiente	49
TABELA 2.7 –	Influência do fator <i>a/c</i> na profundidade de carbonatação .	59
TABELA 2.8 –	Tempo (anos) necessário para se carbonatar 10 e 20 mm de concreto com os respectivos fatores água/cimento	60
TABELA 2.9 –	Classificação da agressividade do meio de acordo com a concentração de CO ₂	62
TABELA 2.10 –	Resumo dos fatores que influenciam no aumento da espessura de carbonatação	70
TABELA 2.11 –	Valores limites de recalques, sugeridos por vários pesquisadores	89
TABELA 2.12 –	Valores limites para deslocamentos segundo a NBR 6118:2003	90
TABELA 2.13 –	Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental	122
TABELA 2.14 –	Classe de agressividade ambiental	123
TABELA 2.15 –	Valores de tensão, diâmetro e espaçamento que dispensam a verificação da fissuração	123
TABELA 2.16 –	Classes de exposição e abertura de fissuras	125

TABELA 2.17 –	Valores de β e τ_{bk}	128
TABELA 2.18 –	Nível de corrosão associado à intensidade da corrente elétrica.	138
TABELA 2.19 –	Concentrações máximas de íons cloretos (Cl^-) permitidas pelas normas NBR– 6118:2003 e CEB/90	142
TABELA 2.20 –	Leitura de potenciais eletroquímicos x espessura do revestimento das armações	145
TABELA 2.21 –	Porcentagens de redução de área provocada pela corrosão em armações desprotegidas e protegidas	145
TABELA 2.22 –	Fatores que interferem na fluência e seu grau de influência	160
TABELA 2.23 –	Valores do coeficiente φ_a	163
TABELA 2.24 –	Valores do coeficiente $\xi(t)$ para cada tempo de flecha diferida	164
TABELA 2.25 –	Fator de correção η para estimar a deformação	166
TABELA 2.26 –	Valores limites de deformação segundo a NBR 6118:2003	168
TABELA 2.27 –	Verificação das condições de segurança no Estado Limite Último	211
TABELA 3.1 –	Listagem dos elementos estruturais analisados, porcentagem em relação à área total e condições ambientais (micro-clima)	218
TABELA 3.2 –	Resumo das patologias encontradas nos pilares externos .	223
TABELA 3.3 –	Resumo das patologias encontradas nos pilares externos, por setor	224
TABELA 3.4 –	Resumo das patologias encontradas nas vigas–parede	226
TABELA 3.5 –	Resumo das patologias encontradas nas vigas-parede, por setor	227
TABELA 3.6 –	Leitura das aberturas das fissuras inclinadas a 45°, verificadas na parte interna das paredes (31 pontos de medidas)	227
TABELA 3.7 –	Resumo das patologias encontradas nas vigas da fachada	229

TABELA 3.8 –	Resumo das patologias encontradas nas vigas de fachada, por setor	229
TABELA 3.9 –	Resumo das patologias encontradas nas vigas das circulações	231
TABELA 3.10 –	Resumo das patologias encontradas nas vigas das circulações, por setor	232
TABELA 3.11 –	Resumo das patologias encontradas nas vigas da cobertura	235
TABELA 3.12 –	Resumo das patologias encontradas nas lajes da cobertura	238
TABELA 3.13 –	Resumo das patologias encontradas nas vigas da arquibancada	240
TABELA 3.14 –	Resumo dos percentuais de manifestações patológicas incidentes	281
TABELA 3.15 –	Profundidades de carbonatação de elementos estruturais do Mineirão	296
TABELA 3.16 –	Viga da cobertura — junta de dilatação. Espaçamento (s_{fm}) e abertura (w_k) das fissuras calculadas segundo as normas NB-1/60, NBR 6118:2003, CEB/78 e CEB/90 e média dos valores coletados <i>in-loco</i> (em milímetros)	321
TABELA 3.17 –	Viga da cobertura — pórticos centrais. Espaçamento (s_{fm}) e abertura (w_k) das fissuras calculadas segundo as normas NB-1/60, NBR 6118:2003, CEB/78 e CEB/90 e média dos valores coletados <i>in-loco</i> (em milímetros)	322
TABELA 3.18 –	Viga da arquibancada. Espaçamento (s_{fm}) e abertura (w_k) das fissuras calculadas segundo as normas NB-1/60, NBR 6118:2003, CEB/78 e CEB/90 e média dos valores coletados <i>in-loco</i> (em milímetros).	323
TABELA 3.19 –	Valores das resistências à compressão dos concretos das vigas da arquibancada dos setores 14 e 16, nas idades de 7 e 28 dias	341

TABELA 3.20 –	Níveis medidos das flechas das vigas da arquibancada após 30 anos	345
TABELA 3.21 –	Valores das resistências à compressão dos concretos das vigas de cobertura dos setores 14 e 17, nas idades de 7 e 28 dias	351
TABELA 3.22 –	Flechas imediatas medidas nas vigas de cobertura dos setores 12 e 15	352
TABELA 3.23 –	Níveis medidos das extremidades das vigas de cobertura em 09/09/68 e 30/09/68	354
TABELA 3.24 –	Níveis medidos das vigas de cobertura com a idade de 30 anos. Temperatura média de 18°C	355
TABELA 3.25 –	Valores estimados das resistências à compressão dos concretos com idade de 10 e 21 dias, com base nos dados dos ensaios aos 7 e 28 dias	360
TABELA 3.26 –	Valores dos módulos de elasticidades dos concretos com idade de 10 e 21 dias	362
TABELA 3.27 –	Combinações de dados, módulo de elasticidade e inércia escolhidos para os pórticos, visando ao estudo das flechas das vigas da cobertura	365
TABELA 3.28 –	Combinações de dados, módulo de elasticidade e inércia escolhidos para os pórticos da arquibancada, visando ao estudo das flechas das vigas em balanço	365
TABELA 3.29 –	Inércias de cada seção transversal mediana dos 10 trechos da viga de cobertura, nos estádios I e II e a respectiva inércia equivalente de Branson (NBR 6118:2003)	366
TABELA 3.30 –	Momento de fissuração e momento atuante para cada seção transversal da viga de cobertura	367
TABELA 3.31 –	Setor 15 cobertura – Valores das flechas imediatas, medidas após o descimbramento, e as flechas calculadas com a idade do concreto de 21 dias, considerando-se	

	carga permanente, os estádios I , II e a rigidez equivalente de Branson	367
TABELA 3.32 –	Setores 8 e 12 – Valores das flechas imediatas medidas (milímetro) após o descimbramento com idades do concreto de 10 e 21 dias, e flechas calculadas considerando-se carga permanente e os estádios I e II e rigidez equivalente de Branson	371
TABELA 3.33 –	Valores de flechas (milímetro) calculadas para a arquibancada com sobrecarga de 6,0 kN/m ² e 3,45 kN/m ² com idade superior a 28 dias, Estádios I e II e módulos de elasticidades de acordo com o CEB/61, CEB/90 e NBR 6118:2003	374
TABELA 3.34 –	Flechas medidas nas vigas da cobertura nas idades de zero à 11000 dias do setor 8	379
TABELA 3.35 –	Flechas medidas nas idades de zero a 11000 dias nas vigas da cobertura	380
TABELA 3.36 –	Flechas medidas na idade de 11000 dias nas vigas da arquibancada	382
TABELA 3.37 –	Flechas na idade de 11000 dias nas vigas da arquibancada (mm)	383

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo comparativo das principais patologias observadas na estrutura de concreto armado do Estádio Magalhães Pinto (“Mineirão”), localizado em Belo Horizonte – MG, tendo como referência as prescrições das normas atuais.

Partindo dos dados obtidos de levantamentos das patologias dessa grande estrutura, fez-se a análise quantitativa das incidências patológicas, classificando-as de acordo com a origem de sua formação. Baseando-se nas prescrições de durabilidade da norma NBR 6118:2003 e do CEB/90, este estudo avalia os efeitos da adoção de tais procedimentos.

A estrutura analisada é uma grande obra em concreto armado aparente, com cargas atuantes bem definidas, atualmente com a idade de 40 anos e que não sofreu fortes intervenções restauradoras ou de recuperação nesse período, mantendo, pois, sua quase total originalidade. Analisa-se também a relação da espessura de carbonatação e a posição das armações existentes que se apresentam corroídas, visando ao esclarecimento do surgimento dessas manifestações patológicas.

Realiza-se, ademais, um estudo comparativo entre os cálculos de previsão de espaçamento e abertura de fissuras, com os dados coletados *in-loco* em vigas que suportam carregamentos distintos; sendo os cálculos feitos de acordo com as normas hoje atuais, NBR 6118:2003 e CEB/90, e a antiga NB1/60, vigente à época do projeto e construção do Estádio.

Por fim, analisa-se o comportamento das vigas em balanço da estrutura do Estádio, da cobertura e da arquibancada, no que diz respeito tanto às flechas imediatas quanto àquelas ocorridas ao longo do tempo, sob a ação de cargas permanentes e acidentais.

Dentro dos limites dos dados obtidos e das análises realizadas, as conclusões reforçam a importância do cumprimento das normas e da preservação das estruturas, favorecendo sua “durabilidade, segurança, aparência, conforto do usuário e utilização funcional” (NBR 6118:2003), objetos técnicos do presente estudo.

ABSTRACT

The present study is a comparative analysis of the main pathologies observed at the reinforced concrete structure of the Magalhães Pinto Stadium (“Mineirão”), located in Belo Horizonte – MG, having as reference the norms in force at present.

Data collected about the pathologies of this great structure in apparent reinforced concrete were used to perform a quantitative analysis of those pathological incidences, and classification of them in agreement with the origin of their formation. The prescriptions of durability included in the norms NBR 6118:2003 and CEB/90 constituted the main guidance for the study, projecting the possible effects of adopting such procedures.

The analyzed structure is a 40 year–old building of great proportions, built in apparent reinforced concrete, with well defined active loads, and which didn't suffer strong restoring interventions or recovery up to now, maintaining, therefore, its almost total originality.

At the study it is also analyzed the relationship of the carbonation thickness and the position of the existent frames affected by corrosion, seeking to explain the presence of those pathologic manifestations.

A comparative study have also been made on the calculations of cracks spacing and width, as compared to the data collected in–loco in two beams that support distinct loads; the calculations were performed using both the present norms NBR 6118:2003 and CEB/90 and the earlier NB1/60, the norm effective at the time of the project and construction of the Stadium.

Finally, the behavior of deformations found at the Stadium roof and stalls is analyzed, in both the instantaneous deflections and in the longtime deflections of the cantilever beams of the structure, under the action of permanent and accidental loads.

Within the limits of the obtained data and of the accomplished analyses, the study brought to several conclusions in support to the strict use of the norms and preservation

of building structures in favor of their durability and serviceability – as defined at the NBR6118:2003 – the technical object of present study.

1

INTRODUÇÃO

No início dos anos 70, os materiais da construção civil destinados à execução do concreto armado evoluíram de forma significativa, principalmente os cimentos. Utilizando novas tecnologias e equipamentos, as fábricas de cimento passaram a oferecer no mercado um cimento com grãos mais finos e ricos em adições minerais. Este novo produto propiciava ao concreto um rápido crescimento de resistência nas primeiras idades e uma resistência final também maior. Cientes desta evolução, as empresas fornecedoras de concreto, os tecnólogos e os engenheiros de materiais passaram a utilizar uma quantidade menor de cimento por volume de concreto executado, resultando nas mesmas resistências antes auferidas. Com o grão de cimento mais fino, era necessária a utilização de maior quantidade de água para se fazer a mistura, a fim de se obter a mesma trabalhabilidade, elevando-se assim o fator água-cimento. Desta forma, os concretos apresentavam a mesma *performance* de resistências inicial e final dos concretos anteriormente conhecidos, com significativa economia no custo da construção.

Com o passar dos anos, percebeu-se que esses concretos, feitos a partir dos novos procedimentos, tornaram-se verdadeiras “bombas relógios”. Ao se reduzir a quantidade

do material alcalino, oriundo do cimento, e o consecutivo aumento da quantidade de água, obteve-se um concreto poroso, mais permeável e cuja proteção química, oferecida pelos álcalis do cimento ao aço, mostrou-se insuficiente. Isso levou, de modo geral, a um elevado número de ocorrências de patologias em estruturas de concreto, principalmente com grande incidência de casos de corrosão das armações.

Somando-se aos fatores anteriormente mencionados, devido ao processo acelerado do desenvolvimento de nosso país, no final da década de 1970, algumas obras foram realizadas em ritmo intenso, ficando a desejar a questão da qualidade e da durabilidade das estruturas de concreto armado. Além disso, a má qualificação da mão-de-obra contribuiu para que várias obras dessa época, sobretudo as do final da década de 1970, apresentem hoje um estado de degradação acentuada.

Por outro lado, as normas brasileiras daquela época não acompanhavam a evolução das tecnologias dos materiais, apresentando-se defasadas.

A falta de manutenção preventiva nas obras construídas também foi um importante fator de agravamento das degradações apresentadas nas estruturas de concreto.

Os pesquisadores, engenheiros e técnicos questionavam: “Combien de temps doit durer un ouvrage en béton?”¹ (BARON, 1992) e se seria possível mensurar a durabilidade das estruturas de concreto, já que as obras feitas, seguindo-se as normas vigentes e com os novos materiais, não apresentavam durabilidade suficiente para resistirem às condições ambientais impostas.

As respostas a estas indagações foram obtidas nas décadas de 1980 e 1990, por meio de estudos desenvolvidos por pesquisadores sobre a durabilidade de elementos de concreto submetidos a diversas condições ambientais, buscando reverter o quadro de incidências patológicas criadas.

¹ Tradução: “Por quanto tempo irá durar uma obra em concreto?”

A evolução dos conhecimentos técnicos e as experiências adquiridas sobre durabilidade das estruturas de concreto conduziram às reformulações de normas e procedimentos, passando essas novas normas a apresentar importantes diretrizes e exigências de qualidade de projeto e construção, assim como novas condutas de manutenção necessárias às estruturas de concreto. Na Europa, foi editado o CEB-FIP Model Code 1990 (CEB/90), no ano de 1990, e no Brasil, em 2003, foi editada a norma brasileira, NBR 6118:2003, contendo alterações importantes no campo da durabilidade das estruturas de concreto, resultado de dez anos de trabalhos de uma Comissão de Estudos formada pelo Comitê Brasileiro da Construção Civil, COBRACON CB-2.

De acordo com a norma brasileira atual, NBR 6118:2003, se todas as suas prescrições, deveres e condições relativas à durabilidade, ao Estado Limite Último e ao Estado Limite de Serviço forem atendidas, se houver as manutenções preventivas como definidas em projeto e contando que não haja alteração das condições ambientais para as quais a estrutura de concreto foi projetada, essas estruturas terão sua durabilidade garantida, observadas também as manutenções essenciais definidas durante o projeto.

Tomando-se essa afirmação como verdadeira, foi escolhido como objeto de estudo para a presente dissertação, uma obra de concreto armado aparente de grande porte, com idade significativa e cujos elementos estruturais não houvessem passado por interferência de reparos ou de recuperação estrutural, para se verificar o seu comportamento, a degradação e anomalias existentes no concreto aparente, frente às agressões do meio ambiente urbano e às suas condições de uso em serviço. Desta forma, a partir da constatação e dos levantamentos dos locais onde foram observadas as ocorrências de patologias, foram pesquisados argumentos nas normas vigentes para justificar o aparecimento de cada deterioração identificada.

A escolha do objeto de estudo recaiu sobre a estrutura do Estádio Magalhães Pinto, chamado de Mineirão, em Belo Horizonte, MG, por se tratar de uma grande obra, construída em concreto armado aparente, e por ter quase 40 anos de idade.

Por ser uma estrutura modular, o levantamento e a apuração sistemática das patologias pôde ser feita de forma a possibilitar a comparação de deteriorações entre os seus diversos setores.

A descrição minuciosa dos elementos estruturais analisados, os materiais, os traços de concretos e as práticas executivas utilizadas são apresentados nos itens 2.7 e 2.8 deste trabalho.

Esta dissertação faz o paralelismo entre os procedimentos de durabilidade de estruturas de concreto das normas atuais (NBR 6118:2003 e o CEB/90) e da norma brasileira vigente na época do projeto e da construção do Estádio, Norma Brasileira NB1/1960 (NB1/60), buscando subsídios reais para justificar as exigências da NBR 6118:2003 e do CEB/90.

Por se tratar de uma análise comparativa de condutas normativas, o item inicial 2.1 da revisão bibliográfica desta dissertação relata brevemente a cronologia das normas nacionais e estrangeiras, visando a situar o leitor no contexto técnico da época e das tecnologias dos materiais disponíveis aos engenheiros e técnicos na década de 1950 e início dos anos 1960. São destacadas as principais alterações ocorridas nas normas atuais, em consequência dos avanços do conhecimento sobre durabilidade das estruturas de concreto armado.

O levantamento das patologias constituiu-se da vistoria de 560 elementos de concreto armado aparente do Mineirão, entre pilares, vigas, lajes e consolos, anotando as incidências patológicas existentes em croquis próprios, feitos para cada elemento estrutural. Nos levantamentos e análises dos dados feitos das patologias, buscou-se categorizar a origem de cada anomalia e apontar as causas prováveis, de acordo com as classificações e argumentos apresentados nos itens 2.2, 2.3 e 2.4 desta dissertação. A análise quantitativa dos dados coletados no Mineirão é apresentada no item 3.2.

No item 2.3 é feita a revisão bibliográfica, incluindo-se conceitos básicos da carbonatação e teorias de previsão e evolução da espessura de concreto carbonatado

com o tempo. Esses estudos iniciais são a base teórica para o desenvolvimento e análise das leituras feitas das espessuras de carbonatação, medidas em alguns elementos estruturais pesquisados. Utilizaram-se formulações de evolução da carbonatação propostas por diversos pesquisadores, comparando-as com as espessuras de carbonatações medidas. Os itens 3.2 (levantamento e análise das patologias) e 3.3 (levantamento e análise das carbonatações) são interrelacionados, visando justificar a incidência de algumas corrosões por meio do posicionamento das armações em relação à localização da frente de carbonatação verificada.

As fissuras observadas foram classificadas de acordo com a origem de suas formações e quantificadas de acordo com as incidências no item 3.2 desta dissertação. Nas fissuras em que a origem é devida aos esforços de flexão, foram medidos os espaçamentos e suas aberturas médias. Essas medições ocorreram em algumas vigas da cobertura e da arquibancada, e seus valores são apresentados no item 3.4. Os dados coletados visaram ao estudo comparativo entre os valores medidos e os calculados, seguindo-se as formulações propostas pelas normas atuais (NBR 6118:2003 e CEB/90) e pela norma da época da construção (NBR 6118/60), para a previsão de fissuração. O interesse por este assunto foi motivado pelas diferentes teorias apresentadas em cada uma das normas estudadas. Não obstante, foi também verificada a influência das aberturas das fissuras na durabilidade dos elementos estruturais para situações ambientais distintas, fazendo-se uma análise das considerações de abertura máxima preconizadas pelas normas.

O item 2.4 aborda o tema corrosão das armações. É dada evidência a este assunto por haver inúmeros casos de ocorrência dessa patologia em todos os elementos vistoriados e por ser a corrosão a comprovação da despassivação das armações ou da contaminação de íons de Cl^- .

Foram também medidas as flechas atuais das vigas em balanço da arquibancada e da cobertura, visando ao estudo da influência da fissuração nas flechas e ao estudo da fluência. Foram apurados, em documentos técnicos cedidos pela Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), os controles das flechas imediatas e das anotações de acompanhamento de deformações em um período de trinta dias após o

descimbramento. Através desses dados foi possível fazer gráficos comparativos das flechas medidas com as flechas calculadas.

Esta dissertação pretende registrar, sob o ponto de vista da engenharia de estruturas, a importância histórica do projeto e construção do Mineirão, bem como do conhecimento transferido pelos engenheiros envolvidos na obra do Mineirão às gerações seguintes: “a experiência adquirida deve e precisa ser divulgada, compartilhada com os nossos colegas; no mundo de hoje, no Brasil, não há lugar para o isolamento” (ABREU, 1966).

Por fim, lança um olhar crítico sobre a manutenção das obras públicas, que são em muitas ocasiões deixadas em segundo plano, esquecendo-se os engenheiros de que as estruturas — como os seres humanos — necessitam de cuidados e de atenção para que lhes sejam devolvidos os benefícios de sua existência.

1.1 Objetivos

O estudo proposto tem como objetivo analisar, do ponto de vista da durabilidade das estruturas de concreto armado, a estrutura do Estádio Magalhães Pinto, conhecido como Mineirão e a *performance* da referida estrutura frente aos procedimentos executivos das normas atuais, sabendo-se que o projeto do Mineirão seguiu as diretrizes das normas em vigor na década de 1960.

A avaliação das patologias centrou-se nos elementos estruturais, dentre eles pilares, vigas e lajes, totalizando 560 elementos. As análises se detiveram no estudo comparativo das aberturas e espaçamento das fissuras (medidas em 17 vigas da cobertura e em 25 da arquibancada) e das flechas das extremidades das vigas em balanço.

Por se tratar de uma estrutura em concreto aparente bem documentada, com dados técnicos relativos ao projeto e a sua construção, bem como com dados levantados sobre sua condição atual, tendo decorrido quase 40 anos de sua inauguração; no final deste

trabalho foi possível estabelecer comparação entre estes dados com aqueles esperados pelas diretrizes normativas atuais, como a NBR 6118:2003 e o CEB/90. Sobretudo porque tal comparação permite confrontar os procedimentos dessas normas, muitas vezes baseados em ensaios acelerados de durabilidade, feitos em laboratório, com a *performance* de uma estrutura que sofreu um envelhecimento natural em ambiente urbano.

1.2 Justificativa

O presente estudo justifica-se dos pontos de vista econômico e técnico.

Da perspectiva econômica, o estudo da durabilidade das estruturas de concreto é um tema bastante atual, tendo em vista a conscientização da importância de se projetar e construir obras que apresentem um menor custo de construção, com garantia de qualidade, resultando em menor custo de manutenção durante sua vida útil.

No mundo inteiro gastam-se bilhões de dólares anualmente em recuperação e reforço de estruturas, em consequência de obras edificadas sem controle apropriado de qualidade. Nos Estados Unidos, na década de 1980, foram gastos mais de 200 bilhões de dólares na recuperação de pontes e viadutos que estavam seriamente comprometidos quanto à segurança; SKALNY², apud MEHTA (1992), definiu este período como sendo o da “Epidemic of bridge deck deterioration in the United States”³.

Da perspectiva técnica, o interesse no conhecimento das causas dos defeitos e suas consequências nas edificações é de certa forma recente, se comparado ao conhecimento do concreto armado e da análise estrutural. À medida que os materiais e métodos de construção evoluíram e cresceu a exploração das propriedades desses materiais, sobretudo a compressão em baixas idades, foi preciso impor limites mais restritos de segurança, nas considerações dos Estados Limites Último e de Utilização das estruturas.

² SKALNY, J. P. Concrete durability – an issue of national importance. ACI SP-100, 1987, p.265-279.

³ Tradução: Epidemia de deterioração de lajes de ponte nos Estados Unidos

A escolha do Mineirão como objeto de pesquisa justifica-se ainda pelos seguintes fatores:

- por se tratar de uma obra referencial, de grande porte em concreto armado aparente, com quase 40 anos de idade, dotada de estrutura modular;
- existência de rica documentação para a pesquisa, disponibilizada pela ADEMG, que possibilitou conhecer a estrutura e dados relativos ao controle tecnológico dos materiais; relativos à construção, como atas e referências de procedimentos construtivos; relativos a medições de flechas, etc;
- facilidade de se determinarem as cargas permanentes e variáveis que atuam na estrutura;
- as intervenções ocorridas ao longo do tempo no tocante à recuperação das patologias foram pequenas e apenas localizadas (por falta de recursos financeiros da ADEMG), o que manteve a originalidade da estrutura em estudo.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 A cronologia das normas de estruturas de concreto armado no Brasil

A implantação do concreto armado no Brasil como material de construção, apesar de ter seu início no final do século XIX, teve presença marcante no início do século XX. Ele foi trazido inicialmente para o Brasil por grandes construtoras alemãs que detinham a patente do uso do “cimento armado”, como era conhecido naquela ocasião.

Enquanto na Europa eram ainda evidentes os reflexos de um século (século XIX) recheado de grandes descobertas e da instauração da Revolução Industrial, o Brasil encontrava-se recém-saído de uma situação Colonial-Republicana, em que sentia apenas leves brisas da implantação de indústrias. Entretanto, o País, por necessidade própria e superior à de muitos países do velho mundo, estava aberto às evoluções mundiais, que eram aqui aceitas e recebidas abertamente sem muitas restrições. As construtoras estrangeiras, conscientes da defasagem tecnológica do Brasil, encarregavam-se tanto da importação de técnicos (engenheiros e mestres-de-obras), como de métodos de

construção e materiais. Além disso, o projeto e o cálculo das estruturas eram também feitos na Europa.

As construtoras estrangeiras tinham grande interesse em nosso país, pois o Brasil somava duas principais vertentes essenciais para a rápida absorção e emprego do novo material:

- tinha um grande potencial construtivo, devido à disponibilidade de mão-de-obra e de material de construção com exceção do cimento e aço (na qual a primeira fábrica instalada no território brasileiro foi em 1926), além do que estava tudo a se construir;
- vislumbrava-se uma explosão industrial, principalmente em São Paulo, que viria a tirar da inércia toda a economia do país.

Dentre as preocupações das construtoras que aqui se instalaram, a principal era com a falta de formação dos especialistas brasileiros que pudessem representá-los no país, integrando-se ao seu quadro de engenharia. A solução do problema que viria em seguida foi através da implantação de escolas superiores de engenharia e cursos técnicos voltados à formação de engenheiros civis. Como consequência dessa iniciativa, poucos anos depois, praticamente não havia necessidade de se importar mão-de-obra especializada da Europa para o cálculo e a execução das estruturas. "Essa formação constituiu uma das grandes razões do rápido progresso do Brasil no campo do concreto armado, mais do que nos Estados Unidos" (VASCONCELOS, 1992).

Já nas décadas de 1920 e 1930, surgiram grandes nomes da engenharia que tiveram a oportunidade de desenvolver seus trabalhos, apoiados nas mais avançadas pesquisas que se desenvolviam no mundo. Dentre os profissionais que se destacaram, no campo do projeto de estruturas de concreto armado, cita-se Emílio H. Baumgart (1889-1943). Segundo VASCONCELOS (1992), "Baumgart não somente foi o primeiro brasileiro a participar da transferência da tecnologia do concreto armado da Alemanha para o Brasil, mas também, por sua genialidade, desenvolveu e suplantou o que na época se fazia no

estrangeiro”. Baumgart era filho de alemães e falava fluentemente alemão, o que facilitou seu trânsito junto às empresas alemãs no Brasil.

Os conhecimentos básicos e as pesquisas inovadoras com o concreto armado vinham da França e principalmente da Alemanha. Os engenheiros brasileiros, de posse desses trabalhos, faziam experimentações com esse novo material, o que os auxiliou em uma maior compreensão do emprego e comportamento do concreto armado. “O largo emprego e a constante evolução do concreto armado fizeram deste material estrutural um dos mais bem dotados de literatura especializada” (LÖSER, 1955). Emílio Baumgart utilizava a norma DIN 1045 como fonte de conhecimento e de regras para o projeto e execução das edificações que projetava.

Nos anos 20, apesar do “avanço” tecnológico em que se encontrava o Brasil na aplicação do “cimento armado”, não existia norma ou regulamento brasileiro para o cálculo e aplicação desse material. Para o seu emprego, os técnicos e engenheiros brasileiros recorriam às normas alemãs e francesas datadas do início do século XX. O código de obras de Arthur Saboya — denominado de Código Saboya (1929) — foi abraçado pelas Prefeituras de São Paulo, Rio de Janeiro e Belo Horizonte a fim de regulamentar as novas obras de cimento armado.

Em 1930 foi lançada a primeira revista técnica de concreto armado e de propriedade particular; “Cimento Armado”. Neste mesmo ano, incentivada pelo entusiasmo de obras de significado nacional e internacional, foi fundada a ABC — Associação Brasileira de Concreto — cuja atividade, dentre outras, incluía a preparação de “regulamentos” aos quais se subordinariam todas as construções de concreto armado no Brasil. Os primeiros trabalhos apresentados em 1931 seguiram de perto as normas alemãs, que na época eram tidas como as mais conceituadas, juntamente com as da França. Esse regulamento foi um passo significativo para o Brasil, pois, a partir de sua criação até 1940, normalizou as obras de concreto armado executadas no Brasil, sendo completado e atualizado de acordo com os novos conhecimentos nacionais e estrangeiros. O objetivo maior das normas reguladoras para as estruturas de concreto armado era o de “promover

uma utilização tecnicamente correta e segura, evitando-se assim uma má utilização que o desmoralizasse”. (CARNEIRO, 1996)

Em 1936 a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), fundada em 1931, sugeriu a unificação dos diversos regulamentos, que até então eram adotados cada qual por um Estado do Brasil, em uma norma que seria nacionalmente utilizada. A ABCP lançou “Regulamentos para Execução e Cálculo do Concreto Armado”, que, em relação aos anteriores, significou um enorme avanço no cálculo do concreto armado. Dentre as inovações destacam-se: as definições para o cálculo no Estádio III, que até então não era utilizado em nenhum país; e a introdução dos critérios semiprobabilísticos de segurança e controle de resistência do concreto e do aço. Todo esse trabalho foi desenvolvido sob a orientação do Professor Telêmaco Van Langendonk.

Atendendo às aclamações feitas por associados, empresas e engenheiros, que já adotavam os regulamentos da ABCP, foi criada uma comissão para organizar a primeira norma brasileira, a NB-1/40, que se apoiou nos procedimentos das normas alemãs e também no que se tinha de mais avançado na época em todo o mundo.

Aguardou-se a fundação da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) — órgão oficial que a partir de 1940 divulgaria as normas técnicas para todo o Brasil — para que se lançasse a NB-1/40.

A partir deste momento, o Brasil era dotado de uma norma que era considerada uma das mais avançadas do mundo. Este fato veio a se confirmar quando, em 1944, em excursão pela América Latina, o engenheiro Arthur Boase — engenheiro americano colaborador do American Concrete Institute (ACI) — confirmou "as vantagens das normas brasileiras frente às americanas — ACI-318/41" (CARNEIRO, 1996), constatadas através de um cálculo comparativo de uma estrutura utilizando-se as duas normas. Boase pediu aos membros do ACI a urgente reestruturação das normas americanas. Em seus estudos ele constatou que, além das arrojadas regras de cálculo ditadas pela NB-1/40, "uma das coisas mais interessantes (...) é o que ela deixa em aberto, não cercando excessivamente a capacidade criativa do engenheiro" (VASCONCELOS, 1992).

Juntamente com a NB-1/40 foi feito um conjunto de normas — NB1/40 a NB7/40. As normas que completavam os fundamentos do concreto armado além da NB1/40 eram:

- NB2/40: Cálculo e execução de pontes de concreto armado;
- NB4/40: Cálculo e execução de lajes mistas;
- NB5/40: Cargas para o cálculo de estruturas de edifícios;
- NB6/40: Cargas móveis em pontes rodoviárias;
- NB7/40: Cargas móveis em pontes ferroviárias.

No período que se seguiu, de 1940 a 1960, foram feitas alterações na norma brasileira, NB-1/40, como, por exemplo, no período da 2ª Guerra, quando o aço tornou-se mercadoria de difícil obtenção. Tudo que era produzido nas siderúrgicas tinha como destino as indústrias bélicas. Restava para a construção apenas o aço de segunda qualidade, principalmente o de reaproveitamento de sucatas. Foi assim que "a Coordenação da Mobilização Econômica, solicitou à ABNT que organizasse uma série de normas de emergência para atendimento das necessidades mais urgentes da indústria da construção civil" (VASCONCELOS, 1992).

No período pós-guerra, a Europa se transforma em um grande canteiro de obras, com a reconstrução de edificações parcialmente destruídas e a construção de outras novas. Vários engenheiros e técnicos dedicavam-se ao estudo do concreto por ser um material de baixo custo e de fácil utilização.

A Alemanha, como detentora da tecnologia no período que antecedeu a guerra, saiu na frente. Várias pesquisas eram publicadas em revistas e manuais, que influenciavam várias partes do mundo. No caso do Brasil, essa influência, de certo modo, fazia-se nos dois sentidos: Alemanha-Brasil e Brasil-Alemanha, apesar de, no segundo sentido, ocorrer em menor intensidade. O intercâmbio do conhecimento era feito através de trabalhos e comentários publicados de obras de relevância nacional, principalmente as atribuídas ao engenheiro Emílio Baumgart, e, posteriormente, de obras de seus colaboradores e sucessores.

Destacava-se o Manual de Procedimentos e Técnicas Beton Kalender como uma das mais importantes publicações alemãs sobre o concreto armado, traduzido em vários idiomas. Muitas vezes os engenheiros recorriam a essas publicações à procura de esclarecimentos e de auxílio na solução de problemas (cálculo e recuperação) de estruturas de concreto armado.

Da mesma forma, as normas DIN, da Alemanha, eram reconhecidas como verdadeiros postulados para os engenheiros de projeto em nosso país.

Os engenheiros também contavam com as pesquisas feitas nos Centros de Estudos da França, sobretudo nos laboratórios dos CEBTP — Centre d'Etudes et des Recherches du Bâtiment et des Travaux Publics —, das Escolas ENPC — École des Ponts et Chaussées — e da ECP — École Centrale de Paris. Assim como na Alemanha, os trabalhos de pesquisas nessas instituições se faziam conhecidos através de publicações em periódicos. Na década de 1950, os pesquisadores da Europa fundaram o Comitê Euro-Internacional do Beton — CEB —, que seria responsável pela sintetização das pesquisas e tecnologias desenvolvidas em todo o continente europeu, com o objetivo de expor de forma clara o funcionamento do concreto simples e armado frente às diversas solicitações. Na mesma década de 1950 foi lançado o primeiro “Bulletin D'Information n° 1”. Essas publicações, de caráter periódico, abordavam temas técnicos de procedimentos sem se preocuparem com os regulamentos dos países colaboradores.

Do outro lado do Atlântico, nos Estados Unidos, as pesquisas se desenvolviam em ritmo também acelerado. Buscava-se a todo custo tirar o atraso dos conhecimentos sobre concreto armado em relação à Europa. As normas ACI foram revistas logo após a excursão do engenheiro Arthur Boase à América Latina, mais especificamente ao Brasil, Argentina e Uruguai. O ACI Journal era, como até hoje é, um dos principais veículos de divulgação dos trabalhos realizados. Esses periódicos também eram fonte de conhecimento e consulta para os engenheiros brasileiros.

Ao final da década do 50, o Brasil sentiu necessidade de rever e atualizar suas próprias normas. Foi então organizada uma comissão responsável pela revisão. No ano de 1960

foi editada a NB1/60. Alguns dos membros dessa comissão eram reconhecidos internacionalmente através de suas atuações como membros da Comissão do CEB, como, por exemplo, Fernando Lobo Carneiro, Telêmaco Van Langendonck e Jayme Ferreira da Silva Junior.

A NB1/60 refletia os conhecimentos acumulados das participações brasileiras ativas na Comissão permanente do CEB. Por outro lado, verificou-se menor influência das normas alemãs — DIN.

As décadas de 1950/60 são marcadas pela busca de novas aplicações do concreto e de ingredientes que pudessem favorecer sua utilização, como a protensão dos cabos de aço e a adição de escória de autoforno nos cimentos. Esse período é também marcado pelas quebras sucessivas de recordes em estruturas de concreto armado no Brasil e no mundo, com base nos novos conhecimentos e conquistas tecnológicas no campo do concreto armado.

Com a publicação do CEB/70, os notáveis avanços da tecnologia dos materiais e a sedimentação do conhecimento do comportamento do concreto nas estruturas, os engenheiros brasileiros se viram na necessidade de atualizar suas normas ligadas ao concreto armado e protendido. Foi então atualizada a norma de concreto armado, a NB-1, no início da década de 1970, passando a se chamar NBR 6118/78, por exigência da metrologia nacional.

As décadas de 1970 e 1980 foram marcadas pela ocorrência de manifestações de anomalias e deteriorações em obras recém-construídas de concreto armado. Estavam-se empregando grandes recursos financeiros para a recuperação das estruturas danificadas. Várias pesquisas estavam focadas na compreensão e estudo das causas dessas deteriorações precoces que ocorriam em todo o mundo. Os pesquisadores e engenheiros se viram na necessidade de fixar procedimentos básicos visando à elevação da qualidade das construções.

Em 1990 foi editado o CEB/90, que contém importantes diretrizes e exigências de qualidade de projeto e construção e condutas de manutenção necessárias às estruturas de concreto armado e protendido.

Como em todo o mundo, no Brasil também ocorreram vários casos de deterioração precoce de estruturas de concreto armado. Em 2003 foi editada a norma brasileira NBR 6118:2003, contendo alterações importantes no campo da durabilidade das estruturas de concreto, resultado de dez anos de trabalhos de uma comissão de estudos formada pelo Comitê Brasileiro da Construção Civil, COBRACON CB-2, destinado à revisão das normas brasileiras de estruturas de concreto armado, protendido e concreto simples.

2.2 Durabilidade das estruturas de concreto armado

2.2.1 Considerações preliminares

Nos últimos anos tem-se notado que grande porcentagem das edificações apresenta algum tipo de deficiência de ordem estética, operacional ou estrutural. Esse fato vem sendo motivo de preocupação entre os engenheiros projetistas, arquitetos e construtores do mundo todo.

O interesse sobre a durabilidade das estruturas como um todo e de seus componentes vem crescendo década após década, ano após ano. Cita-se, por exemplo, que no "Second Symposium at Stockholm", realizado em 1938, apenas um parágrafo foi dedicado ao tema resistência química de concreto armado (MEHTA, 1992). De lá para cá, muitos trabalhos sobre durabilidade foram apresentados em congressos e simpósios internacionais, como por exemplo os citados na TAB. 2.1, onde está relacionado o número de páginas ou de artigos dedicados ao tema Durabilidade das Estruturas de Concreto.

TABELA 2.1 – Relação de alguns congressos e simpósios com o número de páginas dedicadas ao tema Durabilidade de Estruturas de Concreto

ANO	REALIZAÇÕES	VOLUME
1952	Third Symposium at London	82 páginas
1960	Fourth Symposium at Washington	105 páginas
1968	Fifth Symposium at Tokyo	128 páginas
1980	Seventh Symposium at Paris	291 páginas
1997	Congresso Ibero-Americano de Patologias das Construções e VI Congresso de Controle da Qualidade — Porto Alegre, RS	2 volumes
1998	1º Congresso Internacional sobre o Comportamento de Estruturas Danificadas – Niterói, RJ	1 volume
1999	41º Congresso Brasileiro do Concreto — Salvador, Brasil	14 artigos
2000	42º Congresso Brasileiro do Concreto — Fortaleza, Brasil	90 artigos
2001	43º Congresso Brasileiro do Concreto — Foz do Iguaçu, Brasil	62 artigos

Pode-se observar também o crescente interesse por esse tema em normas de concreto armado ao longo dos tempos. Na publicação “Comite Euro-International du Beton — Recommendations Pratiques à l’Usage des Constructeurs — Recommendations” em Rédaction provisoire III/1961, por exemplo, as recomendações sobre durabilidade eram restritas ao controle das aberturas máximas das fissuras para esforços de flexão e tração, cobrimento mínimo através da agressividade do meio ambiente e restrições quanto a deformações máximas. Mais tarde, essas mesmas recomendações foram repetidas no Comite Euro-International du Beton/1978, CEB/78. A Norma Brasileira NB-1/78 seguiu a tendência do CEB/70. O CEB/78 (1978), além de otimizar as fórmulas de fissuração à prática, acrescentou o controle às fissuras inclinadas e dedicou o Capítulo 2 ao controle de qualidade, manutenção e reparos.

O grande passo foi dado com as recomendações do Comite Euro-International du Beton/1990, CEB/90, que dedicou o Capítulo 8 inteiramente à durabilidade das estruturas, além de um anexo que aborda o tema manutenção das estruturas. O mesmo processo de aperfeiçoamento também ocorreu com a Norma Brasileira de Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento (NBR-6118:2003), onde estão incluídos

capítulos relativos à qualidade da estrutura e de projeto, durabilidade, manutenção e inspeção periódica.

O estudo da durabilidade é bastante complexo, pois envolve conhecimentos multidisciplinares, como: engenharias (de estruturas, de materiais, de construção, de manutenção, etc), química, economia e estatística. Esta pluralidade de conhecimento, associada à falta de aprofundamento no tema até a década de 1960, resultaram em um lento avanço dos estudos nesta área.

O interesse pelo tema "durabilidade das estruturas" é importante não apenas para suprir a necessidade estética ou o conhecimento a respeito da capacidade das estruturas de resistirem aos esforços impostos a elas, mas também por causa da obrigatoriedade que se tem quanto à otimização dos custos de construção e de manutenção durante a sua vida útil.

2.2.2 Durabilidade e vida útil das estruturas

Segundo FLAUZINO (1988), “durabilidade é a capacidade que um elemento tem de perpetuar suas propriedades químicas e físicas durante um determinado período”. Esse período, que é denominado vida útil da estrutura, deve compreender as fases da construção e de utilização.

Modernamente, tendo como base as modificações inseridas nas normas e procedimentos visando à durabilidade das estruturas de concreto armado, é desejada uma vida útil de 50 anos. Em alguns casos há interesse em se projetarem estruturas para prazo superior a 100 anos, dada a sua importância no contexto da obra, sobretudo em se tratando de obras públicas de grande responsabilidade, como túneis, barragens, estádios, etc. (TUTHILL, 1991)

A vida útil de uma estrutura de concreto pode ser influenciada por diversos parâmetros, como os seguintes:

a) A natureza da estrutura

Para a maioria das estruturas há sempre uma expectativa de vida útil. Algumas podem ter caráter provisório, com a expectativa para durar apenas alguns anos. Para essas edificações o controle de qualidade, visando à durabilidade, pode ser menos rígido devido ao curto período exigido para a sua utilização. Outros tipos de edificação exigem mais atenção no que diz respeito à durabilidade. No planejamento de obras públicas tais como metrô, estádios, obras de arte, obras rodoviárias, ferroviárias ou hidrelétricas, juntamente com o estudo de viabilidade econômica e social, devem ser adotados procedimentos que demandem pouca manutenção ao longo dos anos, até que sejam substituídas, recuperadas ou modificadas.

b) O meio ambiente

O meio ambiente tem influência marcante na durabilidade das estruturas. Em estruturas de concreto armado como os reservatórios de águas tratadas, naquelas localizadas em ambiente marinho ou industrial agressivo, o concreto deverá ter condições especiais para resistir à severa agressividade do meio. A determinação da qualidade do concreto e de procedimentos especiais a serem adotados em obras localizadas em ambientes como estes devem ser especificados no projeto dessas estruturas.

c) A função estrutural dos elementos

Elementos estruturais que têm função importante no desempenho e na estabilidade de uma edificação, como pilares, vigas de transição, rótulas, etc. que no caso de um eventual reparo seja de difícil execução ou mesmo de alto custo, devem ser projetados visando a vidas úteis maiores. A mesma observação aplica-se a estruturas de difícil acesso para manutenção.

O conceito de concreto armado como material eternamente durável vem desde o final do século XIX, quando os construtores perceberam que o mesmo poderia substituir, nas construções, os tijolos de barro e as pedras. Isto por ser um material versátil, relativamente barato e de grandes vantagens.

Essa idéia de durabilidade eterna conduziu à utilização do concreto armado em estruturas localizadas em ambientes pouco favoráveis ou até mesmo em condições bastante severas. Se ele não fosse corretamente dosado e não se tomassem as devidas precauções quanto ao detalhamento das formas e das armações, a estrutura executada dificilmente resistiria a condições ambientais adversas.

A utilização do concreto armado passou a ser questionada como um material de construção adequado às obras em que a agressividade do meio ambiente era considerada severa, como por exemplo tubulações de esgoto, ou reservatórios para tratamento de água servida (PALERMO, 1993).

Falhas de durabilidade podem se manifestar através de fissuras, corrosão nas armações, lascamentos, perda de resistência e de massa, etc.

Segundo SIEMES et al. (1985), a deterioração das estruturas de concreto pode estar relacionada às seguintes causas:

- corrosão nas armaduras;
- ataques químicos (águas contaminadas, carbonatação, sulfatos e cloro);
- efeitos físico-químicos (reação álcalis- agregados);
- efeito de gelo e degelo.

Essas causas apresentam-se em ordem decrescente de importância em relação às condições ambientais brasileiras.

A deterioração das edificações conduz à debilitação da estética, do conforto de seus usuários, de sua serventia e segurança.

2.2.3 Determinação da vida útil da estrutura

A determinação da vida útil da estrutura de concreto armado é tarefa bastante complexa, pois depende do processo de deterioração dos materiais empregados, dos esforços a que os elementos estão submetidos, das condições ambientais e dos agentes agressores, dentre outros.

Através de modelos estatísticos é possível obter valores aproximados da duração da vida útil de uma edificação. Entretanto, apesar dos processos estatísticos e matemáticos serem capazes de estimar a vida útil de uma estrutura de concreto armado, os resultados não são muito confiáveis, tendo em vista que o número de variáveis e de imprevistos é muito grande.

VASCONCELOS, apud VASCONCELOS et al. (1993), comenta, após palestra do Dr. Rostam, em 1993, em São Paulo, que a durabilidade — vida útil —

não se calcula e que, ao fixar um cobrimento de concreto e uma relação água-cimento, seja possível, com certa confiabilidade, fixar a vida útil da estrutura em, digamos, 40 anos. O que se pode é obedecer a um certo número de condições para obter uma estrutura com boa durabilidade, sem fixar o número de anos.

2.2.3.1 Deterioração dos materiais

A deterioração dos materiais frente aos agentes agressores pode ser avaliada através de quatro curvas típicas propostas por FLAUZINO (1988), ver FIG. 2.1.

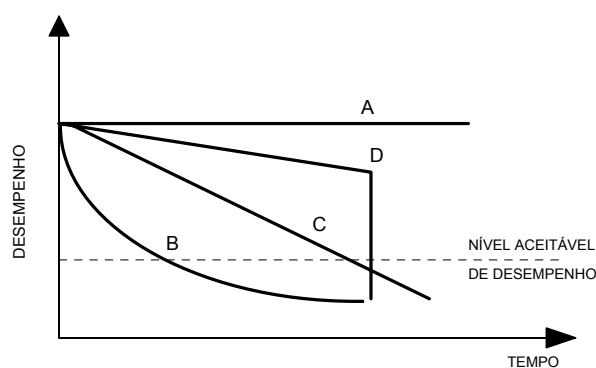


FIGURA 2.1 - Possíveis formas de “envelhecimento” de materiais no decorrer do tempo, sob ação de agentes agressivos

Fonte: FLAUZINO, 1988, p. 79.

A curva **A** caracteriza um material cujas propriedades não variam significativamente por um tempo bastante longo. Tem-se como exemplo as fibras de carbono.

A curva **D** descreve o comportamento de um material que perde gradativamente suas propriedades com o tempo e em um dado instante entra em colapso. Como exemplo, as borrachas sintéticas.

A curva **C** caracteriza um material cuja deterioração é linear; e a curva **B**, uma deterioração gradativa na forma de exponencial.

O concreto é composto por uma série de materiais que lhe conferem propriedades de resistência, elasticidade e durabilidade. Portanto, o processo de deterioração de cada componente (agregados, cimento, aditivos, etc.) deve ser levado em consideração no estudo da durabilidade das estruturas de concreto, individualmente e no seu conjunto.

ROSTAM (1991) propõe um modelo que reflete com bastante proximidade a deterioração do concreto armado (ver FIG.2.2).

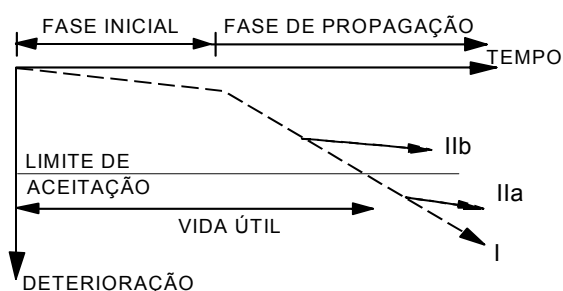


FIGURA 2.2 – Modelo proposto por Rostam para o processo de deterioração das estruturas de concreto armado

Fonte: VASCONCELOS et al., 1993, p.15.

O modelo é dividido em duas diferentes fases:

a) Fase inicial

O processo de deterioração do concreto começa a partir do momento em que este endurece (ou até mesmo antes disso). O meio ambiente ao seu redor começa a atacar o concreto nas camadas mais externas, através da carbonatação, ou permitindo a penetração de agentes agressivos, tais como íons de cloro (Cl^-) e sulfatos (SO_4^{2-}). Ocorre, assim, a degradação gradativa do cobrimento, até atingir a armação.

Essa fase é caracterizada pela quebra de barreiras físicas (impermeabilidade e espessura do cobrimento) e químicas (alcalinidade da pasta de cimento) concedidas pelo concreto à armação.

A velocidade do processo é regida pela permeabilidade e composição química do concreto.

b) Fase de propagação

Assim que a carbonatação ou que os íons de cloro ou sulfatos atingem a armação, é instalada uma pilha de potencial, e começa o processo acelerado de decomposição (corrosão) da armadura. Nesta fase a velocidade de deterioração é maior que na fase

inicial, influenciada principalmente pelo grau de aeração na região da corrosão e pela umidade do concreto.

Alguns fatores podem reduzir a vida útil da estrutura, a saber:

- fissuras largas: através de abertura das fissuras, ingressam agentes agressivos que atacam o concreto e a armação;
- fadiga: a variação de tensão pode superar as resistências à compressão e à tração do concreto, originando fissuras externas e/ou internas, abrindo, assim, caminho para a entrada de agentes agressivos;
- temperatura: em temperaturas mais altas, muitas das reações se processam com maior velocidade. Além disso, em condições especiais de temperaturas elevadas, podem provocar fissurações no concreto;
- variação de umidade: ciclos alternados de molhagem e secagem aceleram a penetração de agentes agressivos, como os íons de cloro e de sulfatos.

2.2.4 Origem das patologias e sua influência na durabilidade das estruturas

A durabilidade de uma obra em concreto armado é fruto de um trabalho coordenado entre várias etapas, sendo elas:

- concepção e projeto da estrutura;
- escolha dos materiais que serão utilizados;
- execução das estruturas;
- utilização e manutenções preventivas.

Isoladamente, cada uma dessas etapas desempenha um papel de elevada importância no que se refere à durabilidade da estrutura, podendo a deficiência de uma delas influenciar negativamente na durabilidade das estruturas de concreto.

Segundo PALERMO (1993), em levantamentos feitos em edificações brasileiras que apresentavam algum tipo de patologia, cada uma das etapas acima citadas seria responsável por um grau de incidência de anomalias, sendo:

- 52% devido à má execução;
- 24% devido à má utilização;
- 18% devido à deficiência de projeto;
- 6% devido à deficiência das propriedades dos materiais.

Essas proporções variam no tempo e nas regiões. Isso pode ser confirmado na avaliação feita por CUNHA (1994), na década de 90, sobre a ocorrência de manifestações patológicas de 709 casos analisados no Brasil, sendo:

- 27% devido à má execução;
- 14% devido à má utilização;
- 49% devido à deficiência de projeto;
- 10% devido à deficiência das propriedades dos materiais.

c) Projetos

Os projetos são responsáveis por adequar a destinação da edificação aos fatores de durabilidade, conforto dos usuários, estética, funcionalidade e economia.

Durante o desenvolvimento do projeto das estruturas, deverão ser previstas as ações possíveis às quais as estruturas estarão sujeitas. Fissuras e deformações deverão ser devidamente previstas e controladas, a fim de não prejudicarem a destinação e a durabilidade da estrutura.

Antes de tudo, o projeto estrutural deverá prever a agressividade do ambiente no qual a estrutura será inserida, o grau de qualificação da mão-de-obra e a disponibilidade de tecnologias e de equipamentos.

Detalhes nas geometrias dos elementos estruturais, espessuras do cobrimento e detalhamento das armaduras deverão ser adequados, a fim de permitir uma maior vida útil.

Segundo SITTER, apud ROSTAM (1991), “um dólar gasto na fase de projeto equivale a 5 dólares na fase de construção, a 25 dólares na fase de manutenção preventiva e a 125 dólares na fase de reconstrução”. Pode-se interpretar esta frase como sendo: valem mais o tempo, o esforço e as pesquisas na fase de projeto, quando ainda as mudanças podem ocorrer com mais flexibilidade e facilidade, do que depois, em uma fase posterior, quando as alterações durante a construção e/ou o re-projeto das estruturas já construídas conduzem a custos bem maiores.

d) Materiais

Cada material isoladamente é parcela integrante da determinação da durabilidade e resistência mecânica das estruturas.

A proporção dos materiais que compõem o concreto (areia, água, brita, cimento, aditivos, etc.) fornece ilimitadas opções de traços de concreto, cada qual com suas propriedades — trabalhabilidade, fluidez, resistência, permeabilidade, elasticidade, retração, etc. Cada tipo de concreto deve ser dosado e adequado a um determinado emprego e condição ambiental. Assim, uma dosagem adequada dos componentes do concreto é uma exigência necessária para se obter uma estrutura mais durável.

Por sua vez, o aço apresenta pouca variabilidade na qualidade durante seu processo de fabricação, dado que as siderurgias têm um controle de qualidade satisfatório.

e) Execução

As etapas de projeto e de execução das obras são as que mais influenciam a qualidade e a durabilidade das estruturas de concreto armado.

O alto índice de patologias em consequência da má execução é reflexo de uma mão-de-obra desqualificada e despreparada; de uma deficiente organização ou planejamento da obra, e, em muitos casos, da não-observância das especificações de projeto e de normas de execução de obras de concreto armado. Esta etapa reflete o contexto socioeconômico do setor da construção civil em nosso país.

A instabilidade nacional brasileira, somada ao planejamento econômico deficitário de algumas obras, conduz ao andamento inadequado desses empreendimentos. As obras públicas de interesse político são as que mais sofrem nesse contexto, dado que as execuções muitas vezes estão atreladas às disponibilidades financeiras do momento.

f) Utilização e manutenção

Durante o projeto de uma estrutura de concreto armado, supõe-se que nela irão agir determinadas cargas, sob condições definidas, e que essa estrutura estará dentro de um suposto contexto ambiental.

As alterações do meio ambiente fazem com que as estruturas se tornem deficientes frente a novas condições, quando não previstas na fase de projeto. A chuva ácida é um exemplo. Há alguns anos, quando a poluição ambiental era pequena, as águas das chuvas tinham pH em torno de 6,0 a 7,0. Atualmente, em regiões industriais, esse pH, em muitos casos, é da ordem de 3,0 a 4,0 nas primeiras horas de chuva.

Os materiais de construção são degradáveis com o tempo. Cada um desenvolve sua curva de degradação no tempo variável, dependendo das condições ambientais e de sua utilização.

No caso em que as cargas atuantes sejam alteradas — no sentido de aumentar o carregamento, não previsto no projeto, ou quando alteradas as condições ambientais de maneira agressiva ao concreto armado —, as estruturas apresentarão sintomas patológicos como fissuras, deformações excessivas ou desgastes superficiais, dentre outros.

A manutenção periódica e preventiva possibilita o prolongamento da vida útil das estruturas. Entenda-se por manutenção periódica a atividade praticada regularmente e que altere a curva natural de degradação dos materiais, fazendo com que os materiais restaurem parte de suas propriedades ao nível de quando estavam recém-construídas. (LICHTENTSTEIN, 1985)

A manutenção se inicia com a vistoria visual dos elementos, seguida do estudo dos desgastes dos materiais frente aos processos destrutivos. Prossegue com a escolha correta dos materiais de acordo com o processo de desgaste e finaliza na ação de reparos.

O CEB/90 sugere que as inspeções sejam feitas de acordo com a destinação das estruturas e segundo a periodicidade:

- casas, escritórios, etc \Rightarrow 10 anos;
- edifícios industriais \Rightarrow 5 a 10 anos;
- pontes rodoviárias \Rightarrow 1 a 4 anos;
- pontes ferroviárias \Rightarrow 1 a 2 anos.

Esses períodos podem ser alterados de acordo com a importância e as condições de uso da estrutura.

2.2.5 Influência do meio ambiente na durabilidade das estruturas

A durabilidade das estruturas está diretamente ligada às condições do meio ambiente em que ela se encontra.

O concreto é composto de poros e capilares que permitem a troca de gases e líquidos entre a parte externa (meio ambiente) e a parte interna (concreto, massa e armação).

A quantidade e o tamanho dos poros e capilares são os fatores que regulam a facilidade com que os agentes agressores penetram no elemento, atacando o concreto e a armação.

O meio ambiente exerce no concreto as seguintes ações:

- físico-mecânica: através da abrasão, lixiviação, etc;
- química: por exemplo, através da reação entre componentes hidratados do concreto com agentes agressivos;

Segundo HELENE (1996), o fenômeno de desagregação do concreto abrange vários mecanismos e elementos, sendo alguns desconhecidos.

São vários os agentes agressivos ao concreto armado. CINCOTTO (1992) cita a água como um dos agentes mais severos, pois dissolve os sais e ácidos, facilitando a penetração pelos capilares, além de lixiviar a cal e outros componentes livres do concreto, reduzindo a resistência frente ao meio ambiente.

Os principais agentes agressivos ao concreto armado são:

- água do mar - é classificada como agente fortemente agressivo devido à presença de sulfatos (SO_4^{2-}), magnésio (Mg^{++}), cloretos (Cl^-), sódio (Na^+), dentre outros;
- água pura - devido a sua grande capacidade dissolvente, a água pura é considerada como um dos agentes mais agressivos do concreto;
- água pantanosa - é um tipo de água que contém, por exemplo, o ácido carbônico, que ataca o concreto, carbonatando-o. O ácido carbônico é resultante da combinação do CO_2 com água;
- água ácida - em atmosferas urbanas, o ar apresenta elevados níveis de compostos de enxofre e gás carbônico. Ao entrarem em contato com o vapor de água, esses compostos transformam-se em chuvas ácidas. Nas primeiras horas da chuva ácida, o pH gira em torno de 3,5 a 4,5, atacando o concreto;

- atmosfera viciada - citam-se, por exemplo, atmosferas industriais cujos ambientes são ricos em gás de amônia (NH_3), dióxido de enxofre (SO_2), etc. Esses elementos químicos combinam-se com os compostos do concreto, desestruturando-os;
- graxas ou óleos - as graxas e óleos são prejudiciais ao concreto nos seguintes pontos:
 - i) eles podem alterar a estrutura do concreto, sendo capazes de reduzir a resistência mecânica em 20%, além de prejudicarem a aderência do concreto com o aço;
 - ii) a cal livre reage com as graxas e óleos vegetais, transformando-se em sabão cálcico.

Outros fatores podem agravar o ataque do meio ambiente ao concreto:

- a orientação cardinal (norte, sul, leste oeste) da estrutura ou do elemento da estrutura;
- a incidência de ventos;
- o aumento ou oscilação expressiva da temperatura;
- fissuras com grandes aberturas;
- ciclos alternados de molhagem e secagem, etc.

a) Micro-regiões

Micro-região, ou micro-clima, é definido como o meio mais próximo do ponto analisado, de tal forma que sua influência abranja diretamente a conservação ou degradação dos elementos de concreto armado.

As características do micro-ambiente sobrepõem-se às do macro-ambiente — o ambiente todo —, podendo alterar significativamente as condições ambientais, como dito por ROSTAM (1991): "a classificação das condições ambientais se faz pelo micro-ambiente e não pelo macro-ambiente".

Aceita-se que partes das estruturas que se encontram nas regiões internas das edificações urbanas, por exemplo, estão menos propícias a se deteriorarem do que aquelas diretamente em contato com a atmosfera.

2.2.5.1 Classificação dos ambientes segundo as normas NB1/60, NBR 6118:2003 e CEB/90

Para se caracterizar a agressividade de um ambiente, é necessário saber qual o agente agressor e sua concentração junto à superfície do elemento de concreto.

À medida que os ambientes urbanos e rurais vão sofrendo sucessivas modificações de agentes agressores, é necessário que as normas se adaptem a essas novas situações. Medidas dessa natureza são necessárias para se projetarem estruturas duráveis nos contextos presentes e futuros. As TAB. 2.2 e 2.3 listam as classificações dos ambientes segundo as normas NB1/60, NBR 6118:2003 e o CEB/90.

TABELA 2.2 – Classificação dos ambientes segundo as normas NB1/60 e
NBR6118:2003

NB-1/60	NBR 6118:2003			
Classifica o meio como sendo agressivo ou não agressivo, sem caracterizá-lo.	Classe de agressividade	Agressividade	Risco de deterioração	Tipo de ambiente
	I	Fraca	Insignificante	Rural Submersa
	II	Moderada	Pequeno	Urbana (*) (**)
	III	Forte	Grande	Marinha (*) Industrial (*) (**)
	IV	Muito forte	Elevado	Industrial (*) (***) Respingos de maré
	(*) pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banhos, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura)			
	(**) pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes de estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.			
	(***) ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústria químicas.			

Fonte: NB1/60 e NBR 6118:2003.

TABELA 2.3 – Classificação dos ambientes segundo o CEB/90

Classe de exposição		Condições ambientais
1 - Ambiente seco		interior de edifícios destinados a habitações normais ou escritórios
2- Ambiente úmido	s/ congelamento	- interior de edifício onde a umidade é alta - componentes externos - componentes em solos não agressivos e/ou água
	c/ congelamento	- componentes expostos ao congelamento - componentes em solos não agressivos e/ou água - componentes internos onde a umidade é alta e exposta ao congelamento
3 - Ambiente úmido com agente de degelo		- componentes externos ou internos expostos a agentes de degelo
4 - Ambiente marinhos	s/ congelamento	- componentes ou partes imersos em água do mar
	c/ congelamento	- componentes ou partes imersos em água do mar congelada
5 - Ambiente quimicamente agressivo	a	- ambiente fracamente agressivo - atmosfera industrial agressiva
	b	- ambiente moderadamente agressivo
	c	- ambiente fortemente agressivo

FONTE: CEB/90.

2.2.6 Influência do cobrimento na durabilidade das estruturas

Define-se como cobrimento a camada de concreto entre a armadura mais externa, sejam estribos ou barras longitudinais, e a superfície de contato com o meio ambiente. Essa camada externa está diretamente relacionada à durabilidade da estrutura. Cobrimentos de boa qualidade conduzirão a estrutura a uma maior vida útil, isto é, à perpetuação das características iniciais do concreto e conseqüentemente à proteção do aço. O cobrimento de qualidade é caracterizado por uma boa proteção física e química para as armações. A proteção é feita através da ação física, desempenhada pela baixa permeabilidade, espessura adequada e pela ação química, em conseqüência da alcalinidade determinada pelos Ca(OH)_2 e os álcalis.

As características do cobrimento variam de acordo com a dosagem, lançamento, adensamento e a cura do concreto. Cabe aqui salientar que a qualidade do concreto nas camadas externas é inferior à do concreto do núcleo de um elemento estrutural. Essa distorção é mais pronunciada na face superior, onde, pelo efeito da exsudação, o concreto, ao endurecer, fica cheio de vazios como conseqüência da evaporação do excesso de água presente nos poros. O fenômeno da segregação dos agregados agrava o efeito de exsudação na face superior, reduzindo ainda mais a qualidade do concreto quanto à durabilidade da estrutura. A segregação faz com que a camada externa fique com maior taxa de finos e menor quantidade de agregados graúdos em relação ao seu interior, propiciando ao concreto, após seu endurecimento, uma maior porosidade e retração hidráulica.

A qualidade do cobrimento pode ser medida pela permeabilidade e espessura do cobrimento de concreto.

A permeabilidade é a grandeza física que expressa a dificuldade que um gás ou líquido tem em atravessar um corpo. A espessura do cobrimento é a barreira física que impede a transposição dos agentes agressores ao núcleo da seção de concreto e a proteção da armação.

A permeabilidade é influenciada pela dosagem do concreto, pela segregação da massa de cimento, pela quantidade de fissuras presentes nas camadas superficiais de concreto e pelo assentamento do concreto na forma.

A proporção adequada entre os agregados finos e graúdos possibilita o preenchimento de todos os vazios conduzindo a um melhor desempenho frente aos agentes agressores. A homogeneidade pode ser desfeita pela segregação dos componentes via “peneiramento” do concreto ou por falhas do adensamento.

As concentrações de armação junto às faces superiores e inferiores dos elementos da estrutura farão com que o concreto seja “peneirado”, segregando os agregados graúdos da pasta de cimento e areia. Essa segregação pode ser evitada de acordo com as orientações das normas, em que são reguladas as distâncias mínimas entre as barras.

Os espaçamentos entre as armações são projetados visando a permitir a passagem de todos os componentes do concreto, propiciando uma boa concretagem e adequada aderência entre o concreto e o aço.

Os procedimentos executados na concretagem e no adensamento também têm grande influência na qualidade do cobrimento. Alguns cuidados nesta etapa evitam o aparecimento de ninho de agregados graúdos ou de segregação dos componentes do concreto.

A próxima etapa a ser seguida durante a fase de execução dos elementos de concreto, antes que este atinja a maturidade, é a cura. Ela pode ser definida como procedimentos de controle de temperatura, de garantia de permanência da água da mistura na parte interna do elemento de concreto e da saturação completa por água no concreto recém-executado.

Para que o cimento se transforme em elemento ligante, é necessário que ele seja hidratado com água suficiente, transformando-se em gel, a fim de que os espaços

ocupados pela água sejam totalmente preenchidos pelos produtos hidratados. O concreto terá uma qualidade melhor se a relação gel/espaco da pasta de cimento for pequena.

A hidratação do cimento acontece quando os capilares do concreto estão cheios de água em quantidade mínima igual ao dobro da água necessária para a hidratação dos grãos de cimento (MEHTA, 1994). A cura inadequada conduzirá à hidratação incompleta do cimento.

A cura tem influência direta na resistência, na qualidade do concreto, na permeabilidade, na retração, na fluência, dentre outras propriedades do concreto.

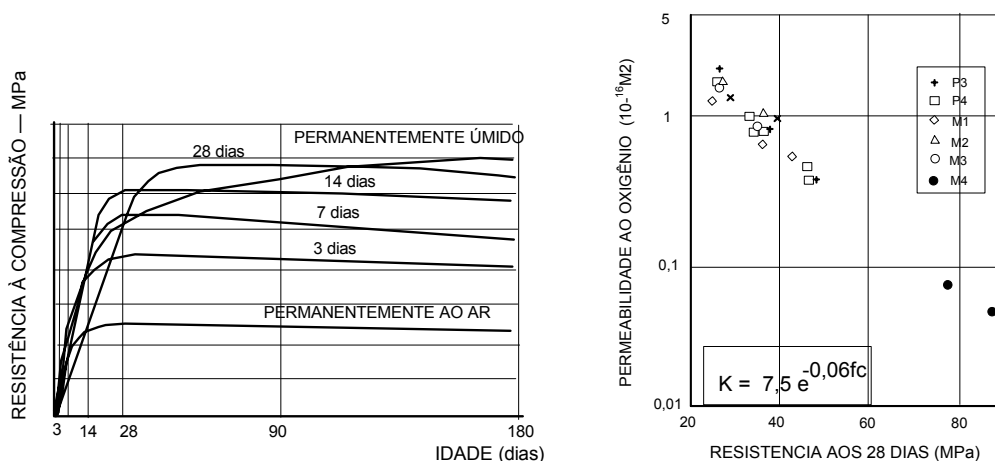


FIGURA 2.3 – O gráfico à esquerda mostra a influência da cura úmida sobre a resistência do concreto com fator água/cimento igual a 0,50. O gráfico da direita mostra a relação entre a resistência do concreto e a permeabilidade ao oxigênio de concretos bem curados. Ambos os gráficos referem-se a ensaios feitos em laboratórios.

Fonte: NEVILLE, 1997, p. 292. TORRENTE, 1992, p.5

O período necessário para proceder à cura dependerá do tipo de cimento e das condições climáticas do meio ambiente, principalmente da umidade relativa do ar. Em ambientes secos, com baixa umidade do ar, a cura deve ser eficiente e por um período de tempo maior. GIAMMUSSO (1992) sugere que a cura ideal, caso seja escolhido o processo de molhagem com água, de concretos com cimento portland comum, a temperatura ambiente de 22° C seja de 14 dias e nunca menos de 7 dias, prazo mínimo também sugerido por NEVILLE (1997), e que para cimentos de alto forno ou pozolânicos seja de 21 dias e não menor de 14 dias.

TABELA 2.4 – Tempo de cura sugerido pelas normas NB1/60, NBR 14931/2003 e CEB/90

NB1/60	NBR 14931:2003	CEB/90
“As superfícies de concreto....., devem ser protegidas por meios adequados de modo a se conservarem úmidas durante, pelo menos, sete dias contados do dia do lançamento.”	“Elementos estruturais de superfície devem ser curados até que atinjam resistência característica à compressão (fck),... igual ou maior que 15 MPa”.	“Imediatamente após a concretagem, o concreto deve ser protegido dos efeitos climáticos extremos, para que não afete as expectativas das propriedades do concreto”.

Fonte: NB1/60, NBR 14931:2003, CEB/90.

Através da permeabilidade pode-se estimar a velocidade e a profundidade máxima da penetração dos agentes agressivos no concreto em determinado intervalo de tempo.

A especificação da espessura mínima do cobrimento, visando à proteção física, é importante devido à inevitável permeabilidade do concreto de superfície. A espessura mínima necessária para atender as exigências de durabilidade e vida útil desejadas é dada pelas normas e procedimentos de acordo com a agressividade do meio ambiente e da qualidade do concreto.

Na TAB. 2.5 são colocados os valores mínimos da espessura sugeridos pelas normas NB-1/60, NB-6118:2003 e CEB/90, para estruturas de concreto armado.

TABELA 2.5 – Espessura mínima de cobrimento pelas normas NB1/60, NBR 6118:2003 e CEB/90

NB - 1/60	NBR 6118:2003		CEB/90		
<ul style="list-style-type: none"> • lajes e paredes no interior de edifícios → 10 mm(*); • lajes e paredes ao ar livre → 15mm; • vigas, pilares e arcos no interior de edifícios → 15 mm; • vigas, pilares e arcos ao ar livre → 20 mm; • peças em contato com o solo → 20 mm (**); <p>(*) laje no interior de edifícios permite-se 5mm de cobrimento, desde que seja feito com reboco. (**) cobrimentos especiais devem ser adotados para elementos expostos à ação de ácidos, álcalis, águas agressivas, óleos e gases nocivos, altas e baixas temperaturas. Também os coeficientes de segurança devem ser multiplicados por 1,2.</p>	Classe de agressividade	Cobrimentos mínimos (mm)		Classe de exposição	C_{min} (mm)
		Lajes	Viga / pilar		
	I	10	15	1	10
	II	15	20	2	25
	III	25	30	3, 4	40
IV (***)	35	40	5	(***)	
	<p>O cobrimento adotado deve ser igual a C_{nom} $C_{nom} = C_{min} + \text{tolerância}$</p> <p>A tolerância deve ser tomada igual a 10mm. Em casos de rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, pode ser adotado o valor de 5mm. (***) nas lajes inferiores de reservatórios e obras em ambientes química e intensamente agressivos, o cobrimento deve ser $\geq 45\text{mm}$.</p>		<p>O cobrimento adotado deve ser igual a C_{nom} $C_{nom} = C_{min} + \text{tolerância}$</p> <p>A tolerância deve ser tomada igual a 10mm. Em casos de rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, pode ser adotado o valor de 5mm. (***) a ser definido de acordo com o agente agressivo.</p>		

Fonte: NB1/60, NBR 6118:2003 e CEB/90.

2.2.7 Influência da geometria dos elementos estruturais de concreto armado na durabilidade das estruturas

Para se obter uma estrutura durável, é necessário partir de um bom projeto estrutural, que se torna um dos itens mais importantes nesse contexto. A geometria dos elementos estruturais e as formas deverão ser conscientemente definidas no projeto, a fim de satisfazerem à estética, à durabilidade e à viabilidade de execução e manutenção de uma dada estrutura de concreto.

A geometria das seções deve ser escolhida a partir do projeto em conformidade com os seguintes requisitos:

- conhecimento de todas as ações que atuarão na estrutura e suas combinações possíveis, não desprezando as etapas intermediárias do processo de construção;
- determinação das características do meio ambiente e principalmente do micro-clima em que as partes do elemento estrutural estarão inseridas;
- os processos construtivos e as respectivas etapas a serem empregados na construção ou na fabricação dos elementos estruturais;
- as etapas construtivas ou de montagem da estrutura;
- as características técnicas dos materiais (cimento, brita, areia, aditivos e aço) disponíveis na região onde será feita a estrutura;
- a periodicidade e o processo de manutenção.

Após décadas de observações, constatou-se que alguns tipos de estruturas têm maior probabilidade de deterioração precoce. Elementos mais esbeltos ou delgados têm normalmente durabilidade menor devido às dificuldades executivas somadas às deficiências de proteção das armaduras nela inseridas.

Na fase de projeto, estruturas desse tipo devem ser acompanhadas de recomendações quanto à qualidade e espessura de cobertura, além da escolha adequada da armadura. Já na fase executiva, faz-se necessária a escolha de um concreto mais auto-adensável, com baixa permeabilidade, bem como o cumprimento dos detalhes de projeto visando à durabilidade da estrutura, recomendações que devem todas ser rigidamente observadas.

Como regra geral, existem alguns parâmetros complementares que devem ser observados quando se projetam estruturas que sejam capazes de desempenhar bem sua função, sem se mostrarem defeituosas durante a vida útil e com um custo compatível de manutenção:

a) Interseção de superfícies com ângulo menor ou igual a 90°

Deve-se ter especial atenção com as quinas devido a sua vulnerabilidade quanto às ações mecânicas e decorrentes da concentração de agentes agressivos nas interseções das superfícies expostas. (FIG. 2.4)

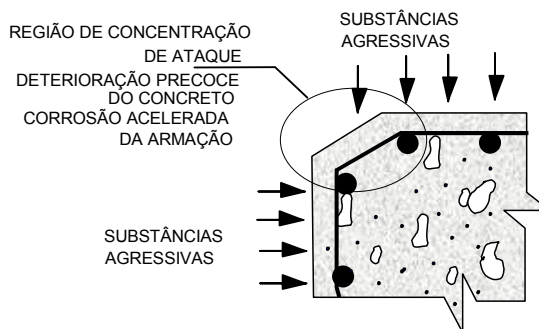


FIGURA 2.4 - Figura ilustrativa de elemento estrutural de concreto armado com quina com ângulo menor ou igual a 90°

Fonte: VASCONCELOS et al, 1993

b) Inclinação das superfícies

Superfícies horizontais que têm a probabilidade de acumular agentes agressivos devem ser evitadas. A abundância e a permanência desses agentes na superfície do concreto fazem com que a velocidade de deterioração seja mais rápida, comparada à das superfícies que não são capazes de acumulá-las. A NBR 6118:2003, em seu item 7.2, chama atenção para esse problema.

c) Quantidade de superfície exposta

A razão entre a superfície exposta e o volume de concreto de uma seção é grandeza na qual pode-se estimar a probabilidade que um elemento tem de ser mais vulnerável ao ataque de agentes agressores.

d) Concentração de tensão

Locais de concentração de tensão são pontos críticos de durabilidade. Os esforços podem produzir fissuração ou lascamento do concreto na estrutura, expondo as armações ao meio ambiente.

Observa-se que as armações desprotegidas submetidas a elevadas tensões possuem a taxa de corrosão anual mais alta que barras expostas com baixas tensões.

d.1) Abertura das fissuras

As normas internacionais e brasileiras regulam apenas a abertura das fissuras transversais das armações.

Os critérios de abertura de fissura não devem ser utilizados para fissuras longitudinais, que são as mais perigosas do ponto de vista da durabilidade.

d.2) Armações secundárias e de composição

As armações secundárias ou de composição devem ser tratadas com as mesmas precauções quanto aos critérios de durabilidade das armaduras principais. Estas também fazem parte da estrutura e devem ter a mesma apresentação estética.

Não é raro encontrarmos estruturas com estribos aparentes ou com pouco cobrimento, retratando a falta de consciência dos engenheiros e construtores.

d.3) Detalhamento das armaduras

A disposição das armações nas fôrmas deve facilitar a concretagem e o fluxo do concreto a fim de que todas as barras sejam envolvidas pelo concreto. Elevadas concentrações de armações junto às faces dificultam a vibração no processo de concretagem, além de serem prejudiciais à qualidade do cobrimento propiciando ninhos

de concretagem. Evitar elementos de dimensões delgadas e utilizar armações mais finas, com o propósito de reduzir a abertura das fissuras, devem ser medidas sempre adotadas.

d.4) Espaçadores

A colocação de espaçadores — gabaritos de cobrimento — visando ao cobrimento adequado das armações contribui de forma positiva para a durabilidade das estruturas de concreto. Eles devem ser feitos de preferência de concreto ou de material que tenha as mesmas condições de durabilidade do concreto da estrutura. PRUDÊNCIO (1992) sugere que eles sejam feitos com argamassa de areia e cimento na proporção de 1:3, com fator água/cimento igual a 0,5 e processo de cura rigoroso.

2.3 Carbonatação

2.3.1 Considerações preliminares

A durabilidade das estruturas, no que diz respeito à proteção e preservação das armaduras, está associada, na maioria dos casos, à conservação das propriedades físicas e químicas das camadas externas do concreto, a que se denomina, em engenharia de estruturas, cobrimento da armação. Portanto, a melhor proteção para as armaduras das estruturas de concreto é obtida por um cobrimento que tenha as características de integridade química e física, isto é, não apresente fissuras muito abertas, trincas, falhas de concretagem, etc.

Inicialmente, associa-se o cobrimento à proteção física do aço; no entanto a proteção química, em certos casos, também passa a ser uma das principais aliadas da estrutura de concreto contra o processo de corrosão das armaduras. A proteção química é decorrente do grau de alcalinidade da pasta de cimento.

A longevidade da proteção física proporcionada pelo concreto ao aço dependerá da integridade física e da qualidade do concreto de cobrimento, no que se refere à

permeabilidade e porosidade. No entanto, a longevidade da proteção química dependerá das características do meio ambiente, como a umidade e a concentração de gases ou compostos agressivos ao concreto, no qual o elemento está inserido, e da composição química da pasta de cimento, que poderá ter ou não adições minerais durante a fabricação do concreto.

Denomina-se carbonatação um dos processos de alterações químicas do concreto que está relacionado à redução e/ou à perda da capacidade de proteger os aços.

A carbonatação é a transformação do hidróxido de cálcio — Ca(OH)_2 — em carbonato de cálcio — CaCO_3 —, na presença do dióxido de carbono — CO_2 . Nessa reação química, a alcalinidade do concreto é reduzida do pH acima de 12 para valores até próximos de 8,5, colocando o aço das armaduras em situação vulnerável à corrosão.

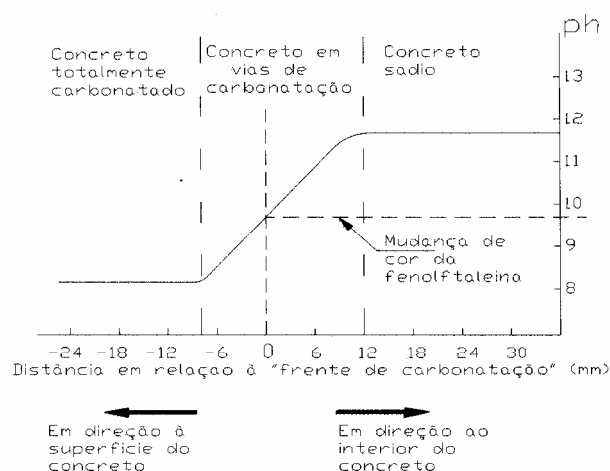


FIGURA 2.5 - Gráfico de gradiente de pH e grau de carbonatação do concreto.

Fonte: DURVAL, 1992. p.184.

Vários autores e procedimentos, inclusive a norma brasileira NBR 6118:2003, definem a vida útil de uma estrutura, em função da distância entre a camada de concreto carbonatada existente e as armações das estruturas de concreto armado, como mostrado na FIG. 2.6. A região limite entre o concreto carbonatado e o não carbonatado é denominada de frente de carbonatação. A carbonatação sempre se processa da região externa da seção de concreto em direção ao seu interior. Quando a frente de

carbonatação alcança a armação, num período de tempo denominado de vida útil de projeto, são necessárias providências para impedir que o processo de corrosão se instale, já que a armação encontra-se desprotegida ou despassivada, ou seja, sujeita à oxidação.

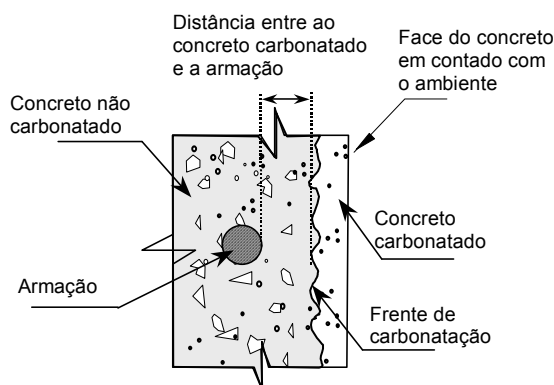


FIGURA 2.6 – A vida útil de uma estrutura é definida em função da distância entre a frente de carbonatação e as armações.

Graças a um convênio entre a Fundação para Desenvolvimento da Educação e o Departamento de Construção Civil da Escola Politécnica da USP, foi feito em 1998 um estudo coordenado pelos pesquisadores HELENE e LEVY (2000), com o objetivo de registrar as manifestações patológicas em estruturas de concreto de 5967 escolas do Estado de São Paulo. Deste estudo apurou-se que 96% de todas as manifestações tinham como causa a carbonatação do concreto de cobrimento das armações.

A grande incidência de patologias que têm como causa a carbonatação e o processo de corrosão das armações, em países como o Brasil, deve-se às condições de clima quente e úmido, presentes em países tropicais, onde estão sintetizadas as condições ideais para desenvolver, com bastante rapidez, a cinética dessas deteriorações. Segundo MITRE (2002), nos países de clima temperado, existe grande quantidade de deteriorações causadas pela contaminação e deterioração do concreto por íons Cl^- , devido à utilização de sal para o degelo.

2.3.2 Mecanismos da carbonatação do concreto

O cimento portland é formado basicamente por silicato tricálcico/alita ($3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$), silicato dicálcico/belita ($2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$), aluminato tricálcico ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$), ferro aluminato tetra cálcico ($4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$) e cal livre (CaO) (ALMEIDA, 1997). Dentre os componentes citados, os silicatos de cálcio C_3S e C_2S , durante a hidratação do cimento, geram grande quantidade de hidróxido de cálcio/portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), cerca de 20% a 25% do volume total da pasta hidratada (MEHTA, 1994), segundo as Eq. (2.1) e (2.2), que, dissolvido em águas intersticiais do concreto, preenche os poros e capilares. Outra fonte fornecedora da portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) é a hidratação direta da cal livre, Eq. (2.3). A portlandita é uma base forte com pH entre 12,0 e 13,0.

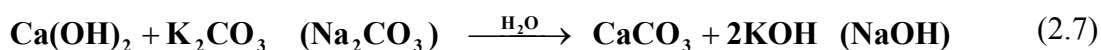
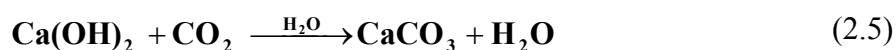


A quantidade maior de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ é proveniente da hidratação do C_3S .

Segundo MEHTA (1994), os cristais de hidróxido de cálcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$ são hexagonais e normalmente grandes. Sua morfologia varia bastante, podendo apresentar-se agrupados em pilha ou não, dependendo do espaço livre para a sua formação, da temperatura durante a hidratação do cimento e do grau de impureza do sistema. Quanto maior a quantidade de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ presente na pasta hidratada, menor será a resistência química, pois o hidróxido de cálcio é facilmente solúvel em soluções ácidas, comparando com o Silicato de cálcio hidratado (C-S-H).

Dá-se o nome de carbonatação a toda reação que envolve o elemento de dióxido de carbono (CO_2) que, associado à água, transforma as substâncias alcalinas da pasta de cimento em carbonato de cálcio (CaCO_3). Normalmente estas reações são complexas, envolvendo, em muitos casos, duas etapas de transformações químicas.

Todo processo de carbonatação é iniciado quando o dióxido de carbono, presente na atmosfera ou originado de alguma outra fonte, associa-se à água formando o ácido carbônico (H_2CO_3), Eq. (2.4), já que o CO_2 na forma de gás é inerte às substâncias alcalinas do cimento. O ácido carbônico reage, preferencialmente, com o hidróxido de cálcio presente na pasta de cimento, Eq. (2.5), mas também pode reagir com outras bases do composto hidratado, como os álcalis, aluminatos e silicatos de cálcio, como nas Eqs. (2.6) e (2.7).



O resultado da reação entre o hidróxido de cálcio com o ácido carbônico é o carbonato de cálcio (CaCO_3) em suas variações — vaterita, aragonita ou calcita — dependendo da influência de fatores externos (SILVA, 2003).

A alcalinidade do concreto, de acordo com o Diagrama de Pourbaix, é suficiente para garantir a integridade do aço, desde que a pasta de cimento esteja isenta de íon de Cloro (Cl^-).

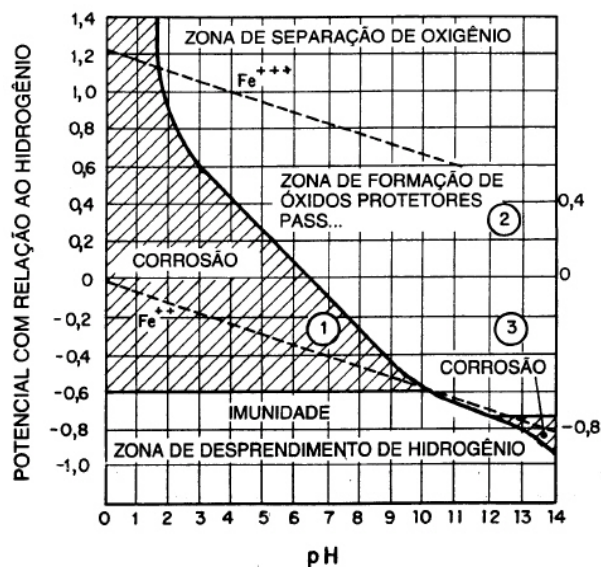


FIGURA 2.7 - Diagrama de Pourbaix ou Equilíbrio de potencial pH para o sistema Fe-H₂O a 25°C.

Fonte: CÁNOVAS, 1988, p. 69.

A carbonatação provoca no concreto: redução da porosidade/permeabilidade superficial; aumento no peso da massa; aumento da resistência mecânica e um pequeno aumento da retração volumétrica (NEVILLE, 1997). O único efeito prejudicial ao concreto, no que tange à *performance* da estrutura, é a redução acentuada do pH da pasta de cimento. A reação de carbonatação também reduz a capacidade de formação da película de ferrato de cálcio, importante na proteção das armaduras contra a corrosão.

Com esta redução do pH, a proteção química do concreto ao aço passará a não existir, colocando-o em situação vulnerável à corrosão.

2.3.3 Espessura de carbonatação

2.3.3.1 Fatores que influenciam na carbonatação

As camadas superficiais do concreto são mais ricas em finos do que as camadas internas. Esta segregação natural faz com que ocorra um decréscimo gradual de porosidade no sentido da camada externa para a interna.

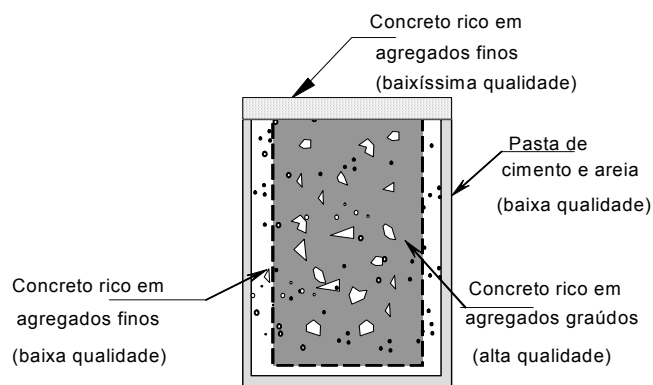


FIGURA 2.8 - Qualidade das camadas de um elemento de concreto armado

Além da segregação natural entre a pasta de cimento e agregados no sentido do interior da seção de concreto, o efeito de compactação por vibração ou por ação direta sobre a massa de concreto ainda fresca, a segregação dos agregados durante a moldagem e a exsudação da água de argamassagem propiciam o surgimento de uma capa superior de qualidade ainda mais baixa.

Logo após a concretagem, os poros da pasta de cimento ainda estão saturados da água proveniente da execução do concreto, impedindo que ocorra, nestas condições, o início do processo de carbonatação. À medida que a água livre evapora e/ou combina com os componentes do cimento, em condições normais, o grau de umidade tenderá para níveis mais baixos, possibilitando a ocorrência da carbonatação. A porcentagem de umidade ideal para que a carbonatação ocorra é em torno de 70%. A cinética do processo de carbonatação começa nas camadas externas do elemento de concreto. À medida que a reserva alcalina da pasta de cimento tende a acabar, o CO_2 dissolvido em água penetra pelos poros e capilares da pasta de cimento, carbonatando os cristais de hidróxidos de cálcio em sua passagem. Assim, sucessivamente, as camadas de concreto carbonatadas aumentam gradualmente em direção ao centro da seção transversal afetada, tendendo a se estabilizar depois de determinado período.

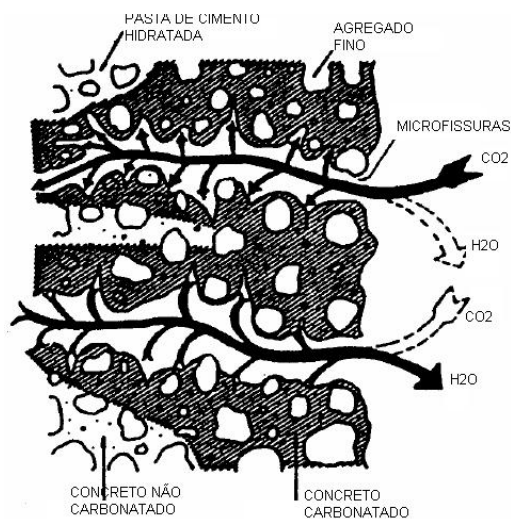


FIGURA 2.9 - Penetração do CO_2 pela camada superficial e pelas microfissuras de uma seção de concreto

Fonte: BUCHER, 1991, p.484.

A espessura da camada de concreto carbonatado, tendo decorrido um intervalo de tempo de vida do concreto, dependerá basicamente dos seguintes fatores:

- do meio ambiente, como do grau de saturação de CO_2 presente na atmosfera e da umidade relativa do ambiente;
- da quantidade de hidróxido de cálcio no concreto, isto é, da reserva alcalina disponível para que ocorra a carbonatação;
- da permeabilidade do concreto;
- do grau de umidade do concreto.

a) Influência do meio ambiente

a1) Concentração de dióxido de carbono (CO_2) na atmosfera

A concentração de dióxido de carbono é característica do meio ambiente. Segundo SILVA (2003), a variação na concentração de CO_2 terá grande influência na velocidade do avanço da frente de carbonatação.

Para concretos iguais, submetidos a diferentes concentrações de CO₂, quanto maior a concentração de CO₂ no ambiente, maior a espessura de carbonatação. De acordo com MITRE (2002), a lei de difusão, segunda Lei de Fick, é que rege o fluxo de gases através dos poros por meio de diferencial de gradiente de concentração do CO₂.

Em concretos com baixo fator água/cimento, pode-se notar que a concentração de CO₂ terá grande influência na espessura de concreto carbonatado devido à dificuldade de sua penetração nas camadas internas (NEVILLE, 1997).

A concentração de dióxido de carbono, TAB. 2.6, varia de acordo com o ambiente.

TABELA 2.6 – Concentração de Dióxido de Carbono (CO₂) de acordo com o ambiente

Atmosfera rural	0,03%
Ambiente urbano bem ventilado	0,1%
Ambiente urbano com ventilação razoável	0,3%
Ambientes industriais, garagem de edifícios	1,0% ou mais

Fonte: NEVILLE, 1997.

Em medições feitas por ISAIA (2001), a concentração do dióxido de carbono presente em atmosferas urbanas normais é de 0,04%.

a 2) Umidade relativa do ar e umidade interna do concreto

A umidade relativa do ar tem grande influência no processo de carbonatação. Por correlação, a umidade do próprio concreto também terá influência.

A capacidade de carbonatação do concreto será baixa em ambientes secos, pois o CO₂ dificilmente se ionizará para formação do ácido carbônico (H₂CO₃) e, conseqüentemente, para a formação do carbonato de cálcio (CaCO₃). O mesmo ocorre em ambientes bastante úmidos, onde os poros do concreto saturados de água, retardam a difusão do CO₂. A difusão do CO₂ na água é 4 vezes mais lenta que no ar (SILVEIRA, 2000).

Para umidade relativa entre 40 e 80%, a capacidade de carbonatação do concreto será máxima.

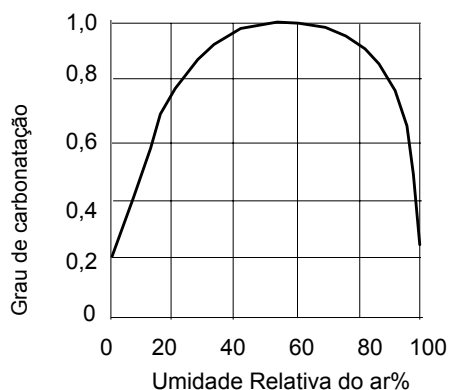


FIGURA 2.10 – Influência da umidade relativa do ar no processo de carbonatação de uma estrutura de concreto.

Fonte: CÁNOVAS, 1988, p.68.

Em elementos de concreto que estão submetidos a ciclos de secagem e molhagem, a velocidade do avanço da frente de carbonatação é mais lenta, se comparada ao processo de carbonatação em elementos protegidos das variações climáticas. Em compensação, estes mesmos elementos estão sujeitos à fissuração superficial devido à retração hidráulica, ficando mais vulneráveis à entrada do ácido carbônico.

As águas internas, presentes no concreto endurecido, podem ser provenientes do meio ambiente, via percolação das águas pelas fissuras, capilares e poros, ou de águas provenientes do processo de argamassagem do concreto. A classificação e denominação das águas internas dependem do seu posicionamento dentro da estrutura do concreto ou da facilidade com que essa água poderá ser extraída. As águas podem ser livres, capilares, interlamelares e quimicamente combinadas.

As águas livres, como o próprio nome diz, não estão associadas a nenhum componente do cimento anidro. Essas são encontradas nos poros maiores do concreto — poros maiores que 50nm. Normalmente essas águas são utilizadas no processo de carbonatação, por apresentarem maior disponibilidade para a combinação com o CO₂, e podem ser totalmente removidas quando a umidade ambiental fica abaixo de 45%.

Chamamos de águas capilares as águas presentes nos poros capilares ou nos pequenos vazios do concreto – vazios com dimensões entre 5nm e 50nm. As águas adsorvidas podem ser removidas quando a umidade do ar fica inferior a 30%. Estas também podem se associar ao CO₂ para a formação do ácido carbônico, mas em menor intensidade. Segundo NEVILLE (1997), com uma umidade do ar menor que 25%, “a água disponível nos poros internos da pasta de cimento é insuficiente para que o CO₂ forme o ácido carbônico”.

As águas interlamelares são aquelas encontradas entre as lâminas de **C-S-H** e que, numa umidade ambiental abaixo de 11%, serão removidas do interior do concreto. Portanto, dificilmente são utilizadas no processo de carbonatação.

As águas quimicamente combinadas são aquelas que nunca se perdem durante o processo de secagem. Neste caso, não são utilizadas, em nenhuma hipótese, na cinética da carbonatação, pois teriam que anular as ligações entre os elementos químicos do cimento hidratado.

b) Quantidade de hidróxido de cálcio

O tipo de cimento também altera consideravelmente a profundidade de carbonatação do concreto, com o tempo, devido à “reserva alcalina”, NEVILLE (1997). Entende-se por reserva alcalina a quantidade de Ca(OH)₂ — em maior volume —, Na(OH) e K(OH) — em menor volume —, que se encontram disponíveis no processo de carbonatação.

Existe hoje no mercado uma grande variedade de tipos de cimento. Cada um possui uma composição diferente entre os silicatos, aluminatos e outros componentes. Essa variação faz com que alguns cimentos sejam mais resistentes a certos agentes agressores do que outros.

Grande porcentagem do hidróxido de cálcio é proveniente dos silicatos — C₃S e C₂S—, responsáveis, respectivamente, por 49% e 26% do volume total de Ca(OH)₂, aproximadamente —, o restante tem origem na hidratação direta da cal livre — CaO.

No volume total da pasta hidratada, o hidróxido de cálcio ocupa cerca de 20 a 25% (MEHTA, 1994). De acordo com PETRUCCI (1980), a porcentagem de hidróxido de cálcio no cimento comum situa-se entre 61% a 67%, e o silicato tricálcico (C_3S) produz cerca de 2,5 vezes mais hidróxido de cálcio do que o silicato dicálcico (C_2S).

Concretos feitos com cimentos que contêm maior porcentagem de silicatos possuem relativamente menor espessura de carbonatação, devido à elevada reserva alcalina e ao efeito de colmatação dos poros e capilares superficiais pelo carbonato de cálcio.

Segundo NEVILLE (1997), em concretos feitos com “os cimentos resistentes a sulfatos, a profundidade de carbonatação é 50% maior e com cimentos de alto-forno, até 200% maior do que com cimentos portland comum”.

VIEIRA (2001) constatou a influência do tipo de cimento frente ao ataque do CO_2 , como “sendo sempre maior” a susceptibilidade de carbonatação dos concretos com cimento CII se comparada à de cimento CPV-ARI. Ainda nesta mesma pesquisa, verificou-se que a relação entre água/cimento é o fator mais importante na resistência ao avanço da carbonatação. “No caso do cimento CPV-ARI, para consumos de cimentos de 350kg/m^3 e 300kg/m^3 a redução de água/cimento de 0,65 para 0,45 reduz a profundidade de carbonatação em 90% e 55%, respectivamente. Para os concretos confeccionados com cimento CII, a diminuição da relação água/cimento de 0,65 para 0,45 reduz a carbonatação em aproximadamente 50%.”

O volume de cimento empregado por metro cúbico de concreto também altera o avanço da profundidade da carbonatação. Em concretos cujo consumo de cimento é alto, a espessura carbonatada é pequena devido à redução da porosidade capilar e da maior quantidade de hidróxido de cálcio nas camadas externas do concreto. Esta relação foi verificada também por VIEIRA (2001), que observou uma redução de 80% da espessura de carbonatação, em relação ao consumo de cimento maior, ao utilizar concretos feitos com cimento CPV-ARI empregando consumo de cimento de 300 kg/m^3 e 350 kg/m^3 , e fator água/cimento de 0,45.

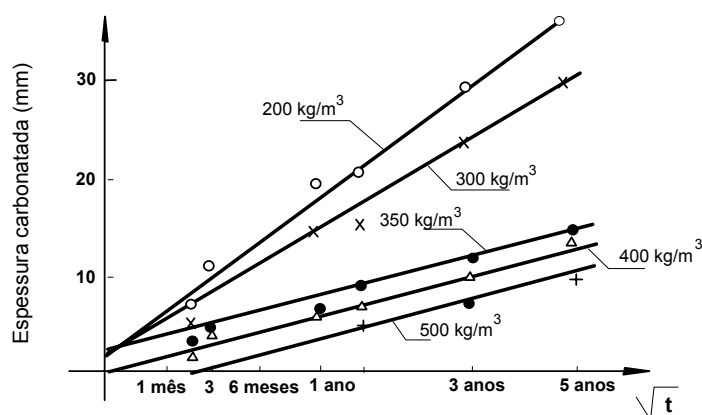


FIGURA 2.11 - Influência da dosagem de cimento na espessura da camada de concreto carbonatado

Fonte: DURVAL, 1992, p. 186.

SILVEIRA (2000) cita algumas observações feitas por MONTEIRO e NEPOMUCENO⁴ em estudos desenvolvidos com concreto, com algumas adições, como:

- “a carbonatação é geralmente mais rápida no caso de cimentos com adições, apesar do efeito benéfico de refinamento dos poros”;
- “o aumento do teor de C_3A do cimento faz com que a corrosão das armaduras leve mais tempo para se iniciar”.

Já ALMEIDA⁵, apud SILVEIRA (2000), conclui em sua pesquisa que “em quaisquer das condições de cura, os cimentos com aditivos superplastificantes apresentaram profundidade de carbonatação consideravelmente menores do que os sem aditivos”.

A substituição do material cimentício nos concretos por material pozolânico — como sílicas ativas, cinzas volantes, cinza de casca de arroz ou escória de alto forno — faz alterar a microestrutura da pasta de cimento, reduz a porosidade e a permeabilidade dos

⁴ MONTEIRO, E.C.B., NEPOMUCENO A. A. “Estudo da capacidade de proteção de alguns tipos de cimento nacionais em relação à corrosão de armaduras, sob ação conjunta de CO_2 e íons cloretos”. Congresso Internacional de Concreto de Alto Desempenho, Florianópolis- Brasil, 1996- p. 379 a 389

⁵ ALMEIDA, I. R. “Betões de alta resistência e durabilidade”. Tese de Dourado, LINEC- Universidade Técnica de Lisboa, 1990, 740p.

concretos, promove o refinamento dos poros, aumenta a tortuosidade dos canais capilares,, mas, reduz a reserva alcalina do concreto. Este fator leva ao aumento da espessura final da carbonatação. Conclusão retirada das pesquisas de CASTRO (2003), ISAIA (2001) e COUTO (2003).

c) Permeabilidade – definição e influência na espessura da carbonatação

Permeabilidade é a capacidade que um corpo tem de se deixar passar por um fluido em um determinado intervalo de tempo, formando um fluxo contínuo. Esse fluxo pode passar através dos poros da pasta ou dos agregados, ou mesmo através das microfissuras da pasta de cimento. A permeabilidade é uma propriedade que tem muita influência na durabilidade da estrutura.

A resistência que as camadas superficiais impõem à entrada de agentes agressivos é uma garantia da integridade do aço e da massa de concreto no interior do elemento.

Segundo NEVILLE (1997), a permeabilidade não é apenas função da porosidade, mas também da dimensão, distribuição, tortuosidade e continuidade dos poros, da granulometria e forma dos agregados, do adensamento e da cura do concreto.

Os poros existentes na pasta do concreto são classificados em poros gel, poros capilares e de ar, que por sua vez são subdivididos de acordo com seus tamanhos:

- microporos - menores que 50nm
- mesoporos - de 50 a 500nm
- poros capilares - maiores que 500nm
- macroporos - maiores que 5×10^4 nm

Os poros menores originam-se de vazios gerados na reação do cimento (C-S-H), e os maiores são devidos à incorporação involuntária de ar e dos espaços deixados pela água na hidratação do cimento ou na evaporação da mesma, adicionada em excesso. Os poros

maiores são normalmente interconectados e, segundo PAI⁶, apud SILVA (1995), são os grandes cooperadores da alta permeabilidade.

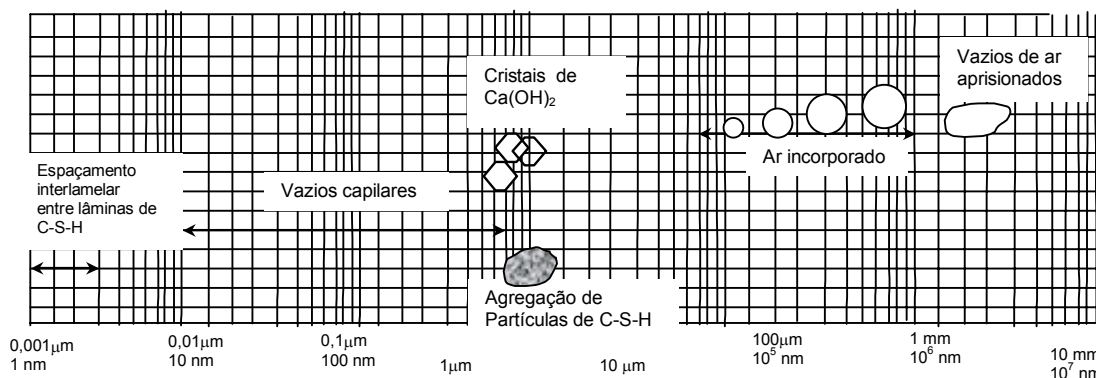


FIGURA 2.12 - Classificação granulométrica dos componentes e vazios presentes na pasta de cimento.

Fonte: MEHTA, 1994, p. 27.

Segundo NEVILLE (1997), a influência da porosidade dos agregados na permeabilidade do concreto é reduzida, desde que eles estejam completamente envolvidos pela pasta de cimento.

O concreto é um composto heterogêneo devido a sua própria natureza de composição e a segregação natural entre os finos e os agregados maiores, como é mostrado na FIG. 2.13.

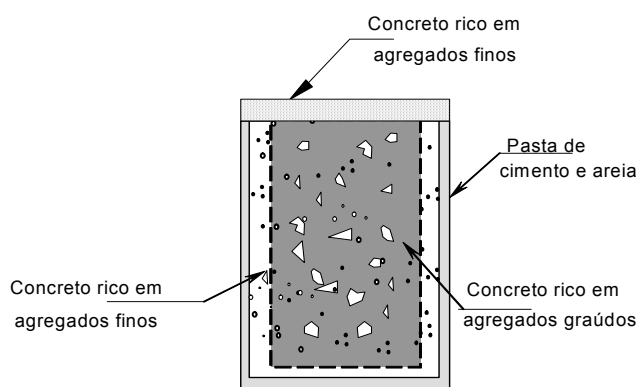


FIGURA 2.13 – Distribuição esquemática dos agregados graúdos, agregados finos e pasta de cimento em uma seção de concreto

⁶ PAI, B.V.B. The constituents of concrete, their nature and role in durable performance. NCB INTERNATIONAL SEMINAR ON CEMENT AND BUILDING MATERIALS, 2. New Delhi, 1989. p. X44-X52.

Isto faz com que, próximo à superfície, o concreto seja rico em pasta e pobre em agregados, logo, de qualidade inferior ao núcleo. A segregação pode ser acentuada ou minimizada conforme o adensamento, o tipo de fôrma e a distribuição e densidade da armação.

Fatores água/cimento elevados faz com que o concreto seja muito permeável. A água excedente da hidratação do cimento evapora-se, deixando vazios, na maioria interligados. Além disso, um fator água/cimento alto provoca maior retração na pasta e leva ao aparecimento de fissuras de retração hidráulica.

O mesmo ocorre com curas inadequadas ou mal executadas (principalmente em concretos cuja superfície exposta seja grande), que são causas de fissuras de retração.

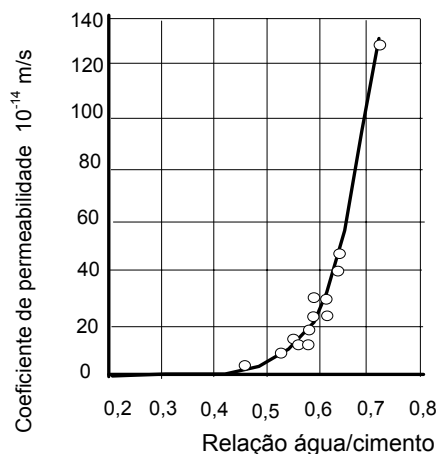


FIGURA 2.14 – Influência do fator água/cimento na permeabilidade do concreto

Fonte: NEVILLE, 1997, p.436.

De acordo com o CEB/90 o coeficiente de permeabilidade ao gás (K_g) é constante, desde que o material não sofra transformações físicas ou químicas. Seu valor estimado pode ser calculado pela resistência à compressão do concreto ou pelo fator água/cimento.

$$\log K_g = -\left(14 + 0,5 \cdot \frac{f_{ck}}{10}\right) \quad (m^2) \quad (2.8)$$

$$\log K_g = -(19 + 5 \cdot \frac{w}{c}) (m^2), \text{ para } 0,4 < w/c < 0,7 \quad (2.9)$$

Como a permeabilidade do concreto está diretamente ligada à classificação de durabilidade das estruturas de concreto, todos os componentes do concreto (agregados, pasta de cimento, materiais pozolânicos e outros) têm uma parcela na determinação da permeabilidade total do concreto.

Segundo NEVILLE (1997), “desde que as partículas dos agregados estejam envolvidas pela pasta de cimento, nos concretos plenamente adensados, é a permeabilidade da pasta que tem maior efeito sobre a permeabilidade dos concretos”. Em termos genéricos, os vazios do concreto, causados por falhas de adensamento, correspondem à proporção de 1% a 10% do volume total. Já o volume dos poros do gel representa 28% do volume total e dos poros capilares 0% a 40%, dependendo do fator água/cimento, da quantidade de cimento e do grau de hidratação do cimento e lembrando que o gel do cimento hidratado é 2,1 vezes maior em volume que o cimento anidro. A permeabilidade também depende das características dos poros capilares como a dimensão, distribuição, espessura, continuidade e tortuosidade.

Se o CO₂ tiver facilidade em se difundir pelos poros de concreto, é indicação de que a sua permeabilidade é alta, propiciando, portanto, uma maior espessura de carbonatação.

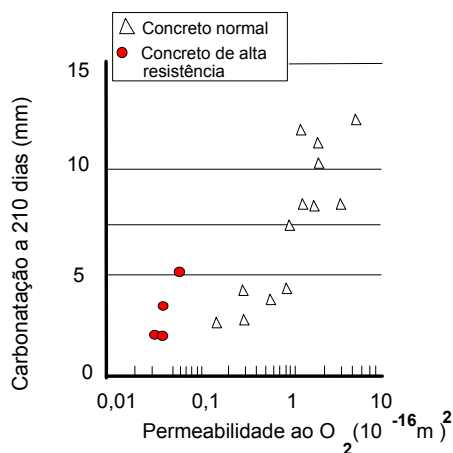


FIGURA 2.15 – Influência da permeabilidade na espessura de carbonatação de dois tipos de concreto

Fonte: TORRENT, 1992.

A permeabilidade também depende de fatores tais como:

- dosagem dos componentes do concreto. Concretos ricos em pasta apresentam tendência de maior permeabilidade por terem maior conectividade entre os poros, além de apresentarem maior fissuração.
- adensamento do concreto;
- tempo e processo de cura do concreto;
- fator água/cimento;
- segregação das camadas externas e internas;
- tipo de cimento. Cimentos com grãos maiores produzem concretos mais permeáveis.

O fator água/cimento tem influência marcante na espessura de carbonatação do concreto (FIG. 2.16). HELENE (1996) cita um trabalho de GREGER⁷, no qual há uma correlação entre fatores água/cimento com os “módulos de profundidade” de carbonatação. Entende-se como módulo de profundidade a proporção entre a espessura de carbonatação de um concreto com fator água/cimento igual a 0,45 pela espessura de

⁷ GREGER, Martin, 1969. Corrosion of steel due to the carbonation of concrete. In. International Symposium on Durability of Concrete, Praga, 1969.

carbonatação de outro concreto com a mesma idade: módulo de profundidade= $\text{esp}(X)/\text{esp}(0,45)$

TABELA 2.7 – influência do fator a/c na profundidade de carbonatação

Fator água/cimento	Módulo de profundidade
0,8	4
0,6	2
0,45	1

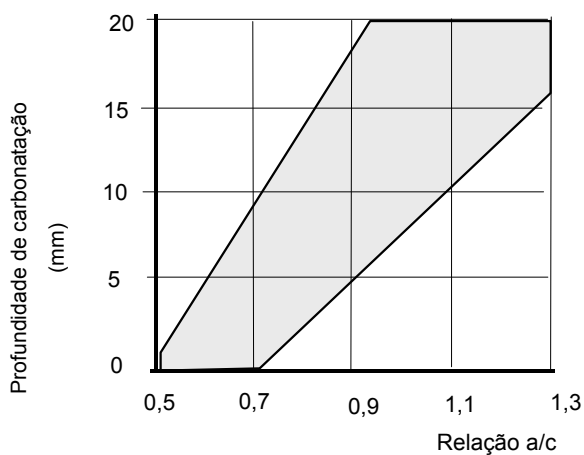


FIGURA 2.16 – O gráfico da variação do fator água/cimento com a espessura de carbonatação

Fonte: HELENE, 1996, p. 10.

GIAMMUSSO (1992) apresenta um quadro no qual relaciona o fator água/cimento ao tempo (anos) necessário para carbonatar 10mm e 20mm de concreto.

TABELA 2.8 - Tempo (anos) necessário para se carbonatar 10 e 20mm de concreto com os respectivos fatores água/cimento

a/c	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70
10mm	75	25	12	7	6	5
20mm	330	100	50	30	25	20

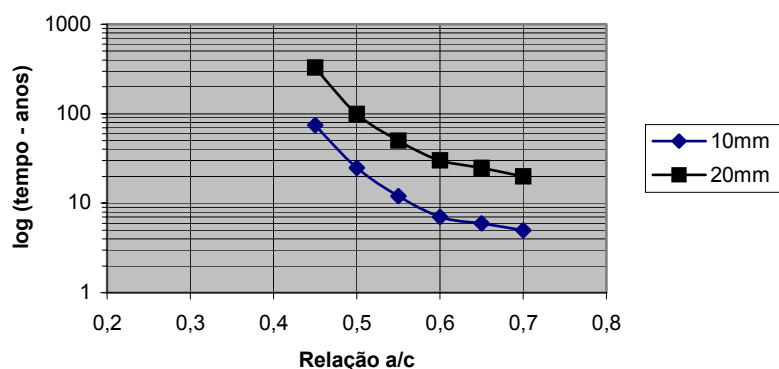


FIGURA 2.17 – Representação gráfica das espessuras de carbonatação

Fonte: GIAMMUSSO, 1992.

O processo e tempo de cura do concreto é que comandará a formação e o refinamento dos poros gel e capilares. Portanto, a cura é um dos fatores de grande importância para a redução da permeabilidade do concreto. Na pesquisa desenvolvida por CASTRO (2003), todos os concretos que passaram por processo de cura controlado e eficiente obtiveram menor espessura de carbonatação.

2.3.3.2 Velocidade da carbonatação

À medida que é formado o carbonato de cálcio, que é produto insolúvel, os poros de concreto vão se colmatando, tornando-se impermeáveis e dificultando a penetração do CO_2 . Sendo assim, a velocidade de carbonatação é variável com o tempo. No início, a espessura de carbonatação aumenta muito rapidamente, mas no decorrer do tempo, quando vão sendo tamponados os poros e a penetração do CO_2 vai sendo dificultada, a velocidade de carbonatação tende a se estabilizar em um valor máximo.

Segundo ISAIA (2001), a velocidade do avanço da frente de carbonatação dependerá do histórico dos ciclos de secagem e molhagem sucessivas a que o elemento de concreto for submetido. A espessura carbonatada tenderá a um limite, pois o carbonato de cálcio, ao se depositar nos poros, faz com que o caminho antes percorrido pelo ácido carbônico seja maior e mais profundo em relação à superfície do concreto. Observa-se que, na FIG. 2.18, a tangente à curva é a velocidade de carbonatação, que diminui com o tempo.

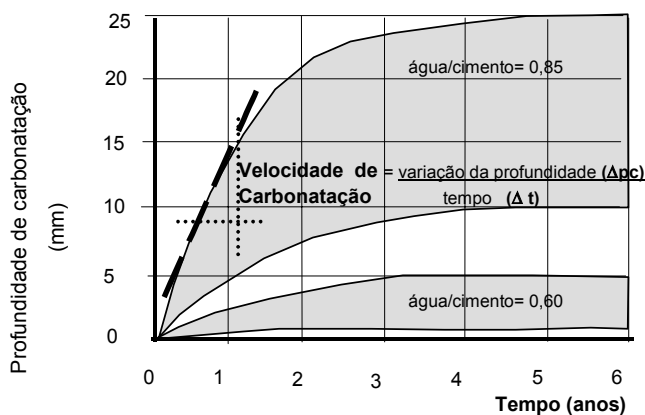


FIGURA 2.18 – Gráfico da variação da profundidade de carbonatação com o tempo e com a relação água/cimento

Fonte: HELENE, 1996, p. 9.

2.3.4 Outros mecanismos de carbonatação

Outros processos de carbonatação também podem ocorrer. Eles podem variar de acordo com o ambiente e o mecanismo de formação. CINCOTTO (1992) descreve a reação que pode ocorrer em ambientes de águas agressivas, com altos teores de CO_2 (águas de terrenos calcáreos), onde o CO_2 reage com a água formando um ácido fraco H_2CO_3 , que em contato com o hidróxido de cálcio transforma-se em bicarbonato de cálcio ($\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$).

Segundo BIJEN (1989), as normas européias classificam a agressividade do meio de acordo com a concentração de CO_2 na água.

TABELA 2.9 – Classificação da agressividade do meio de acordo com a concentração de CO₂

Agressividade	pH	Concentração de CO ₂ (mg/l)
Fraca	6,5 - 5,5	15 - 30
Moderada	5.5 - 4,5	60 - 100
Forte	< 4,0	> 100

Fonte: BIJEN, 1989, p. 13.

O bicarbonato de cálcio, por ser solúvel em água, desprende-se da massa de concreto, sem criar uma barreira protetora, como no carbonato de cálcio. Com isto, o bicarbonato de cálcio não reduz o avanço da carbonatação no concreto, sendo que, em alguns casos, esse processo até acelera.

O segundo processo se dá com a cal livre formada na hidratação do cimento, presente na massa de concreto. A cal é carregada até a superfície através da água de chuva ou infiltração. Em contato com o CO₂, transforma-se em carbonato de cálcio (CaCO₃), que é pouco solúvel em água (SILVA, 1995). Esse tipo de fenômeno, denominado de eflorescência, é caracterizado por manchas brancas com aspecto de escorrimento, sendo os seus danos apenas estéticos. A eflorescência é característica de concreto de elevada permeabilidade.

Cimentos que liberam baixos teores de cal são os mais indicados para se evitar esse tipo de carbonatação, como por exemplo os pozolânicos ou de alto forno.

2.3.5 Relação entre a espessura e a velocidade de carbonatação

Normalmente as estruturas são projetadas visando a uma vida útil maior possível. Nesse período elas deveriam permanecer com as mesmas características, estéticas e mecânicas, quando da época de sua execução.

Depois que o elemento de concreto sofre a carbonatação das camadas superficiais, devido ao diferencial de concentração de gases, o CO_2 penetra através dos poros, capilares e microfissuras, no interior da peça de concreto, carbonatando os cristais de hidróxidos de cálcio.

Assim que a carbonatação avança para o interior da massa concreto, ocorrerá, em algum momento, a carbonatação do concreto envolvente da armadura. Nessa fase, a armadura iniciará o processo de despassivação, ficando vulnerável à corrosão.

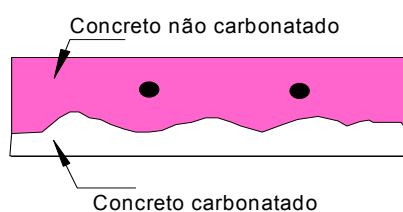


FIGURA 2.19 – Espessuras irregulares da camada carbonatada de concreto armado

A partir do momento em que a espessura de carbonatação atinge a armação, as estruturas deverão ser submetidas a uma ação mais efetiva, como reformas e reparos, a fim de permanecerem com boa *performance*.

Relacionar a espessura necessária do cobrimento a um período de tempo determinado, para que a carbonatação não atinja o nível da armação, é tarefa bastante complexa devido à enorme quantidade de variáveis envolvidas, tais como:

- a heterogeneidade do concreto;
- a imprecisão da espessura do cobrimento da armadura;
- a cura imperfeita, provocando no concreto efeito deletério que prejudica a boa *performance* do cobrimento, como, por exemplo, a fissuração devido à retração.

Além disso, o cobrimento deverá ter uma espessura mínima de forma a propiciar uma melhor *performance* das estruturas.

Vários pesquisadores desenvolveram pesquisas relacionando a espessura da carbonatação a outras propriedades físicas do concreto – permeabilidade e resistência à compressão. A resistência à compressão é a propriedade que mais se relaciona à espessura de carbonatação, como mostrado na FIG. 2.20.

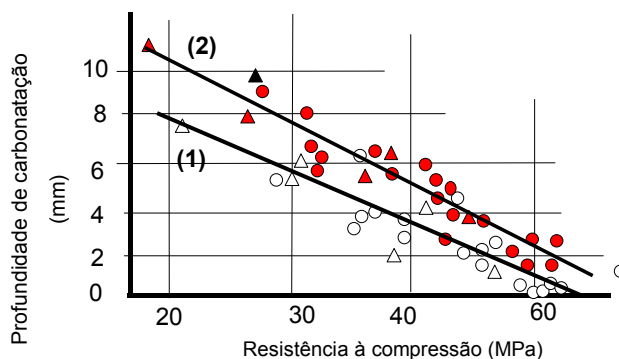


FIGURA 2.20 – Relação entre a resistência da compressão do concreto aos 28 dias e a profundidade de carbonatação

Fonte: DURVAL, 1992, p. 189

Para a determinação de uma espessura mínima de cobrimento devem ser levadas em consideração as propriedades do concreto e do meio ambiente. Esse valor do cobrimento poderá se alterar se o concreto for de baixa qualidade ou tiver uma excepcional *performance* quanto à permeabilidade.

A espessura estimada da carbonatação pode ser calculada pela Eq. (2.10).

$$x = K \cdot \sqrt{t} \quad (2.10)$$

Onde:

x —profundidade da carbonatação (mm);

t —tempo de exposição ao CO_2 (s);

K —coeficiente de carbonatação ($\text{mm} \cdot \text{s}^{-0,5}$).

SILVA, V. (2003) cita a expressão de HO & LEWIS⁸, onde é acrescentada a espessura da carbonatação inicial – x_0 .

$$x = x_0 + K \cdot \sqrt{t} \quad (2.11)$$

O coeficiente K é função da concentração de dióxido de carbono no meio ambiente, do coeficiente de difusão do gás (permeabilidade do concreto), da quantidade de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ a carbonatar.

$$K = \sqrt{\frac{2 D_0 \cdot C_1}{a}} \quad (2.12)$$

Expressão proposta por BUCHER (1991), onde:

D_0 — coeficiente da difusão do gás CO_2 ($\text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$);

C_1 — concentração de CO_2 no meio ambiente ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$);

a — quantidade de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ a carbonatar a uma profundidade X ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$).

Outra forma de se calcular o coeficiente de carbonatação é utilizar as características do concreto. A expressão de SITTER⁹, citada por SIEMES (1985), é uma forma mais simplificada pois não leva em consideração a concentração de CO_2 no meio ambiente. Os valores do coeficiente R são dos concretos feitos com cimentos europeus.

$$K = \frac{(46w - 17,6)}{2,7} \cdot R \cdot a \quad (2.13)$$

onde:

⁸ HO, D.W.S; LEWIS, R.K. “Carbonation of concrete and its prediction”. Cement and Concrete Research, v.17, n.3, p.489-504. 1987

⁹ SITTER, W.R. de. “Berekening van de levensdwer van gewapend beton met het oog op corrosive van de wapening. HBG, Report S387, march 1982.

w — fator água/ cimento ($a/c < 0,6$);

R — influência do tipo de cimento;

R = 1,0 para concreto feito com cimento tipo A;

R = 0,6 para concreto feito com cimento tipo B;

R = 1,4 para concreto de alto forno com 30 a 40% de escória;

R = 2,2 para concreto de alto forno com 60% de escória;

a — influência da condição climática;

a = 0,3 para concreto úmido;

a = 0,5 ao ar livre com média proteção;

a = 0,7 ao ar livre protegido;

a = 1,0 concreto protegido.

PAPADAKIS¹⁰, citado por SILVA (2003), propôs a seguinte equação para o coeficiente de carbonatação, levando-se em conta a presença de adições de minerais ou de pozolanas no concreto.

$$K = \sqrt{\frac{2 \cdot D_{eCO_2} \cdot (CO_2/100)}{0,33 \cdot CH + 0,214 \cdot CSH}} \quad (2.14)$$

Onde:

D_{eCO₂} — coeficiente de difusão do CO₂;

CO₂ — quantidade de CO₂ no ar (%);

CH — quantidade de hidróxido de cálcio;

CSH — quantidade de silicato de cálcio hidratado.

O valor da espessura de carbonatação dado pela Eq. (2.10) é a média entre os locais de espessura maior e menor, mostrada na FIG. 2.21. Esta variação, dependendo da homogeneidade e localização dos agregados no concreto, pode ser de 5mm a 10mm.

¹⁰ PAPADAKIS, V.G. "Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress.". Cement and Concrete research, v.30, p. 291-299, 2000

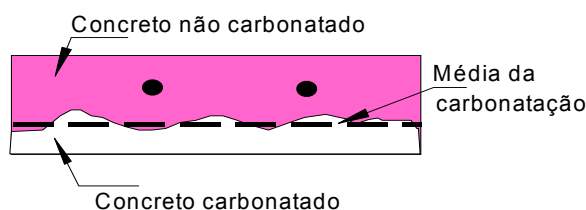


FIGURA 2.21 – Espessura média da camada carbonatada de concreto armado

Na reação de carbonatação, os poros do concreto se colmatam, diminuindo a velocidade da reação com o tempo. A Eq. (2.10) não leva em consideração este fato, apesar de o tempo ser tomado pela raiz quadrada. Com o tempo, o fenômeno da redução da velocidade conduz a uma equação bastante complexa, que, comparado aos resultados da Eq. (2.10), não apresenta diferença significativa.

Outra formulação para se estimar a espessura da camada de concreto carbonatada é proposta por PARROTT¹¹, em DURVAL (1992), a qual leva em conta a resistência do concreto aos 28 dias e o tempo de exposição do concreto.

$$x = \sqrt{365 \cdot t} \cdot \left(\frac{1}{2,1 \cdot \sqrt{f_{c28}}} - 0,06 \right) \quad (2.15)$$

onde:

x — espessura de carbonatação (cm);

t — duração de exposição (anos);

f_{c28} — resistência à compressão do concreto aos 28 dias.

HELENE¹², citado por MITRE (2002), sugere que, para concretos com cimento comuns em umidade entre 60 e 80%, temperatura de 20° a 30°C e concentração de CO₂ de 0,03% (atmosfera normal), o coeficiente de carbonatação varia entre 0,3 a 0,6cm/ano^{1/2}.

¹¹ PARROTT, L.J. “A review of carbonatation in reinforced concrete”. Cement and Concrete Association. Ed. Slouger, 1987

¹² HELENE, P.R.L. “Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado”. Tese de livre-docência. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de engenharia de construção civil. 1993

Existe também um processo bastante simples, no qual se estima a espessura de carbonatação através da roseta ou monógrafo proposto por MEYER¹³, apud SILVA (1995), e mostrado na FIG. 2.22.

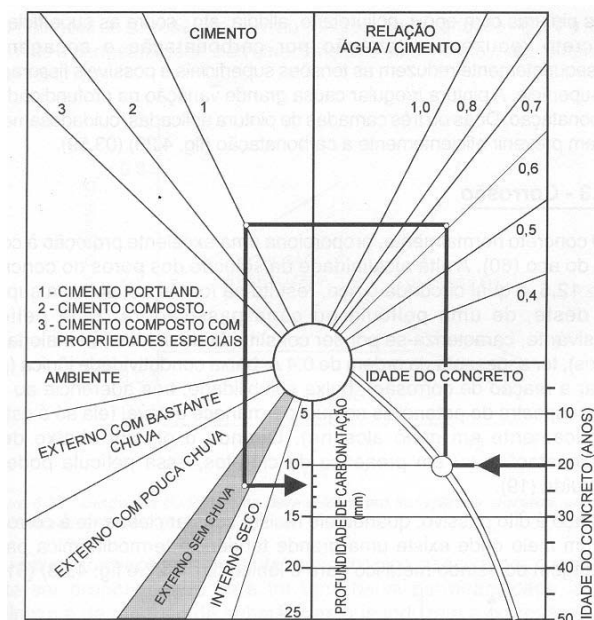


FIGURA 2.22 – Monógrafo de MEYER para a determinação da espessura estimada do concreto carbonatado

Fonte: SILVA, 1995, p. 75.

2.3.6 Medição da espessura de carbonatação

É interessante fazer o acompanhamento da velocidade com que a carbonatação evolui no tempo, para se ter, com melhor precisão, o cobrimento necessário da armação, ou o momento correto para se fazer uma intervenção mais efetiva na manutenção.

Um dos processos de se medir a espessura de carbonatação é retirar amostras da estrutura e fazer medições da espessura de concreto carbonatado.

¹³ MEYER, A. – The importance of the surface layer for the durability of concrete structure – S.P. 100-5, Detroit, ACI, 1997, p. 49-61

Existem alguns processos através dos quais se pode determinar a espessura de carbonatação, como, por exemplo, a leitura microscópica (MEV) dos cristais da pasta de cimento, a difração de raio X ou a análise térmica diferencial. Contudo, o processo mais simples através do qual se pode medir a espessura de carbonatação é a aplicação da solução de fenolftaleína — concentração de fenolftaleína a 1% e etanol a 70%. Essa solução apresenta-se incolor, com pH até 9,2. Para pH acima desse valor, a superfície do concreto torna-se vermelha, como mostrado na FIG. 2.23. Pode-se também fazer uso da timolftaleína, que se torna azulada quando o pH é 9,0, ou também fazer uso do amarelo de alizarina. As faixas de alteração de coloração são:

- fenolftaleína → entre 8,3 e 10,0;
- timolftaleína → entre 9,3 e 10,5;
- amarelo de alizarina → entre 10,1 e 12,0.

“A aplicação do indicador de pH deve ser realizada após a limpeza da superfície fraturada (com pincel ou ar comprimido), no máximo um minuto após a fratura” (KAZMIERCZAK, 1996). KAZMIERCZAK também sugere que a superfície não deva ser serrada ou molhada pois dificulta a visualização da frente de carbonatação.

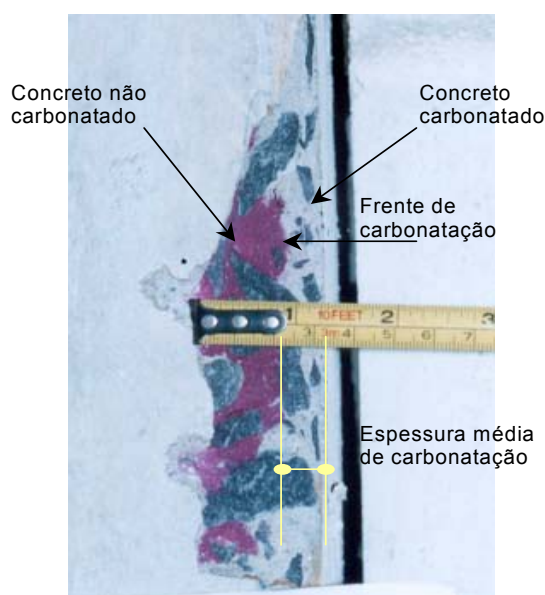


FIGURA 2.23 – Espessura estimada do concreto carbonatado

2.3.7 Resumo dos fatores que influenciam a carbonatação

Abaixo é apresentado um quadro resumo sobre os diversos fatores que influenciam no aumento da espessura de carbonatação do concreto.

TABELA 2.10 – Resumo dos fatores que influenciam no aumento da espessura de carbonatação

Elevada concentração de CO ₂ no meio ambiente que envolve o elemento de concreto	Favorece o aumento da espessura de carbonatação
Maior quantidade de hidróxido de cálcio na pasta de cimento	Não favorece o aumento da espessura de carbonatação
Concreto com elevada permeabilidade	Favorece o aumento da espessura de carbonatação
Concreto com elevado consumo de cimento	Não favorece o aumento da espessura de carbonatação
Fator água/cimento elevado	Favorece o aumento da espessura de carbonatação
Cura do concreto bem executada	Não favorece o aumento da espessura de carbonatação
Elevada umidade relativa do ar	Não favorece o aumento da espessura de carbonatação

2.4 Fissuração nas estruturas de concreto armado

2.4.1 Considerações preliminares

As fissuras, quando não controladas, são sintomas patológicos que podem surgir nas estruturas de concreto armado e que, dentre os demais sintomas de degradação, são as que provocam mais pânico nos usuários, pois, em muitos casos, estão diretamente associadas à ruptura dos elementos.

PADILHA e ROBLES¹⁴, em 1971, apud FAVRE (1980) desenvolveram experiências para verificar os efeitos psicológicos das fissuras nos usuários de linhas de metrô na

¹⁴ J.D. PADILHA, F. ROBLES. Human response to cracking in concrete slabs, IN AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, special publication SP-30, 1971.

cidade do México, desenhando com *crayon* fissuras em vigas e paredes de diversos locais, com várias espessuras. Eles constataram que: fissuras com aberturas menores que 0,3mm não causavam transtorno psicológico aos usuários; as fissuras finas e médias são mais percebidas em ambientes com maior luminosidade; e que o observador só percebe a presença de determinadas fissuras quando ele se posiciona a uma distância “ D_f ” proporcional à espessura da fissura, sendo $w[\text{mm}] \approx 0,1 \cdot D_f[\text{m}]$.

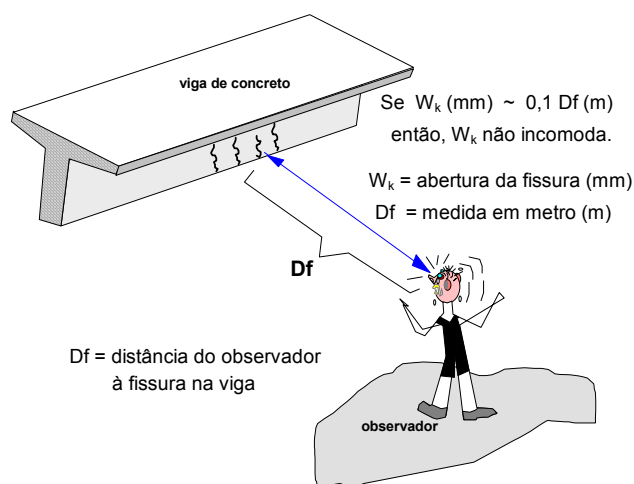


FIGURA 2.24 – Relação entre a distância do observador e a abertura das fissuras

Durante muitos anos, as aberturas e a quantidade das fissuras presentes nas estruturas de concreto foram consideradas como um dos fatores que mais interferiam na durabilidade. Pensava-se que, através delas, mesmo com aberturas bem pequenas, os agentes agressivos pudessem penetrar atingindo as armações e desencadeando a degradação dos elementos do concreto armado em seu entorno. Este fato pode ser confirmado pelos critérios de conduta presentes nas normas das décadas anteriores a 1970, que limitavam com severidade as aberturas das fissuras e as tensões nas armações, evitando assim o aparecimento de muitas fissuras com grandes aberturas. Em parte, tais normas tinham razão em adotar controles rigorosos de fissuração para ambientes com agressividade média a elevada, pois as fissuras permitem a entrada de componentes que são agressivos ao concreto e podem atacar as armações. Por outro lado, como eram sempre utilizadas dosagens com maior quantidade de cimento e baixo fator água/cimento, propiciando a obtenção de concretos mais impermeáveis, as fissuras eram o principal canal que permitia a entrada de agentes causadores de oxidação das armações.

As experiências de H. MARTIN em 1975, na França, e de A. BEEBY nos anos de 1978 e 1982, na Inglaterra, apud FAVRE (1980), concluíram que:

- fissuras finas, na ordem de décimos de milímetro, não comprometem a durabilidade das estruturas de concreto, estando estas em ambientes de agressividade normais;
- fissuras com aberturas entre 0,3mm a 0,5mm podem se constituir potencial perigo à durabilidade das estruturas, estando os elementos de concreto armado em ambientes de agressividade média;
- a principal causa da corrosão das armaduras é a permeabilidade e a porosidade do concreto que envolve a armação.

É escassa a bibliografia, recentemente escrita, sobre a fissuração dos elementos estruturais, relacionando este fenômeno com a durabilidade das estruturas. Isto talvez esteja relacionado ao fato de que, como já constatado, a fissuração, quando regularmente controlada, não interfere de forma significativa na variação da vida útil das estruturas. Ou seja, a fissuração deixou de ser considerada como fator relevante na durabilidade das estruturas de concreto, ficando apenas como parte da análise dos esforços estruturais.

O controle da fissuração é ainda desejável, já que interfere nos seguintes pontos:

- a fissura provoca desconforto psicológico aos usuários, pois para o leigo está associada à ruptura da estrutura;
- a fissuração contribui para o aumento da deformação das estruturas de concreto armado;
- com a fissuração, as estruturas apresentam perda de estanqueidade;
- em ambientes classificados como de agressividade forte, as fissuras com aberturas maiores passam a ser um fator potencial no processo de corrosão das armaduras, devido à facilidade de acesso dos agentes agressivos.

O estudo das fissuras no concreto armado pode ser dividido em duas partes de acordo com a fase em que foi formada.

As fissuras que aparecem no concreto fresco podem decorrer do assentamento plástico, da retração, dessecação superficial ou de movimentação das formas. Já as fissuras que aparecem no concreto endurecido podem decorrer da retração por secagem, movimentação térmica, corrosão da armadura, aplicação de carga, deformação excessiva, deficiência nos detalhes construtivos, reação com álcalis ou sulfatos, ou recalques das fundações.

2.4.2 Fissuras no concreto plástico

2.4.2.1 Fissuras causadas por assentamento plástico do concreto

As fissuras devido ao assentamento plástico, também chamado de retração plástica, ocorrem entre o lançamento do concreto e o início do seu endurecimento, isto é, entre 10 minutos e 2 horas.

Normalmente, essas fissuras são afastadas entre si de 0,3 a 1 metro e apresentam profundidade de 25 a 50 milímetros.

O processo de formação dessas fissuras se desenvolve a partir da sedimentação natural das partículas maiores do concreto (brita e areia) na parte inferior do elemento que está sendo executado, pela ação da gravidade, conjuntamente com o transporte do ar aprisionado e da água em direção à parte superior da peça e com o acúmulo de água ou material fino abaixo das armações. Estes dois últimos fenômenos são denominados de exsudação. Caso o movimento das partes do concreto (cimento, areia, brita e água) seja impedido através de barreiras físicas, tais como as armações, ou agregados de maiores dimensões, ou pela fôrma, a fissura se formará.

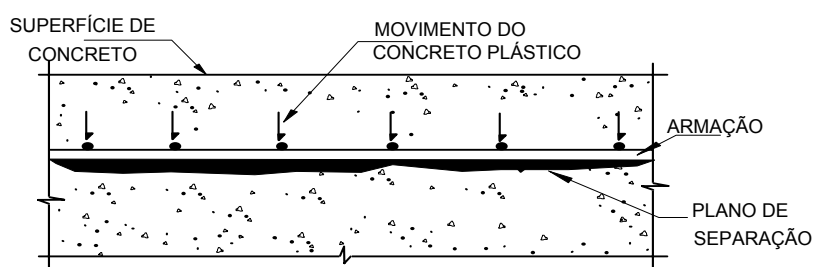


FIGURA 2.25 – Plano de separação entre o concreto e a armadura causada pelo assentamento plástico

Fonte: DAL MOLIN, 1988, p.6.

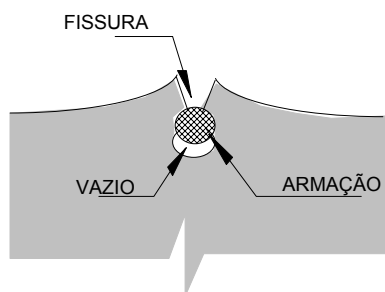


FIGURA 2.26 – Detalhe da fissura ao longo da armadura

Fonte: DÉTRICHÉ, 1992, p. 118.

As fissuras provocadas por assentamento plástico são geralmente causadas por:

- exsudação do concreto fresco;
- escolha inadequada do traço de concreto;
- contaminação dos agregados com material pulverulento para o amassamento do concreto;
- excesso de água na fabricação do concreto;
- utilização de cimentos mais finos;
- não-saturação das fôrmas de madeira antes da concretagem;
- execução da concretagem com temperaturas baixas;
- excesso de utilização de aditivos retardadores de pega;
- utilização de grandes cobrimentos das armações sem os cuidados necessários;
- utilização de barras de aço mais grossas;
- utilização de fôrmas inadequadas e não estanques.

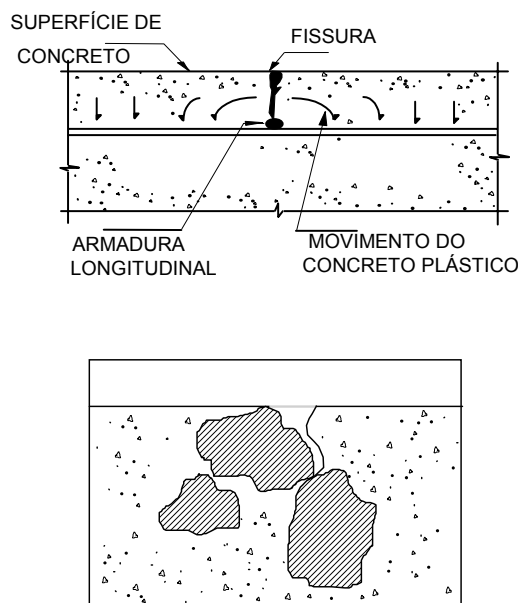


FIGURA 2.27 - Assentamento plástico do concreto impedido pela armadura (acima) ou pelo agregado (abaixo)

Fonte: DAL MOLIN, 1988, p. 7

Segundo MEHTA (1994), as fissuras devidas ao assentamento plástico podem ser evitadas utilizando-se a revibração do concreto antes do período de fim de pega.

2.4.2.2 Fissuras causadas por dessecação superficial

A fissuração devida à dessecação superficial ocorre quando a velocidade de evaporação da água de amassamento é maior que a velocidade de percolação da água até a superfície do concreto, pelo efeito da exsudação, ou mesmo quando ocorre uma grande absorção de água pelos agregados ou pelas fôrmas.

O grau de evaporação depende, basicamente, da temperatura ambiente, da temperatura superficial do concreto em contato com o ar, da velocidade do vento, da umidade relativa do ar e do processo e tempo de cura.

A Portland Cement Association sugere que, quando a evaporação de água do concreto fresco exceder a 1 litro/m² por hora, deverão ser tomadas medidas para se evitar fissuras indesejáveis (MEHTA, 1994).

As fissuras provocadas por este tipo de patologia são chamadas de “pele de crocodilo”. Nas lajes as fissuras podem também se apresentar acompanhando a direção da armação negativa.

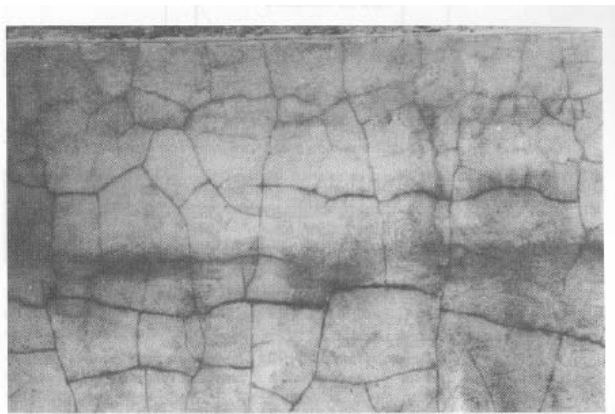


FIGURA 2.28 –Fissuras características de dessecação superficial

Fonte: DÉTRICHÉ, 1992, p. 120.

Existem várias medidas para se evitar as fissuras provocadas por dessecação superficial:

- reduzir a temperatura de concreto ainda fresco nos dias quentes;
- reduzir a velocidade do vento na superfície do concreto;
- executar a cura adequada do concreto fresco, através de molhagem com água ou por produtos químicos específicos;
- umedecer fôrmas de madeira, evitando que elas absorvam a água de cura;
- lavar o agregados eliminando o material pulverulento, para que estes não capturem a água necessária para a hidratação do cimento;
- reduzir o tempo entre o lançamento e o início da pega;
- evitar temperaturas elevadas do concreto em relação ao ambiente.

2.4.2.3 Fissuras causadas por movimentação das formas e escoramento

A movimentação das fôrmas pode ser altamente prejudicial ao bom desempenho do concreto armado.

Podem ser citados os seguintes inconvenientes:

- formação de bolsas de água na massa de concreto, provocando o aparecimento e aceleração do processo corrosivo da armação;
- descolamento da massa de concreto do aço.

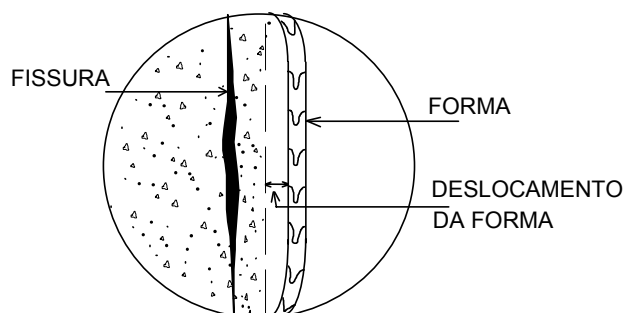


FIGURA 2.29 – Fissura interna devido ao movimento da fôrma

Fonte: DAL MOLIN, 1988, p.20.

As principais causas da movimentação das fôrmas e dos escoramentos são:

- deficiência na avaliação das cargas e no cálculo das peças que as compõem;
- precariedade e falta de estabilidade global do escoramento.

A movimentação do escoramento e das fôrmas das peças fletidas, como lajes e vigas, além de causar fissuras na massa de concreto fresco ou levemente endurecido, pode levar a estrutura a receber cargas que superem sua capacidade portante, trazendo danos a ela.

A prevenção contra a movimentação das fôrmas e escoramentos consiste em projetar e executar convenientemente todos os elementos que as compõem para que não tenham

deflexões exageradas e para que possam suportar as cargas às quais serão submetidas, observando-se sempre a estabilidade global do escoramento.

2.4.3 Fissuras no concreto endurecido

2.4.3.1 Fissuras causadas pela retração por secagem

A retração por secagem se dá pela saída da água da pasta do concreto, provocando retração volumétrica. A fissuração só ocorrerá se o elemento retraído estiver impedido de tal movimentação.

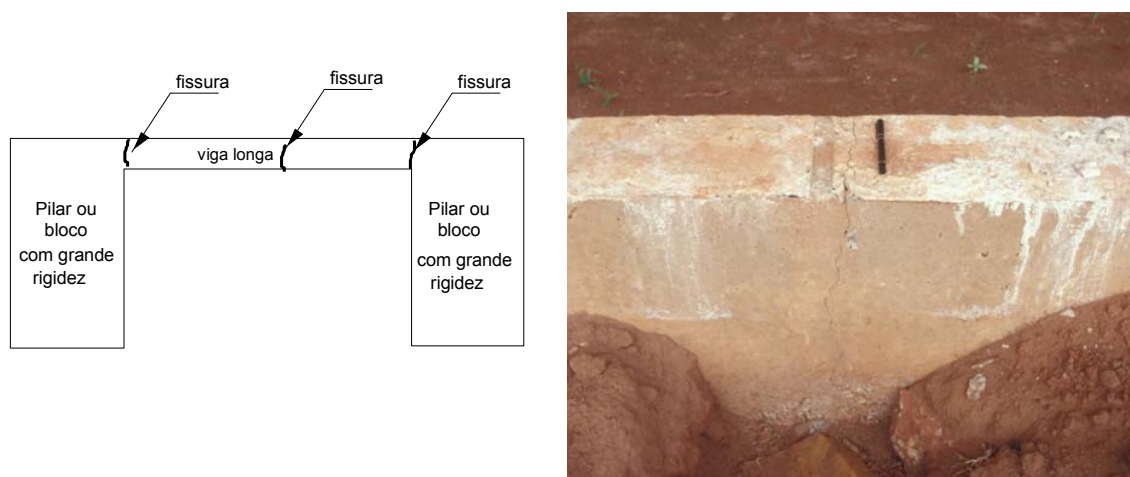


FIGURA 2.30 - Fissura de retração na ligação entre viga e pilar de inércias muito diferentes

Fonte: TECTON, 1998.

Segundo DÉTRICHÉ (1992), outro fator endógeno também favorece a formação das fissuras de retração. Durante a formação da pasta de cimento hidratada, ocorre uma redução do volume dos elementos constituintes, cimento e água. Essa redução é da ordem de 18%, levando ao surgimento de vazios nos interiores das pastas de cimento e também o aparecimento de forças de tração nos capilares.

São vários os fatores que influenciam a retração, como mostrados nas figuras abaixo:

- natureza do agregado;

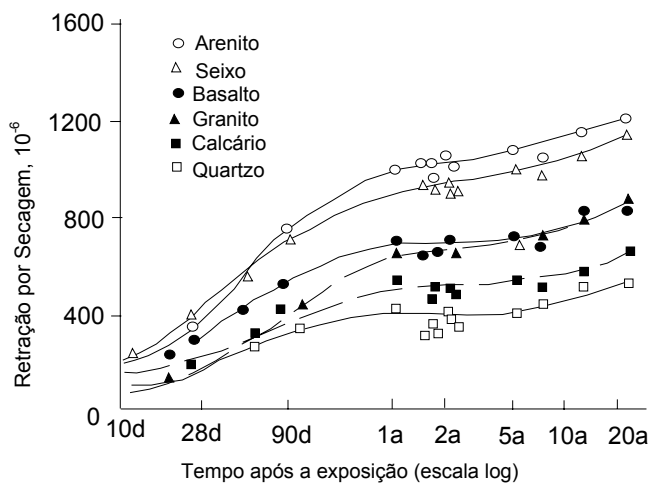


FIGURA 2.31 - Influência da natureza do agregado na retração do concreto

Fonte: MEHTA, 1994, p. 98.

- tamanho e granulometria do agregado;
- umidade relativa do ar;

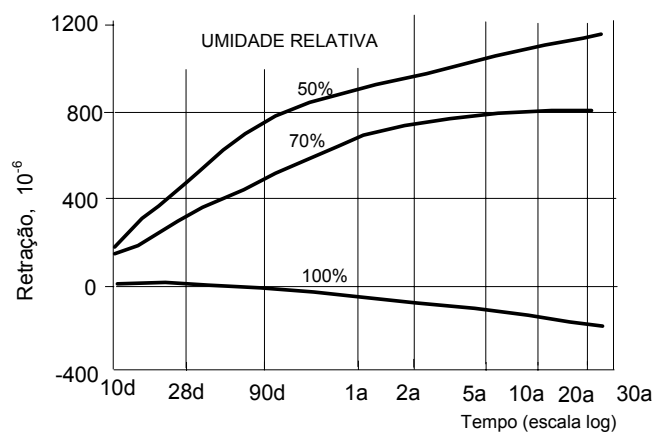


FIGURA 2.32 - Retração do concreto conservado a diferentes umidades relativas do ar

Fonte: DAL MOLIN, 1988, p.22.

- fator água/cimento

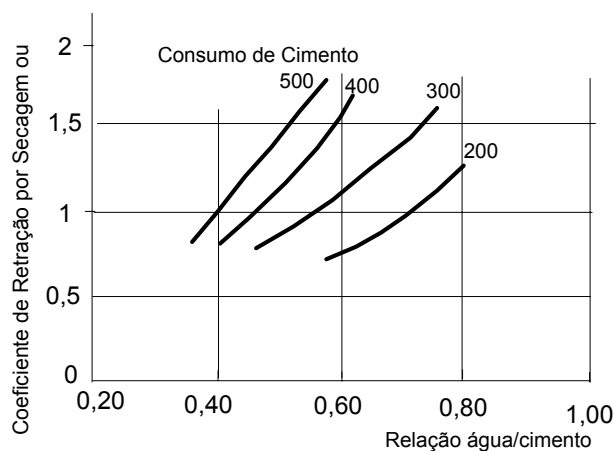


FIGURA 2.33 - Influência da relação água/cimento e do consumo de cimento

Fonte: MEHTA, 1994, p. 99.

A retração se processa por período muito longo, apesar do decréscimo de sua velocidade com o tempo.

A fissuração por secagem poderá ser minimizada adotando-se as seguintes medidas:

- colocação de juntas devidamente localizadas;
- redução do fator água/cimento;
- utilização de armadura de pele nas vigas;
- utilização de agregados maiores;
- utilização de agregados miúdos isentos de argila.

2.4.3.2 Reações expansivas com sulfatos

Os sulfatos de magnésio ($MgSO_4$), sulfatos de cálcio ($CaSO_4$) e sulfatos de sódio (Na_2SO_4) — provenientes de águas residuais de indústrias ou habitações ou de águas subterrâneas, principalmente em solos de baixa porosidade — atacam o concreto reagindo quimicamente com o aluminato tricálcico hidratado (C_3A), formando os sulfatos de cálcio ($CaSO_4$) e sulfo-aluminato de cálcio ($3CaSOAl_2O_3 \cdot CaSO_4$) respectivamente.

As reações são expansivas e chegam a ter aumento de volume da ordem de 27%. O concreto atacado possui aparência esbranquiçada. Geralmente a deterioração começa pelos cantos e arestas, os quais apresentam fissuras com aberturas pronunciadas, estendendo-se por toda a superfície atacada, sob a forma de “pele de crocodilo”.

2.4.3.3 Reação expansiva com álcali-agregado

Existem dois tipos de reações expansivas com os álcalis dos cimentos (Na^+ e K^+): álcali-sílica e álcali-carbonato. Ambos, sílica e carbonato, são provenientes de certos agregados.

Essas reações só ocorrem em presença de água e quando a porcentagem dos íons de sódio e potássio (Na^+ e K^+) no cimento é superior a 0,6%.

A reação mais freqüente é a álcali-sílica, com a combinação dos álcalis Na_2O e K_2O do cimento com a sílica de alguns agregados, como por exemplo as classes dos xistos silicosos, filitos, quartzitos, calcários silicosos e calcáreos dolomíticos.

O processo de formação das fissuras ocorre da seguinte maneira. Inicialmente ocorre a quebra da estrutura da sílica dos agregados pelos íons de sódio e potássio (Na^+ e K^+), gerando um sólido em ambiente confinado. Os íons de sódio e potássio são responsáveis pelo caráter alcalino do concreto. Na presença de água, que serve como meio de transporte para os íons, o elemento recém-criado expande, imprimindo tensões internas nos espaços interlamelares. Os primeiros sinais são pipocamento da superfície do concreto, seguida de uma fissuração superficial com aspecto de mosaico. Posteriormente essas fissuras vão-se abrindo e tornando-se mais profundas. É gerado nesta reação um fluido viscoso álcali-silicoso.



FIGURA 2.34 - Fissuras causadas pela reação expansiva com álcali-agregado

Fonte: OLIVEIRA,1997, [cited may 2004] <<http://www.cesec.ufpr.br/~wtecnnet/raa/t00002.html>>

A reação álcali-carbonato é basicamente a combinação do álcali com materiais calcáreos dolomíticos — $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$.

Vários fatores influenciam o desenvolvimento da reação álcali-agregado, dentre eles:

- teor de álcalis do cimento;
- teor de sílica ou carbonato do agregado;
- tamanho e porosidade das partículas. Quanto mais finas e mais porosas mais rápida será a reação;
- temperatura em que se processa a reação;
- quantidade de umidade presente no concreto;
- quantidade de agregado reativo.

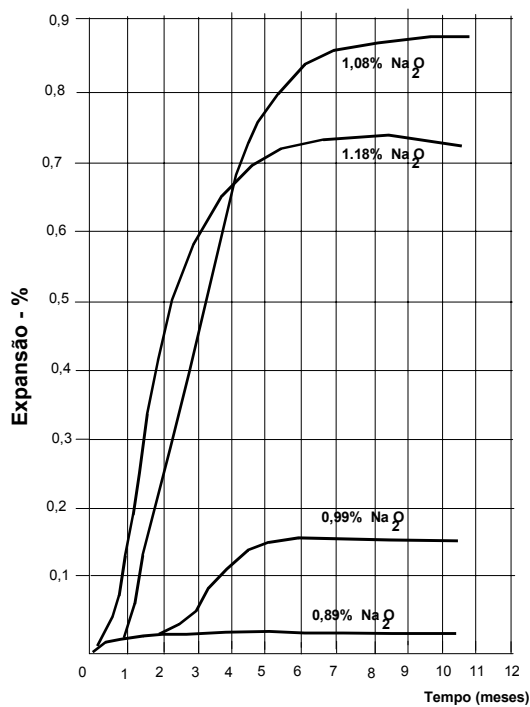


FIGURA 2.35 - Influência do teor de álcalis na expansão por reação álcali-sílica (12g de opala por 100g de cimento - 38° C)

Fonte: DAL MOLIN, 1988, p. 65.

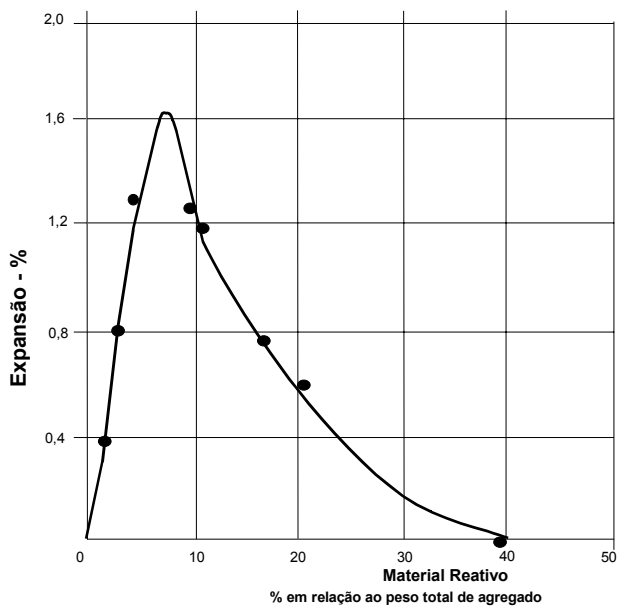


FIGURA 2.36 - Influência da quantidade de agregados reativos na expansão por reação álcali-sílica

Fonte: NEVILLE, 1997, p. 153.

2.4.3.4 Movimentação térmica no concreto

A movimentação térmica ocorre devido a alterações de temperatura interna ou externa, agindo em diferentes etapas da vida do concreto.

2.4.3.4.1 Movimentação térmica causada por alteração térmica interna (calor de hidratação)

As alterações da temperatura ocorridas nas primeiras horas são causadas pela reação exotérmica da hidratação do cimento. A velocidade e a quantidade de calor de hidratação desprendido estão ligadas à composição e à finura do cimento, ao grau de difusibilidade térmica do agregado e à maneira como se processará a cura do concreto.

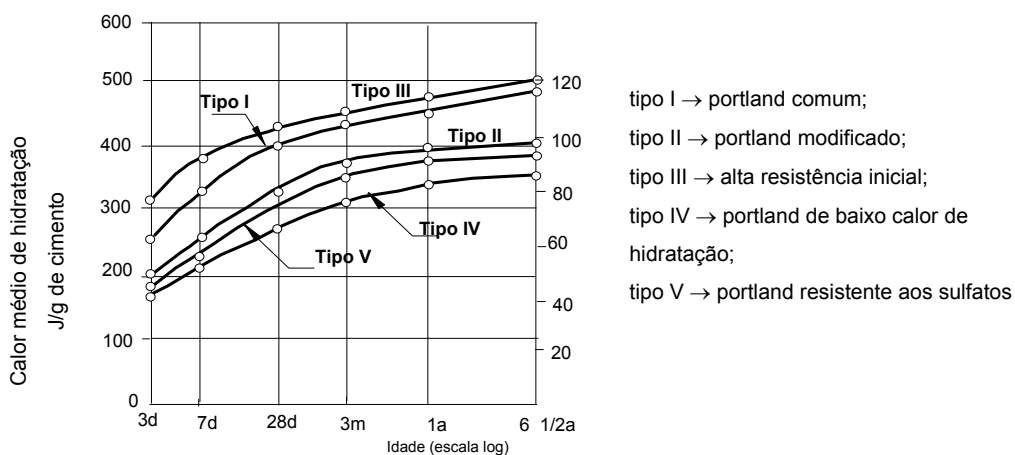


FIGURA 2.37 - Gráfico da variação do calor médio de hidratação X tempo, levando-se em consideração o tipo de cimento curado a 21°C (fator a/c 0,40)

Fonte: NEVILLE, 1997, p. 40.

As fissuras aparecerão em decorrência da diferença de temperatura entre o interior e o exterior da peça de concreto.

Algumas soluções para reduzir o calor gerado pela hidratação consistem em:

- diminuir a temperatura do concreto através da água ou agregados resfriados;
- administrar retardadores de pega, de tal forma que o ambiente seja capaz de dispersar o calor gerado;
- reduzir o uso de cimentos sem prejudicar a capacidade resistente do concreto;
- produzir uma cura adequada.

2.4.3.4.2 Movimentação térmica causada por alterações térmicas externas (dilatações ou retrações das estruturas)

As condições climáticas (frio, calor e umidade) alteram as características geométricas dos elementos de concreto, estejam eles endurecidos ou não. As variações volumétricas são função da alteração da temperatura e também das propriedades do concreto, a saber: do calor específico, da massa aparente, da condutividade térmica do material e da absorvência ou emitância da superfície do elemento.

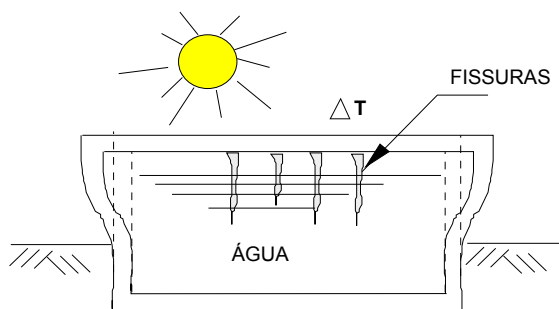


FIGURA 2.38 - Exemplo de fissuração causado por alteração térmica externa

Fonte: THOMAZ, 2003, p.14

Distingue-se, a seguir, a influência da temperatura em elementos de concreto endurecidos daquela em concretos não endurecidos.

a) Efeito da variação climática sobre concreto não endurecido

a.1) Ação do frio

A ação do frio sobre o concreto no início de seu endurecimento age de forma a retardar o final da pega, diminuindo a velocidade de hidratação do cimento. Quando a água se congela, ocorre anulação do processo de hidratação.

A mais grave ação climática para o concreto não endurecido é a geada. A água que se encontra nos poros ou capilares do concreto, ao se congelar a 0°C , aumenta de volume em 9%, exercendo uma pressão que promoverá a desagregação e a perda de coesão, em consequência da pouca resistência do concreto nesta idade.

a.2) Ação do aumento da temperatura

O processo de aquecimento de elementos de concreto para acelerar a cura é bastante conhecido e utilizado, principalmente em fábricas de pré-fabricado. O acréscimo controlado da temperatura em até 80°C traz benefícios de uma cura controlada, desde que a umidade relativa do ar seja suficientemente elevada a fim de evitar a dessecação superficial e emigração da água de hidratação do interior da seção de concreto. Terminado o tempo de cura térmica, o elemento deve voltar à temperatura ambiente de forma gradual e lenta.

O aumento da temperatura, sem umidade suficiente, pode trazer os seguintes inconvenientes:

- alterações dimensionais;
- aumento da retração;
- tendência à fissuração;
- redução da durabilidade;
- diminuição da aderência às armaduras;
- aumento do risco de corrosão, pelo fato de o concreto apresentar fissuras.

b) Efeitos da variação climática sobre elementos de concreto endurecidos

O efeito da variação da temperatura, seja ela provocada por um efeito climático ou não, tem grande importância na durabilidade das estruturas de concreto sobretudo se esta for impedida de se movimentar no sentido da expansão, ou da retração.

A variação volumétrica do concreto está ligada ao coeficiente de dilatação térmica (α). Este coeficiente varia com o tipo de agregado, com o teor da pasta de cimento, com a relação água/cimento e com a idade do concreto (FIG. 2.39).

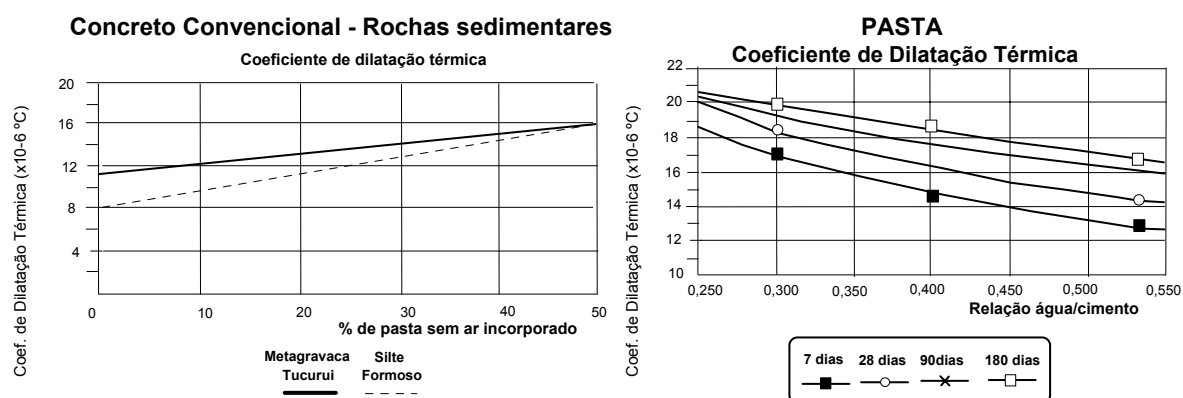


FIGURA 2.39 - Influência do tipo de agregado no valor do coeficiente de dilatação térmica (à esquerda) e a influência da relação água/cimento na pasta de cimento (à direita)

Fonte: FURNAS, 1997, p. 9.8

b.1) Ação do frio

A ação do frio sobre as estruturas de concreto endurecido não é prejudicial, desde que a movimentação de contração possa acontecer livremente.

No caso de concretos submetidos à ação do frio é aconselhável que os mesmos sejam mais compactos, a fim de se evitar a alocação de água nos poros ou capilares. A água, ao se congelar, aumenta de volume, exercendo pressão interna, podendo promover a fissuração do concreto.

Em locais de clima frio deve-se fazer impermeabilização da face dos elementos ou fazer uso de concretos com ar incorporado. Desta forma impede-se a entrada da água ou criam-se condições para que ela possa se expandir.

b.2) Ação do calor

O volume das estruturas de concreto submetido à ação do calor se altera, expandindo-se. As deformações devidas à variação uniforme de temperatura podem ser calculadas pela equação $\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L$, onde:

α - coeficiente de dilatação linear ($\approx 10 \text{ E-}5/^{\circ}\text{C}$ para temperaturas variando de 0°C a 150°C);

ΔT - variação de temperatura;

L - distância do centro de dilatação da estrutura à seção considerada.

Caso essas deformações sejam impedidas de ocorrer, serão desenvolvidas no elemento tensões que, conforme a intensidade, o farão fissurar.

As movimentações de origem térmica sobre um elemento podem ser diferenciais ou globais.

As movimentações diferenciais ocorrem em decorrência de gradientes de temperatura ao longo de um mesmo elemento ou junção de materiais com diferentes coeficientes de dilatação térmica.

As fissuras decorrentes de movimentações térmicas em elementos lineares são perpendiculares à direção da movimentação, com aberturas constantes e em muitos casos circundantes à seção solicitada.

2.4.3.5 Fissuras causadas por recalques de fundação ou deformações diferenciais entre apoios

O solo é um material compressível devido às suas características de conformação, partículas sólidas entremeadas de água, ar e material orgânico. Por esta razão, ao ser solicitada a compressão por cargas provenientes de estruturas, ele se deforma. Esta mudança de conformação poderá ser proveniente de uma mudança de forma se o solo for calcificado, como argila dura ou areia compacta, pela compactação do solo mole e fofo.

À deformação, quando transferida aos agentes causadores (edificações, bases de máquinas, etc.), dá-se o nome de recalque diferencial; podendo gerar novos esforços.

Dentro de certos limites, as estruturas são capazes de absorver pequenos recalques diferenciais. Este fato está ligado à rigidez, à altura da estrutura, à velocidade e à distribuição da ocorrência dos recalques diferenciais. Vários autores quantificam o valor limite da distorção angular (diferença entre 2 pontos recalcados, dividida pela distância horizontal entre eles), como é mostrado na tabela abaixo.

TABELA 2.11 - Valores limites de recalques, sugeridos por vários pesquisadores

Pesquisadores	SKEMPTON / MACDONALD	MEYERHOF	POLSKIN / TOKAR	BJERRUM
Dano estrutural	$l/500$	$l/250$	$l/200$	$l/150$
Fissuração em paredes e divisórias	$l/500$ (recomendado)	$l/500$	$l/1000$ (para cantos externos)	$l/500$

Fonte: MILITITSKY, 1984, p.31.

TABELA 2.12 - Valores limites para deslocamentos segundo a NBR 6118:2003

Tipo de efeito	Razão de limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell / 250$ ⁽¹⁾
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásio e pista de boliche	Total	$\ell / 350 +$ contraflecha ⁽²⁾
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com as recomendações do fabricante

(1) As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não ter acúmulo de água.

(2) Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados por meio da especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $\ell / 350$.

Fonte: NBR 6118, 2003.

A configuração das fissuras devidas aos recalques de fundação pode ser variada, dependendo do ponto recalcado.

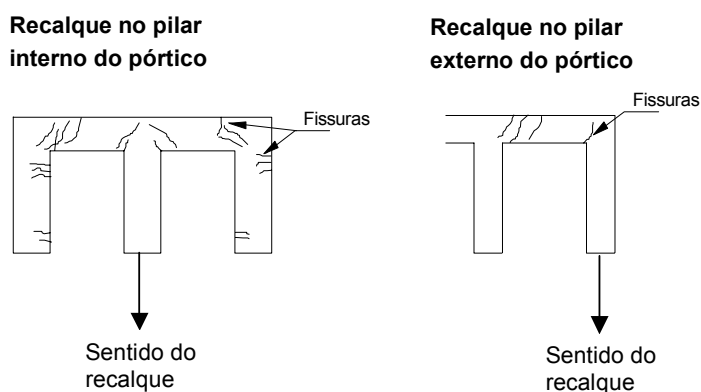


FIGURA 2.40 - Recalques de estruturas de concreto armado em pórticos

2.4.3.6 Fissuras causadas por falhas nos detalhes construtivos

Em vários casos a deficiência da concepção de detalhamento de um projeto estrutural pode levar a sérias lesões, de difíceis reparos.

Segundo CÁNOVAS (1988), as causas dos principais defeitos estão ligadas à armação. A pouca clareza do detalhamento, a insuficiência de seções de aço, as incorretas considerações de esforços e o acúmulo de barras de aço em uma seção dificultando a concretagem são algumas das causas.

Na seqüência, são citados alguns tipos de fissuras causadas por falhas de detalhamento:

- detalhamento inadequado dos aços nos consolos ou mísulas;



FIGURA 2.41 – Armaduras posicionadas inadequadamente no consolo

Fonte: TECTON, 1998

- posicionamento incorreto das armaduras negativas de lajes em balanço;

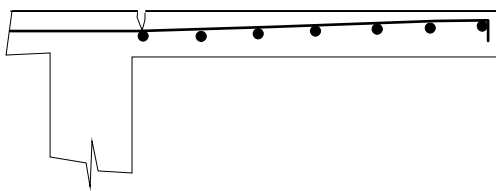


FIGURA 2.42 - Posicionamento incorreto da armadura negativa de lajes em balanço

Fonte: CÁNOVAS, 1988, p. 224.

- armação deficiente nas áreas de mudança de direção dos esforços (empuxo ao vazio);

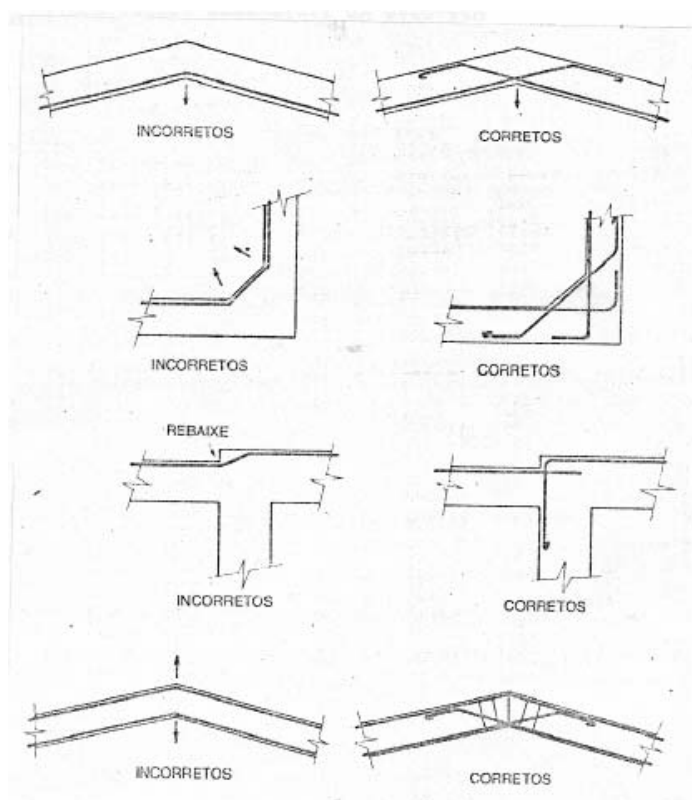


FIGURA 2.43 - Disposições das armaduras para absorver o empuxo ao vazio

Fonte: CÁNOVAS, 1988, p. 121

- comprimento de ancoragem pequeno;
- não-colocação de armação de pele;
- não-colocação de armação de reforço nas aberturas de vigas ou laje.

2.4.4 Fissuração provocada por esforços em serviço — concreto endurecido

2.4.4.1 Considerações iniciais

Toda carga pode produzir deformações e fissuração nas estruturas que, dentro de certos limites, podem ser aceitas como normais, desde que não afetem a sua estabilidade ou durabilidade.

Normalmente, quando ocorrem fissuras em um elemento de uma estrutura monolítica, há uma redistribuição de tensões e esforços ao longo desse elemento e nos elementos vizinhos, de forma a aliviar ou compartilhar as tensões e esforços com membros da mesma estrutura.

A segurança é adequada quando a construção resiste, com suficiente margem de segurança, às diversas ações e solicitações, garantindo capacidade de carga e estabilidade adequadas, além de durabilidade suficiente.

Os limites de deformação, que são regulados pela Norma Brasileira, devem ser concordantes com a destinação da estrutura. A NBR 6118:2003 prescreve os limites de deformação, como se vê a seguir: “nas vigas e lajes das estruturas de edifícios as flechas medidas a partir do plano que contém os apoios, quando atuarem todas as ações, não ultrapassarão 1/300 do vão teórico, exceto no caso de balanços, para os quais não ultrapassarão 1/150 do seu comprimento teórico”.

2.4.4.2 Limite de formação de fissura e geometrias típicas - análise qualitativa

O limite de formação de fissura visa a controlar a abertura da fissura para que, dependendo do meio ambiente, a estrutura tenha maior durabilidade e melhor funcionalidade, sem que seja esquecida a estética, já que sabe-se que as fissuras agem psicologicamente sobre as pessoas.

As normas NBR 6118:2003 e CEB/90 consideram a fissuração nociva ao concreto armado quando a abertura das fissuras na superfície ultrapassa os valores definidos, respectivamente, nas TAB. 2.13 e 2.16, desta dissertação.

De acordo com FAVRE (1980), estado limite de formação de fissura é aquele no qual, sob a combinação das ações consideradas, a tração de uma fibra específica é igual à resistência à tração do concreto ou é o estado característico do início da fissura.

O estado limite de formação de fissura, segundo a NBR 6118:2003, é definido como sendo: “estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a $f_{ct,f}$ (resistência de tração na flexão)”.

Existem diversas fórmulas para o cálculo do espaçamento e da abertura das fissuras.

Esforços de flexão, cisalhamento, ou torção, dentre outros, são capazes de produzir fissuração em elementos de concreto. Para cada um deles existe uma configuração típica, a saber:

a) Tração

As fissuras aparecerão assim que a resistência à tração do concreto for inferior à tensão atuante na seção. Elas ocorrerão sempre perpendiculares à direção das deformações principais de tração.

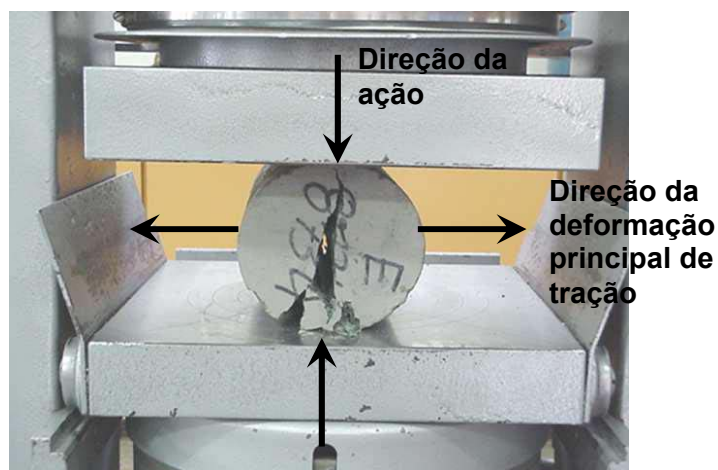


FIGURA 2.44 - Fissuras provocadas por esforços de tração. Ensaio de tração por compressão diametral

Fonte: FARIA, 2001

b) Compressão

Dependendo da esbelteza do elemento e do grau de vinculação dos componentes, a compressão axial provoca diferentes formas de fissuras no concreto.

Se o elemento for curto, os traçados das fissuras serão irregulares. Isso se deve à colocação de elementos de maior módulo de ruptura, que poderiam ser o agregado graúdo ou impurezas.

A ruptura se dá por cisalhamento na interface do agregado graúdo e da pasta.

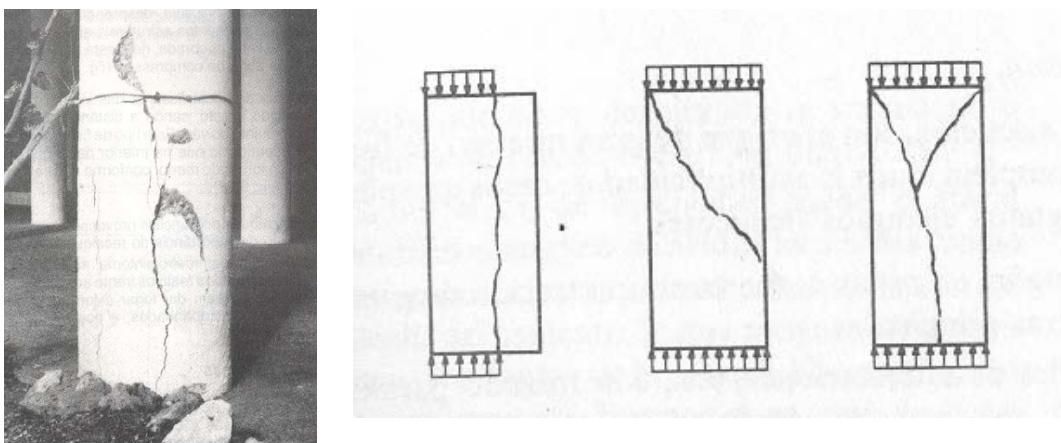


FIGURA 2.45 - Fissuras provocadas por esforços de compressão

Fonte: CÁNOVAS, 1988, p. 229.

Se o elemento for mais esbelto, não se pode prever a distribuição das linhas de fissuras devido a novos fatores introduzidos, como heterogeneidade do concreto ao longo do elemento, da distribuição não uniforme dos esforços de compressão, da influência da flambagem, do aprumo do elemento, etc.

Alguns elementos estruturais submetidos à compressão, como os pilares, podem apresentar fissuras.

As fissuras verticais próximas às quinas dos pilares podem ser provenientes da insuficiência de estribos, que têm a função de diminuir o comprimento de flambagem das armaduras longitudinais.

c) Flexão

Os elementos submetidos a esforços de flexão apresentam fissuras na região tracionada, conforme FIG 2.46.



FIGURA 2.46 – Fissuras de flexão em uma viga ensaiada em laboratório

Fonte: RIPPER, 1999.

As fissuras localizadas no terço médio do vão são praticamente verticais, sendo que as maiores ocorrem na face de maior tração, ficando mais finas à medida que se aproximam da linha neutra. Próximo aos apoios, as fissuras tendem a se inclinar, ficando a 45 ou 60 graus, para elementos de maior altura.

No caso de vigas superarmadas, cujo estado de deformação se encontra no domínio 4 da NBR-6118:2003, a ruptura ocorrerá por compressão no concreto. As fissuras terão características de esmagamento (FIG. 2.47).



FIGURA 2.47 – Fissuração e ruptura características de esforços de compressão em viga isostática

Fonte: FARIA, 2001

Nas lajes, as fissuras devido à flexão apresentam-se na face inferior, seguindo o traçado da linha de ruptura e, na face superior, onde ocorrer momento negativo. Em lajes de vãos maiores, simplesmente apoiadas, aparecem também fissuras nos cantos, provocadas por momentos volventes.

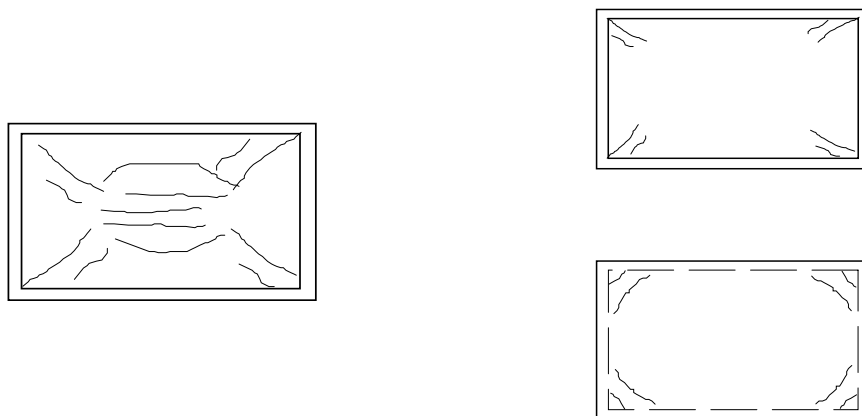


FIGURA 2.48 - Fissuras na face inferior devido à armação insuficiente (esquerda) e devido à insuficiência de armação para o momento volvente (direita)

Fonte: SOUZA, 1998, p. 60.

Fissuras sobre os apoios de lajes contínuas são indicativas da falta ou insuficiência de armação negativa entre lajes.

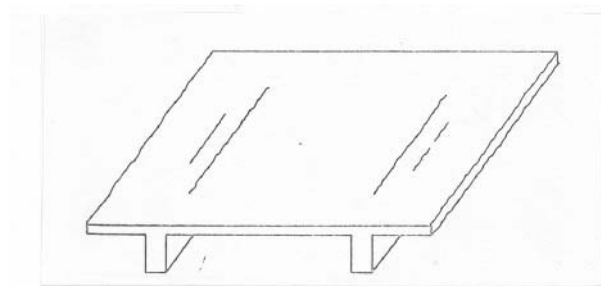


FIGURA 2.49 - Fissuras na face superior de lajes devidas à ausência de armadura negativa

Fonte: DAL MOLIN, 1988, p. 77.

d) Cisalhamento

As fissuras de cisalhamento puro são perpendiculares às fibras tracionadas, podendo ter início na alma da viga e progredir até alcançarem as duas faces, inferior e superior, sendo que em uma delas estará sendo aplicada a carga.



FIGURA 2.50 - Fissura em viga provocada por esforços de cisalhamento

Fonte: TECTON, 1999.

e) Torção

As fissuras provocadas pela torção aparecem próximas ao apoio, onde se desenvolve a maior tensão. Elas são apresentadas em ângulo de 45° e sempre em pares reversos, em faces opostas.

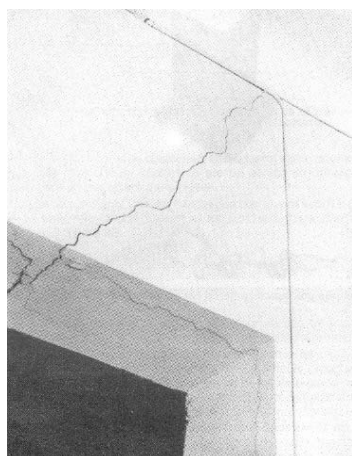


FIGURA 2.51 - Fissuras provocadas por torção

Fontes: CÂNOVAS, 1988, p. 234. TECTON, 1988.

2.4.5 Fissuração por esforços em serviço — análise teórica

Usualmente relaciona-se a formação de fissuras no concreto à baixa resistência à tração do mesmo. Entretanto, o aparecimento das fissuras no concreto é devido à deformação do concreto ter ultrapassado o valor último na tração, em torno de $\varepsilon_{ct} = 0,1\%$.

As fissuras em muitos casos podem ser resultantes da soma de tensões intrínsecas provocadas pelo efeito da hidratação e secagem do cimento e/ou provenientes de esforços externos (cargas atuantes). Portanto, justifica-se, às vezes, o aparecimento de fissuras com tensões de serviços abaixo dos valores esperados.

Segundo LEONHARDT (1981), as fissuras devidas aos esforços podem ser de vários tipos:

- Fissuras de separação – provocadas por barras tracionadas. Apresentam-se normalmente transversais ao sentido do esforço de tração e seccionam a seção de concreto;
- Fissuras de flexão – fissuras que começam na região mais tracionada do elemento, indo em direção à região submetida ao esforço de tração nulo;
- Fissuras de convergência – são fissuras que na parte mais tracionada apresentam-se ramificadas e, à medida que vão em direção ao ponto de esforço de tração nulo, convergem-se em algumas poucas fissuras, como as raízes e o caule das árvores. São mais comuns em elementos fortemente armados;
- Fissuras de cisalhamento e torção – são fissuras devidas aos esforços de tração na biela tracionada. São normalmente inclinadas.

Definem-se dois termos para caracterizar as etapas anterior e posterior à formação da fissura. Antes da formação das fissuras, a análise estrutural da seção submetida aos esforços de tração, flexão, cisalhamento é denominada de Estágio I. Após a formação das fissuras, a análise estrutural é denominada de Estágio II.

2.4.5.1 Processo de formação das fissuras

A um tirante de área A_c com armação transversal A_s , perfeitamente centrada é aplicada uma força de tração F , pequena, mas suficiente para que o concreto resista ao esforço sem apresentar ruptura ou fissuração. Nesta situação, a tensão no concreto é igual a $\sigma_{ct} = F/A_c$, e no aço $\sigma_{st} = \alpha \cdot \sigma_{ct}$. Portanto, o elemento está sujeito à tensão total de

$$\sigma_t = \frac{F}{A_c + (\alpha - 1) \cdot A_s}.$$

onde:

σ_t — tensão de tração na seção transversal;

F — força de tração aplicada;

A_c — área de concreto tracionado;

$\alpha = E_s / E_c$

E_s — módulo de elasticidade do aço;

E_c — módulo de elasticidade do concreto;

A_s — área de aço tracionada.

Ao aumentar a força F , a deformação do concreto, ε_c , igualará a deformação máxima resistente do concreto à tração, iniciando então o processo de formação das fissuras neste elemento de concreto armado. A deformação máxima do concreto é próxima do valor de $\varepsilon_c \approx 0,1\%$. A partir deste instante, a força de tração na seção transversal, na região da fissura, será suportada apenas pelo aço.

Quando ocorre a primeira fissura, o concreto passa a ter resistência igual a zero na tração e apenas o aço passa a absorver todo o esforço solicitante. Na seção fissurada e no seu entorno ocorre uma redistribuição das tensões. No momento da formação da fissura ocorre uma variação brusca de tensão no aço, denominado de Salto de Tensão, ou seja, é a energia acumulada na seção transversal do concreto que é transferida para o aço. “O aumento brusco de tensão (...) é tanto maior quanto menor for a porcentagem

de armadura $\rho = A_s / A_c$ e quanto maior a resistência à tração do concreto” (LEONHARDT, 1981).

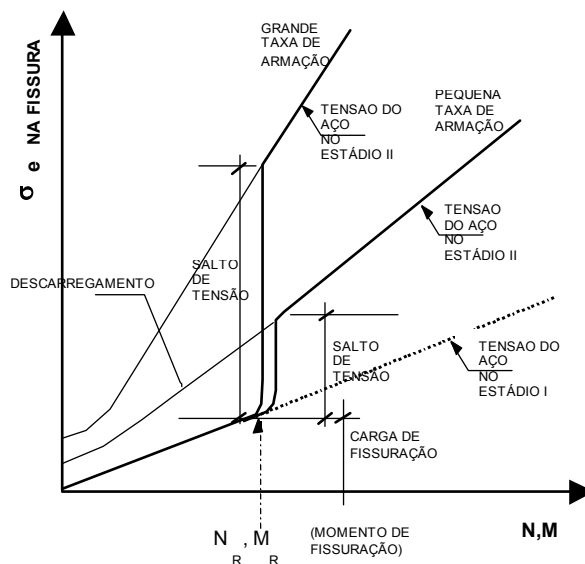


FIGURA 2.52 – Tensão do aço na região da fissura. Salto de tensão na armadura

Fonte: LEONHARDT, 1981, p. 11.

O Salto de Tensão ($\Delta\sigma_{sr}$) pode ultrapassar a valores de 500MPa. Quando há insuficiência de armadura na seção transversal imediatamente após a ocorrência da fissura, o seu limite de escoamento pode ser ultrapassado.

$$\Delta\sigma_{sr} = \sigma_{sr} - \sigma_s^I \quad (2.16)$$

σ_s^I — tensão no aço antes da fissuração;

σ_{sr} — tensão no aço após a fissuração.

Nos gráficos da FIG. 2.53, nota-se que, para pequenas porcentagens de armadura em relação à região do concreto tracionada, maior será o salto de tensão, seja para flexão ou tração pura.

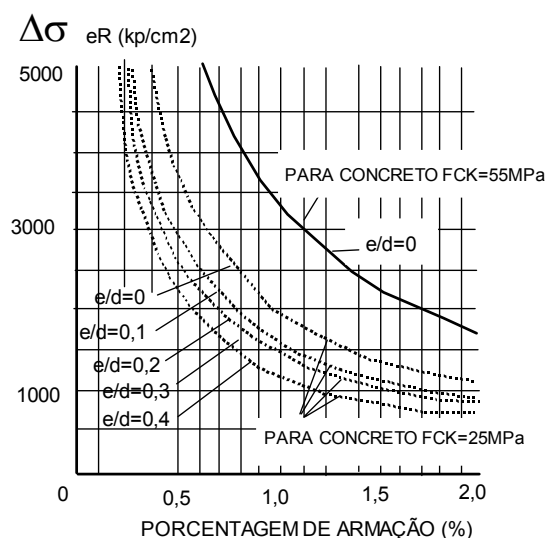


FIGURA 2.53 – Variação do valor do salto de tensão em relação à porcentagem de armadura

Fonte: LEONHARDT, 1981, p. 14.

Calcula-se a armadura mínima a ser colocada na seção de concreto armado a partir do valor do esforço transmitido ao aço durante o salto de tensão, que pode ser devido ao esforço de tração, seja total, como é o caso de tirantes, ou parcial, como nos elementos fletidos.

Devido ao salto de tensão, na região contígua à fissura, a aderência entre concreto e armadura fica prejudicada, e em alguns casos até mesma destruída. São também formadas, neste trecho, fissuras transversais ao alinhamento da armadura. Na região subsequente ocorre um aumento do valor da tensão de aderência entre os dois elementos (concreto e aço). Na região seguinte a aderência volta a ter valores iguais aos da região não fissurada (ver FIG. 2.54).

O aço tracionado, na seção fissurada, alonga-se devido ao aumento da tensão localizada, diferentemente do conjunto anterior, propiciando o aumento da abertura da fissura.

A abertura da fissura será proporcional à distância da armadura à superfície e das propriedades físicas do aço (relação tensão X deformação).

O desarranjo, em termos de tensão de aderência, causado pela fissura desaparece à medida que se afasta dela. As tensões de aderência entre o concreto e o aço são restabelecidas e, portanto, o concreto volta a ser submetido à tensão de tração σ_{ct} , restabelecendo-se as condições necessárias à formação de uma nova fissura..

A segunda fissura somente aparecerá no local onde a deformação do concreto voltar a ultrapassar o valor limite de 0,1‰, aproximadamente. Juntamente com esta condição, as deformações entre aço e concreto terão que se equivaler e se equilibrar pela aderência entre os dois materiais.

No caso de elementos submetidos aos esforços de flexão, na seção fissurada a posição da linha neutra desloca-se no sentido da região comprimida.

Existe também uma diferença entre o salto de tensão em elementos de concreto armado, sujeitos à tração pura ou com pequena excentricidade e em elementos submetidos aos esforços de flexão.

Se o elemento é submetido ao esforço de flexão, o momento fletor que irá fissurá-lo é denominado de Momento de Fissuração. Este esforço dependerá da resistência de tração e compressão do concreto, da geometria da seção transversal do elemento de concreto, da quantidade, posicionamento e características físicas e químicas das armações e do coeficiente de aderência entre o concreto e a armação.

2.4.5.2 Cálculo estimado da previsão da distância entre fissuras

Algumas teorias foram desenvolvidas para se estimar a distância entre as fissuras. Dentre elas pode-se citar: a teoria clássica, a teoria do não-deslizamento e a teoria da fissuração devido à curvatura.

a) Teoria Clássica

A Teoria Clássica foi proposta por R. Salinger em 1936 e é considerada a pioneira no estudo da fissuração. Essa teoria pressupõe existir a condição de equilíbrio interno entre concreto e aço e que a seção transversal permanece plana na região fissurada.

Pela teoria clássica, no caso de um elemento submetido à tração pura, a tensão no concreto é considerada uniforme em toda a seção transversal. As deformações do concreto e o aço são incompatíveis devido ao deslizamento ou escorregamento entre eles, e somente são re-equilibradas por meio de tensões de ligações atuantes nas superfícies em contato.

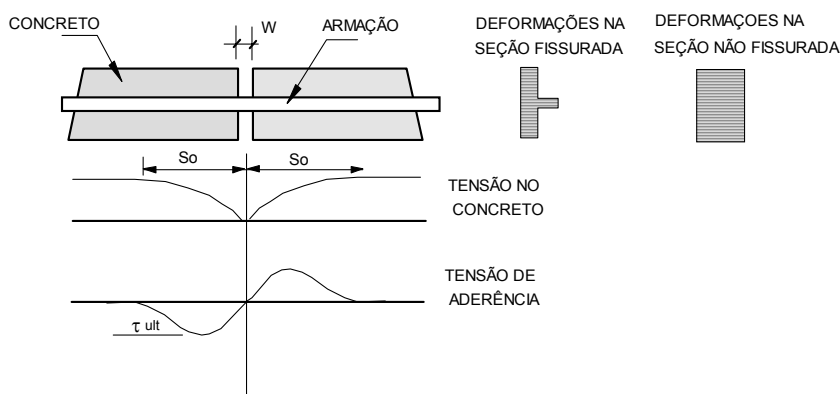


FIGURA 2.54 – Esquema da variação das tensões no concreto e de aderência, segundo a teoria Clássica

Fonte: BURMAN, 1981, p. 24.

A partir das considerações acima, o espaçamento mínimo estimado entre as fissuras é:

$$s_{rm} = \frac{A_{c_{ef}}}{A_s} \left(\frac{\sigma_{ctm}}{\tau_{bum}} \right) \cdot \frac{\phi}{4} \quad (2.17)$$

$A_{c_{ef}}$ — área de concreto efetiva;

A_s — área de aço;

σ_{ctm} — tensão média de tração do concreto;

τ_{bum} — tensão média de ligação (aderência) entre o concreto e o aço;

ϕ — diâmetro da armação.

Os valores encontrados aplicando as fórmulas propostas pela teoria Clássica não são representativos dos resultados obtidos em ensaios feitos com barras de aço nervuradas. Outro fator importante é que essa teoria despreza a influência significativa do cobrimento e da distância entre as barras de aço.

b) Teoria do não-deslizamento

A teoria do não-deslizamento foi proposta por BROMS, em 1965, e BASE, em 1966. Essa teoria considera que as aberturas das fissuras próximas às armações são consideravelmente menores e que a seção transversal não permanece plana devido ao não-deslizamento entre o concreto e o aço.

Em uma seção fissurada, a armação é supostamente equiparada a um elemento que aplica na face da fissura de concreto uma força **F**. Pelo princípio de St. Venant, essa força espraia em um ângulo de 45° . A região de influência deste esforço é igual ao cobrimento da armação ou à distância entre barras paralelas tracionadas.

$$s_{rm} = k \cdot c \quad (2.18)$$

c — cobrimento ou a distância entre barras tracionadas;

k — variável determinada experimentalmente.

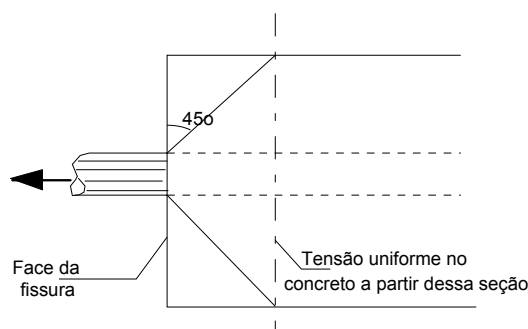


FIGURA 2.55 – Distribuição em um ângulo aproximado de 45° da força da armação aplicada no concreto

Fonte: BURMAN, 1981. p. 20.

Os valores encontrados na teoria do não-deslizamento não apresentam resultados congruentes aos ensaios de estruturas submetidas ao esforço de flexão.

c) Teoria combinada

Em 1966, Ferry-Borges propôs, juntamente com outros pesquisadores que compunham o CEB, a união entre as teorias Clássicas e a do Não-Deslizamento. A nova teoria foi denominada Teoria Combinada.

A fórmula do espaçamento médio entre fissuras da teoria Combinada é:

$$s_{rm} = k_1 \cdot c + k_2 \left(\frac{\phi}{\rho} \right) \quad (2.19a)$$

$$\rho = \frac{As}{Ac} \quad (2.19b)$$

c — cobrimento ou distância entre barras tracionadas;

k_1 — coeficiente influenciado pelo cobrimento da armação;

k_2 — coeficiente influenciado pelo escorregamento entre concreto e aço e a fissuração interna;

Ac — área de concreto afetada pelo esforço de tração do aço.

A primeira parcela da fórmula representa o comportamento preponderante nos instantes iniciais da formação da fissura, apresentando o comportamento do não-deslizamento entre o aço e o concreto. A segunda parcela representa o deslizamento entre o concreto e o aço ocorrido após o acréscimo de carga, quando a fissura já estiver formada.

Outras teorias mais recentes foram propostas, como a teoria da fissuração devida à curvatura. Esta é amplamente utilizada no meio técnico, pois engloba as premissas relevantes que determinam a abertura e a distância entre fissuras.

Todas as teorias apresentadas determinam que a distância entre duas fissuras consecutivas será igual à distância necessária para a reconstituição da aderência entre o concreto e o aço, ou melhor, para o restabelecimento do nível de tensão de tração no concreto igual a resistência do concreto à tração (f_{ct}).

Além disto, todas elas foram fundamentadas em elementos de concreto armado submetido ao esforço de tração pura ou tração com pequena excentricidade. Em se tratando de esforços de flexão, a parcela relativa ao escorregamento deve ser corrigida, ficando igual a:

$$s_{rm} = k_1 \cdot c + k_3 \cdot k_2 \left(\frac{\phi}{\rho} \right) \cdot \left(\frac{c}{h_{cr}} \right) \quad (2.20)$$

k_3 — coeficiente influenciado pela posição da linha neutra;

h_{cr} — altura da linha neutra.

O valor exato da distribuição da tensão de aderência entre o concreto e o aço é muito difícil de ser definido, tendo em vista que existe uma série de variantes envolvidas, tais como a distância entre as armações tracionadas e a borda da seção transversal de concreto, a resistência do concreto, características da superfície do aço, o tipo de esforço atuante na seção (tração, flexão, flexão-tração), dentre outras.

LEONHARDT (1981) e outros pesquisadores, seguindo a teoria Combinada, propuseram a seguinte equação para determinação da distância entre fissuras:

$$s_{rm} = \frac{v_0}{2} + l_e \quad (2.21)$$

onde:

v_0 — comprimento em que a aderência entre o concreto e o aço é destruída em decorrência do salto de tensão;

l_e — comprimento necessário para a reestruturação da aderência entre o concreto e o aço.

$$v_0 = \frac{\Delta\sigma_{sr}}{45} \cdot \phi \quad (\text{MPa}) \quad (2.22)$$

$\Delta\sigma_{sr}$ — gradiente de tensão durante o salto de tensão.

As fórmulas genéricas propostas por LEONHARDT (1981) para a distância média entre fissuras são:

$$s_m = v_0 + k_1 \cdot c + k_3 \cdot \frac{c}{h_{cr}} \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r} \quad (\text{para flexão}) \quad (2.23)$$

$$s_m = v_0 + k_1 \cdot c + k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r} \quad (\text{para tração}) \quad (2.24)$$

Após vários ensaios e estudos, LEONHARDT (1981) definiu que a distância média entre as fissuras poderia ser determinada pela seguinte equação:

$$s_m = \frac{1}{2} v_0 + 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r} \quad (2.25)$$

sendo,

c — cobrimento da armação;

s — distância entre as barras de aço, se $s > 15\phi$, adotar $s = 15\phi$;

k_1 — coeficiente que depende da qualidade de aderência do aço;

k_2 — coeficiente que representa a influência da forma do diagrama de tensões, isto é, distribuição da tensão de tração no concreto;

ρ_r — porcentagem da armação em relação à área efetiva, $\rho_r = A_s/A_{cef}$;

A_s — área de aço tracionada;

A_{cef} — área de concreto tracionada;

Como a parcela referente ao deslizamento entre o concreto e aço (v_0) é muito pequena, esta pode ser desprezada, ficando a Eq. (2.25) igual a:

$$s_m = 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r} \quad (2.26)$$

2.4.5.3 Cálculo da previsão da abertura das fissuras

Da mesma forma que se verifica a distância entre fissuras, a abertura delas é igualmente importante no que diz respeito à durabilidade das estruturas.

A abertura das fissuras está ligada ao alongamento máximo que as armações têm quando submetidas ao esforço de tração na seção fissurada, somadas às deformações do conjunto concreto e aço nas seções contíguas à fissura, região esta que foi semidestruída pelo esforço de salto de tensão.

HUSAIN e FERGUSON¹⁵, posteriormente confirmados por ILLSTON e STEVENS (1972)¹⁶, apud BURMAN (1981), observam em ensaios de tração pura que as fissuras têm maiores aberturas junto às superfícies da seção de concreto, e que a abertura diminui à medida que se aproxima da armação tracionada. Este fato foi constatado injetando-se resina pela fissura, e, após a polimerização da mesma, a seção de concreto era cortada, permitindo visualizar o desenvolvimento da fissura.

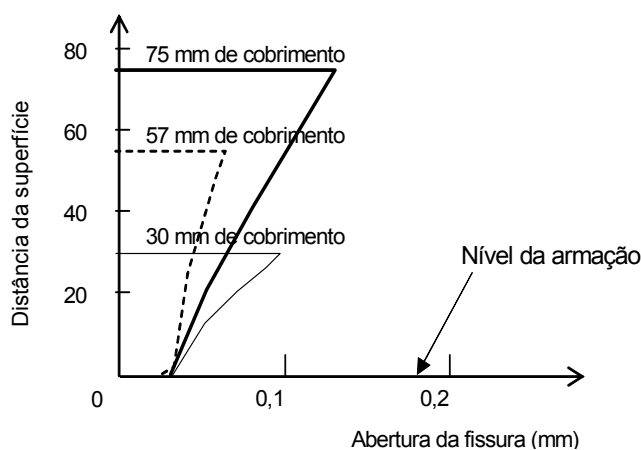


FIGURA 2.56 – Variação da abertura da fissura com a distância a superfície

Fonte: BURMAN, 1981. p. 10.

¹⁵ HUSAIN, S.I., FERGUSON, P.M. Flexural crack widths at the bars in reinforced concrete beams. Center for Highways research, University of Texas at Austin. Research report no. 102-IF

¹⁶ ILLSTON, J.M., STEVENS, R.F. Long-term cracking in reinforced concrete beams. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Part II, Research and theory. Vol. 53. December, 1972.

No trecho contíguo à abertura da fissura, observa-se a formação de várias pequenas fissuras internas junto à armação, formando cones de compressão originados pela capacidade de aderência entre o concreto e o aço.

Segundo BURMAN (1981, p. 13), “a abertura das fissuras junto à superfície das barras da armadura não está diretamente relacionada com a abertura na superfície do concreto, e sim, com as características da armadura (espaçamento das nervuras) e com a tensão no aço”.

A abertura das fissuras está diretamente ligada à distância entre as fissuras e as deformações da armação e do concreto.

$$w_m = s_m (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2.27)$$

sendo:

ε_{cm} — deformação do concreto entre fissuras;

ε_{sm} — deformação do aço entre fissuras.

A deformação do concreto pode ser considerada desprezível, simplificando a Eq. (2.27) para:

$$w_m = s_m \cdot \varepsilon_{sm} \quad (2.28)$$

De acordo com a teoria Clássica, a abertura das fissuras é função do espaçamento médio entre fissuras e da deformação média do aço.

$$w_m = 1,5 \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} \quad (2.29)$$

Ainda segundo a teoria Clássica, a deformação média do aço é:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right) \quad (2.30)$$

onde:

σ_{sr} — tensão no aço após a fissuração, para uma sollicitação tal que produza, para a seção não fissurada a tensão de tração f_{ctm} ;

σ_s^{II} — tensão no aço no instante que ocorre a fissuração (estádio II), sob a combinação considerada.

Estudos posteriores de ROSTASY (1976), apud BURMAN (1981), mostram que a deformação média do aço é igual a:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s^{II}}{E_s} \left[1 - \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s^{II}} \right)^2 \right] \quad (2.31)$$

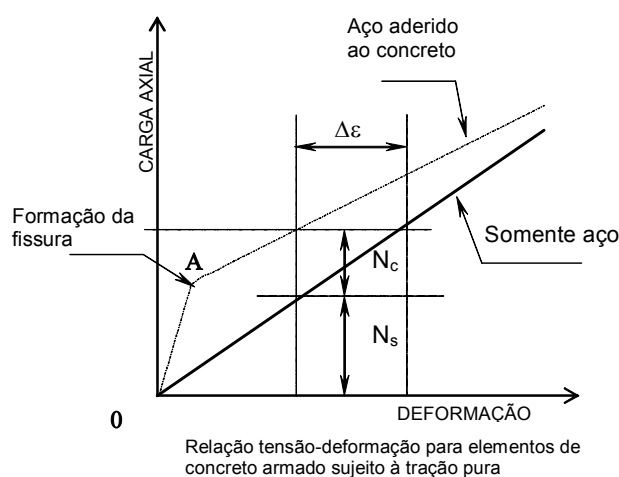


FIGURA 2.57 – Variação do comportamento de uma seção de concreto armado e uma seção de aço

Fonte: BURMAN, 1981. p. 57.

O gráfico da FIG. 2.57, proposto por Rostasy, é a interpretação da Eq. (2.31). Neste é representado o comportamento do aço pela linha traço-ponto, no gráfico tensão-deformação, submetido à tração pura. A linha contínua representa o comportamento, $\sigma\varepsilon$, da seção de concreto armado composta com a mesma armação (diâmetro, resistência e comprimento iguais) e submetida ao mesmo esforço.

Observa-se na FIG. 2.58 que antes da formação da primeira fissura a tensão no aço, dentro da seção de concreto armado, é menor que a no aço isolado, para uma mesma deformação. Após a fissuração, a deformação total do elemento de concreto armado é menor que a deformação do aço isolado. Portanto, o concreto mesmo rompido colabora na redução da deformação total do elemento fissurado, representado pelo diferencial $\Delta\varepsilon_e$.

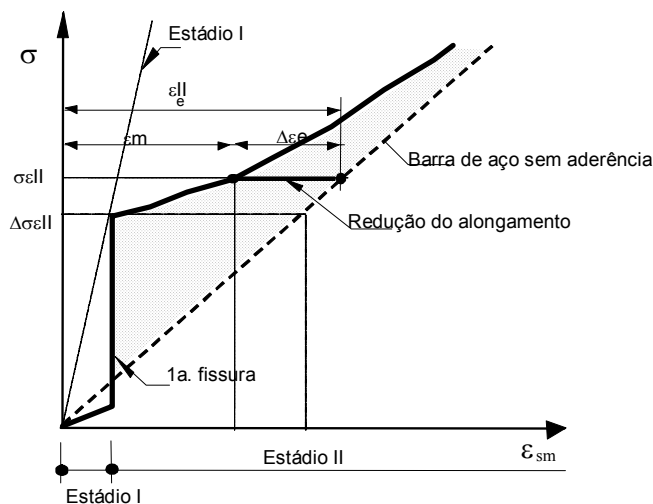


FIGURA 2.58 – Diagrama $\sigma\varepsilon$ de um elemento fissurado

Fonte: LEONHARDT, 1981. p. 25

Segundo LEONHARDT (1981), o valor médio da deformação, por sua vez, depende da aderência entre o concreto e o aço, do número de repetições do carregamento e do valor do salto de tensão e da tensão do aço.

Então, a Eq. (2.31) deve ser corrigida pelos coeficientes β_1 e β_2 , ficando:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad (2.32)$$

onde:

β_1 — coeficiente característico da qualidade de aderência das barras;

$$\beta_1 = \frac{1}{2,5 \cdot k_1} \quad (2.33)$$

sendo k_1 é igual a 1,0 para barras de alta aderência e 0,5 para barras lisas;

σ_s — tensão no aço na seção não fissurada;

σ_{sr} — tensão no aço na seção fissurada para uma solicitação tal que produza para a seção não fissurada a tensão de tração f_{ctm} ;

β_2 — coeficiente que leva em consideração a duração da aplicação das cargas ou do número de repetições;

$\beta_2 = 1$ — para o 1.º carregamento;

$\beta_2 = 0,5$ — para cargas de longa duração ou repetitivas.

As cargas repetitivas provocam, na região entre o aço e o concreto, uma redução na aderência devido ao enfraquecimento dos cones comprimidos de concreto, e, conseqüentemente, o aumento das fissuras internas e o efeito de deformação lenta dos dentes do concreto.

O valor da deformação média não pode ser maior que $0,4 \sigma_s / E_s$.

2.4.5.4 Previsão de fissuração segundo a NB1/60

A NB1/60 segue a teoria Clássica para o cálculo da abertura e espaçamento das fissuras. Essa teoria, como visto no item 2.4.5.2, não leva em consideração para o cálculo das fissuras o espaçamento entre as barras de aço e o cobrimento. Esse espaçamento é função apenas da tensão de tração no concreto e da tensão de aderência, da área de concreto e da área e diâmetro da armação.

De acordo com a NB1/60, o cálculo da fissuração consiste em determinar a abertura da fissura e compará-la à abertura máxima sugerida para cada tipo de ambiente que envolve o elemento de concreto.

Considera que a fissuração não é nociva quando pelo menos 85% dela não ultrapassar os valores de:

0,3 mm — para elementos protegidos com revestimento;

0,2 mm — para elementos expostos a ambientes não agressivos;

0,1 mm — para elementos expostos a meios agressivos.

O cálculo da abertura da fissura em elementos sujeitos à flexão pode ser dispensado, segundo a NB1/60, caso a armação tracionada satisfaça às seguintes desigualdades:

$$\phi \leq \frac{\eta \cdot k_1 \cdot \mu_0}{\sigma_f} \quad \text{ou} \quad (2.34a)$$

$$\phi \leq \frac{\eta \cdot k_2 \cdot \mu_e}{\sigma_f \cdot (4,5\mu_e + 0,4)} \quad (2.34b)$$

Onde:

η — coeficiente de aderência. Varia de acordo com a configuração superficial das barras;

$\eta = 0,8$ — fios trefilados;

$\eta = 1,0$ — barras lisas e fios não trefilados;

$\eta = 1,2$ — barras torcidas;

$\eta = 1,5$ — barras torcidas com duas saliências helicoidais e sem nervuras ou cristas transversais, e fios com mossas ou saliências;

$\eta = 1,8$ — barras com mossas ou saliências (torcidas ou não) que satisfaçam às exigências do item 10.2. O item 10.2 diz respeito às características geométricas que o aço deve ter, como por exemplo: as saliências devem apresentar ângulo de 45° em relação ao eixo da barra.

σ_f — tensão na armadura de tração, calculada no estágio II. Para as ações provenientes de impacto lateral, força longitudinal, força centrífuga nas pontes e ventos, devem ser multiplicados por 1,2;

$\mu_0 = \frac{A_s}{b_0 \cdot h}$ — taxa da armação de tração referida à área útil da seção das vigas retangulares ou da alma das vigas T. Quando $\mu_0 < 0,01$, tomar-se-á $\mu_0 = 0,01$;

$\mu_e = \frac{A_s}{A_e}$ — taxa da armação de tração referida à “área de envolvimento” dessa armadura;

A_e — área de envolvimento da armadura de tração. Seção transversal de um tirante fictício de concreto que se estenda até a borda tracionada e até as faces laterais da zona de tração, e que tenha o mesmo centro de gravidade que a armadura de tração;

k_1 — valor empírico relacionado à tensão máxima de tração do concreto e à tensão de aderência, sendo:

360 000 kgf/cm² — para fissuras com abertura máxima de 0,3mm;

240 000 kgf/cm² — para fissuras com abertura máxima de 0,2mm;

120 000 kgf/cm² — para fissuras com abertura máxima de 0,1mm;

$$k_2 = \frac{k_1}{5,7};$$

- no caso de armadura constituída por barras de diâmetro diferentes, tornarse-á em lugar de ϕ a expressão $\frac{4As}{u_t}$; sendo **As** a soma das áreas transversais das armações e **u_t** igual à soma dos perímetros das barras ou dos feixes na seção transversal da armadura;
- nas peças solicitadas por flexão simples calculada em função da carga de ruptura (Estádio III) poder-se-á tomar, em lugar da tensão σ_f calculada no Estádio II, a tensão $\sigma_s/1,65$ na hipótese das aberturas de fissuras de 0,3 e 0,2mm, e $\sigma_s/2$ na hipótese de abertura 0,1mm e para ambientes muito severos” (NB1/60- artigo 15).

O Artigo 42 da NB1/60 recomenda que, para meios muito agressivos, “a abertura de fissura igual a 0,1mm é permitida, desde que no ambiente não exista ação prejudicial de agentes externos, tais como álcalis, águas agressivas, óleos e gases nocivos, altas e baixas temperaturas”. E ainda, dando continuidade a estas precauções, no caso de estruturas expostas aos meios que contenham substâncias nocivas ao concreto, os coeficientes de segurança devem ser multiplicados por 1,2, para o cálculo da flexão no Estádio III, ou as tensões admissíveis reduzidas na mesma proporção, se se fizer o cálculo no Estádio II, ou para elementos submetidos ao esforço de tração por carga axial.

THIAGO (1961) propõe para o caso de tirantes, em que seria eminente a formação de fissuras, que a concretagem dos mesmos seja feita após sua colocação em carga, o que reduziria a formação e a abertura das fissuras, garantindo assim a proteção do aço pelo concreto.

Segundo ROCHA (1970), o espaçamento médio das fissuras para elementos solicitados à tração axial pode ser calculado segundo a equação:

$$a_m = 1,5 \cdot \frac{\sigma_T}{\tau_a} \cdot \frac{Ac}{U_t} \quad (2.35)$$

sendo:

a_m — espaçamento médio entre fissuras;

σ_T — tensão de ruptura do concreto à tração;

U_t — soma dos perímetros dos aços;

τ_a — tensão de aderência;

Ac — área de concreto tracionada.

Então, a abertura das fissuras pode ser calculada somando-se a deformação do concreto e do aço no espaço entre duas fissuras. Entretanto, a deformação devida ao esforço de tração do concreto pode ser considerada nula. Nesse caso a abertura média das fissuras será igual a:

$$w_m = \frac{k_0 \cdot \sigma_s}{\eta \cdot E_s} \cdot \frac{\phi}{\mu} \quad (2.36)$$

onde:

k_0 — valor empírico relacionado à tensão máxima de tração do concreto e à tensão de aderência. Pode ser tomado igual a $k_0 = 0,4 + 4,5 \cdot \mu$;

σ_s — tensão de escoamento do aço;

$\mu = A_s/A_c$ — taxa de armadura no tirante;

E_s — módulo de elasticidade do aço;

ϕ — diâmetro da armação.

a) Coeficientes de segurança e valores de tensões adotados no cálculo de elementos de concreto armado fletidos.

Artigo 25 – NB 1/60 “O cálculo das peças de concreto armado submetidas a esforços de flexão simples ou compostas salvo o disposto no item 22, será feito em função da carga

de ruptura (Estádio III), com os coeficientes de segurança estabelecidos no item 95, permitindo-se também o cálculo no Estádio II, com as tensões admissíveis estabelecidas no item 96”.

Para o cálculo no Estádio III não se deve considerar para flexão simples ou composta tensões de resistência do concreto superiores a 220kg/cm^2 e nem menores que 110kg/cm^2 ou 135kg/cm^2 quando utilizar aço doce ou torcido respectivamente.

Os coeficientes de segurança adotados para cargas permanentes e para cargas acidentais sabidamente conhecidas (incluídas na NB-5) e os efeitos da retração e da variação de temperatura devem ser iguais a 1,65. Nos casos em que as cargas acidentais não forem conhecidas, o coeficiente de segurança deve ser igual a 2,0.

Aos valores dos coeficientes de segurança acima citados devem ser acrescidos 20% caso o elemento estrutural esteja em ambiente muito agressivo ao concreto, como nos ambientes definidos no artigo 42 da NB-1/60.

b) Cálculo no Estádio II

O cálculo no Estádio II “consiste em comparar as tensões de trabalho dos materiais σ_c (tensão no concreto) e σ_f (tensão no aço) com as $\bar{\sigma}_c$ e $\bar{\sigma}_f$ (tensões admissíveis) para os mesmos”. THIAGO (1961)

Para o cálculo no Estádio II os valores de tensões adotados na NB-1/60 são:

- para o concreto: $\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_R}{2} \leq 110\text{kg/cm}^2$, sendo:
 - $\sigma_R = 3/4 \cdot \sigma_{c,28}$ se houver controle rigoroso;
 - $\sigma_R = 2/3 \cdot \sigma_{c,28}$ se houver controle razoável;
 - $\sigma_R = 3/5 \cdot \sigma_{c,28}$ se houver controle regular.
- para o aço:
 - aço 37 CA $\bar{\sigma}_f = 1500\text{kg/cm}^2$;

- aço 50 CA $\bar{\sigma}_f = 1800\text{kg/cm}^2$;
- aço CAT 40 $\bar{\sigma}_f = 2400\text{kg/cm}^2$;
- aço CAT 50 $\bar{\sigma}_f = 3000\text{kg/cm}^2$.

A posição da linha neutra, as tensões nas armações e a tensão máxima no concreto são dadas pelas Eq. (2.37), (2.38) e (2.39) respectivamente.

$$x_{LN} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot h}{\alpha_e \cdot A_s}} \right) \quad (2.37)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \left(h - \frac{x_{LN}}{3} \right)} \quad (2.38)$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{b \cdot x_{LN} \left(h - \frac{x_{LN}}{3} \right)} \quad (2.39)$$

c) Cálculo no Estádio III

De acordo com o artigo 25 da NB1/60, “o cálculo no estágio III de peças submetidas à flexão simples ou composta será feito supondo-se válidas as seguintes hipóteses simplificadoras, não se tomando, entretanto, para σ_R valor superior a 220kg/cm^2 :

- a) que seja nula a tensão de tração do concreto;
- b) que a ruptura se dê quando a tensão de compressão no concreto, que se admite uniformemente distribuída, atinja o valor de:
 - $\sigma_R = 3/4 \cdot \sigma_{c,28}$ se houver controle rigoroso;
 - $\sigma_R = 2/3 \cdot \sigma_{c,28}$ se houver controle razoável;
 - $\sigma_R = 3/5 \cdot \sigma_{c,28}$ se houver controle regular;

- c) que, independentemente do disposto nas alíneas (b) e (e), as deformações de um elemento da peça sejam proporcionais à sua distância à linha neutra;
- d) que o concreto tenha encurtamento de ruptura de 0,15%;
- e) que a tensão na armadura de tração permaneça constante a partir da tensão de escoamento real ou convencional”;
- aço 37-CA - $\sigma_e = 2400\text{kg/cm}^2$;
 - aço 50-CA - $\sigma_e = 3000\text{kg/cm}^2$;
 - aço T-40 - $\sigma_e = 4000\text{kg/cm}^2$;
 - aço T-50 - $\sigma_e = 5000\text{kg/cm}^2$.

2.4.5.5 Previsão de fissuração segundo a NBR 6118:2003

O cálculo da fissuração segundo a NBR 6118:2003 é uma adaptação das fórmulas de verificação apresentadas pela NBR 6118:78. As duas normas se baseiam na teoria do Escorregamento ou teoria Clássica, já que não levam em consideração a influência do cobrimento e o espaçamento entre as armações. A verificação é feita em duas equações: a primeira delas representa a fissuração sistemática (Eq. 2.40) e a outra, a fissuração assistemática (Eq. 2.41).

“Fissuração sistemática é aquela que se estabelece quando efetivamente as tensões de tração que deveriam se instalar no concreto seriam superiores à sua resistência à tração numa certa região. Fissuração assistemática é aquela em que, mesmo não sendo atingidas as tensões de ruptura à tração, é formada acidentalmente uma ou outra fissura, provavelmente devido à existência de alguma junta, ou o efeito de retração ou variação de temperatura.” (BURMAN, 1981, p.45).

Isto fica claro no item 13.4.1 da norma NBR 6118:2003: “a fissuração em elemento estruturais de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração; mesmo sob as ações de serviço (utilização), valores críticos de tensão de tração são atingidos”.

Normalmente o espaçamento entre as fissuras assistemáticas é maior quando comparado com as fissuras devidas aos esforços aplicados.

Segundo a NBR 6118:2003, caracterizam-se dois estados relacionados à formação das fissuras em elementos lineares. O Estado Limite de Formação das Fissuras (ELS-F) representa o instante em que o valor da tensão atuante atinge a máxima tensão de tração na seção transversal igual a $f_{ct,f}$, levando à ruptura do concreto, isto é, a formação das fissuras. O segundo estado é caracterizado pelo Estado Limite de Abertura das Fissuras (ELS-W), no qual são especificados valores limites máximos de abertura de fissuras para cada tipo de meio ambiente em que o elemento estrutural se encontra.

No item 17.3.3.2, essa norma define os critérios básicos para uma avaliação aceitável do comportamento dos elementos. As fórmulas apresentadas não têm o intuito de prever com exatidão as aberturas das fissuras dos elementos lineares, mas sim estimar os valores aproximados que podem eventualmente ser ultrapassados.

A abertura da fissura na superfície da seção de concreto é calculada pelas Eq. (2.40) e (2.41), que se referem a cada elemento tracionado, isto é, para cada área de concreto de envolvimento (A_{cri}) de lados iguais a $7,5\phi$ do eixo do elemento da armadura. Deve-se adotar o menor valor calculado dentre as Eq. (2.40) e (2.41).

$$w = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (2.40)$$

$$w = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (2.41)$$

σ_{si} , ϕ_i , E_{si} , ρ_{ri} são definidos para cada área de envolvimento em exame;

A_{cri} — área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;

E_{si} — módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro ϕ_i ;

ρ_{ri} — taxa de armadura passiva em relação à área da região de envolvimento (A_{cri});

σ_{si} — tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II. O cálculo do estágio II (que admite comportamento linear dos materiais e

despreza a resistência à tração do concreto) pode ser feito considerando a relação α_e entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto igual a 15;

η_1 — coeficiente de conformação superficial da armadura considerada, sendo igual a 1,0 para barras lisas, 1,4 para barras entalhadas e 2,25 para barras nervuradas;

f_{ctm} — valor da resistência média à tração do concreto, sendo $f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$.

Para as combinações freqüentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1.F_{q1k}$, e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$.

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk} \quad (2.42)$$

Calculados os valores de abertura de fissura pelas Eq. (2.40) e (2.41), adota-se o menor deles, e, então, compara-se com os valores máximos de abertura de fissuras da tabela 13.3 da norma NBR 6118:2003. As exigências quanto à durabilidade das estruturas, no que diz respeito à abertura das fissuras, são satisfeitas se o valor calculado de w for menor ou igual aos valores da tabela.

Em estruturas em que a estanqueidade é fator fundamental devem ser adotados limites menores que os da TAB.2.13.

Em se tratando de conforto psicológico para os usuários, a norma possibilita que sejam adotados limites mais severos de abertura de fissuras, mas é observado que tais medidas podem aumentar significativamente o custo da estrutura.

TABELA 2.13 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA)	Exigências relativas à fissuração
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4\text{mm}$
	CAA II a CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3\text{mm}$
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2\text{mm}$

Fonte: NBR 6118:2003.

TABELA 2.14 - Classe de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial(*)	Elevado
		Respingos de maré	
Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas			

Fonte: NBR 6118:2003.

“O risco e a evolução da corrosão do aço na região das fissuras de flexão transversais à armadura principal dependem essencialmente da qualidade e da espessura do concreto de cobrimento da armadura.” (item 7.6.1 NBR 6118:2003)

A verificação da fissuração pode ser dispensada desde que a tensão no estágio II, o diâmetro do aço e o espaçamento entre as barras tiverem como limites os valores da TAB. 2.15. A TAB. 2.15 é válida para fissura com abertura máxima de 0,3mm, cobrimentos conforme definidos na TAB. 2.5 desta dissertação e armação mínima segundo o item 17.3.5.2 da NBR 6118:2003.

TABELA 2.15 – Valores de tensão, diâmetro e espaçamento que dispensam a verificação da fissuração

Tensão na barra	Valores máximos	
	Concreto sem armadura ativa	
σ_s MPa	ϕ_{max} mm	s_{max} cm
160	32	30
200	25	25
240	16	20
280	12.5	15
320	10	10
360	8	6

Fonte: NBR 6118:2003.

A norma NBR6118:2003 permite que não seja verificada a fissuração inclinada na alma dos elementos lineares devido aos esforços de torção e cisalhamento. Além disso, sugere-se, apenas em casos especiais, quando a fissuração for considerada importante, limitar o espaçamento entre armações transversais a 15 centímetros.

2.4.5.6 Previsão de fissuração segundo o CEB-90

O CEB/90 considera importante o cálculo e controle da fissuração tendo em vista a condição em serviço e a durabilidade das estruturas, mas sem que ela seja a causa única da não-durabilidade ou da incompatibilidade com as condições de serviço. Em condições bem definidas, em que não se estão levando em consideração os ambientes excepcionalmente agressivos, a formação das fissuras no concreto armado não é necessariamente um incremento para o risco de corrosão nos aços, desde que as aberturas das fissuras não ultrapassem o valor de w_{lim} , definido de acordo com a classificação de agressividade ambiental.

As classes de exposições e as aberturas máximas das fissuras, sob combinações de carregamento quase permanente, são definidas na TAB. 2.16, considerando apenas as condições ambientais onde não há possibilidade de ação de gelo e degelo.

TABELA 2.16 – Classes de exposição e abertura de fissuras

Classe de exposição	Condição de exposição	Exemplo de ambiente	Abertura máxima de fissura
1	Ambiente seco	Interior de edifícios	$w > 0,3\text{mm}$ (*)
2	Ambiente úmido	- Interior de edifícios em regiões com elevada umidade - Elemento externo - Elemento em contato com o solo e/ou água não agressiva	$w < 0,3\text{mm}$
3	Ambiente úmido sujeito a ação de congelamento	Elemento interno ou externo sujeito ao congelamento, como em câmaras frigoríficas	
4	Ambiente marinho	- Elemento total ou parcialmente imerso na água do mar - Região de respingo de maré - Região costeiras	
5	Ambiente quimicamente agressivo	a Levemente agressivo b Moderadamente agressivo c Fortemente agressivo	(**)

(*) O valor de abertura de fissura pode ser maior que 0,3mm desde que não haja razões especiais para que isto não ocorra.
(**) A abertura máxima da fissura deve ser definida de acordo com o agente agressivo.

Fonte: CEB/90.

A abertura das fissuras pode ser calculada pela Eq. (2.43), na qual se levam em consideração as deformações do aço e do concreto — devido a ações impostas e pela retração.

$$w_k = l_{s,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs}) \quad (2.43)$$

sendo:

$l_{s,\max}$ — distância onde ocorre o deslizamento entre o concreto e o aço (ver FIG. 2.59);

ε_{sm} — deformação do aço no comprimento $l_{s,\max}$;

ε_{cm} — deformação do concreto no comprimento $l_{s,\max}$;

ε_{cs} — deformação do concreto devido à retração.

O termo ε_{cs} é apenas contextual, já que seu valor pode ser desprezado.

Define-se:

σ_{s2} — tensão do aço na região da fissura;

σ_{sE} — tensão do aço no ponto zero de escorregamento;

τ_{bk} — menor valor da tensão média de aderência;

ϕ_s — diâmetro da barra de aço.

$$l_{s,max} = 2 \cdot \frac{\sigma_{s2} - \sigma_{sE}}{4\tau_{bk}} \cdot \phi_s \quad (2.44)$$

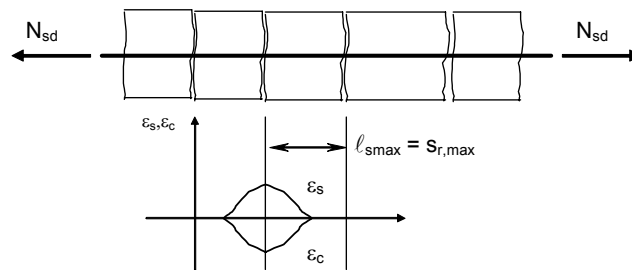


FIGURA 2.59 – Distância entre as fissuras $l_{s,max}$ e gráfico de deformação do aço e do concreto em seção fissurada

Fonte: CEB/90.

Quando a formação das fissuras estiver estabilizada, o comprimento $l_{s,max}$ pode ser calculado pela Eq. (2.45). Caso contrário o valor de $l_{s,max}$ é definido pela Eq. (2.46).

$$l_{s,max} = \frac{\phi_s}{3,6 \cdot \rho_{s,ef}} \quad , \text{ para a fissuração estabilizada;} \quad (2.45)$$

$$l_{s,max} = \frac{\sigma_{s2}}{2\tau_{bk}} \cdot \phi_s \cdot \frac{1}{1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,ef}} \quad , \text{ para a primeira fissura;} \quad (2.46)$$

$\alpha_e = E_s/E_c$, razão entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;

$$E_c = 10^4 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad (2.47)$$

$\rho_{s,ef} = A_s/A_{c,ef}$ — taxa de armação efetiva;

$A_{c,ef}$ — área efetiva de concreto tracionado, solicitada por uma distribuição não uniforme de tensão proveniente da força de aderência na região onde ocorre a transferência da força de tração do aço para o concreto. Na falta de um modelo apropriado para a determinação desta área, pode-se adotar a FIG. 2.60;

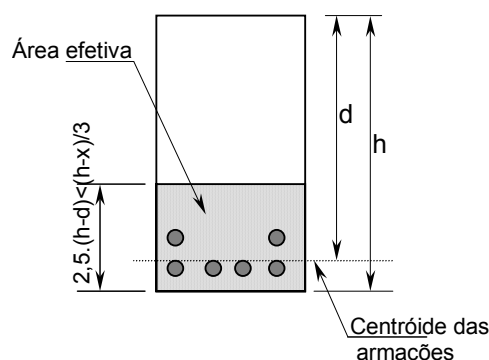


FIGURA 2.60 – Área efetiva tracionada

Fonte: CEB/90.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \varepsilon_{s2} - \beta \varepsilon_{sr2} \quad (2.48)$$

$$\varepsilon_{sr2} = \frac{f_{ctm}(t)}{\rho_{s,ef} \cdot E_s} \cdot (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \quad (2.49)$$

ε_{s2} — deformação do aço na região da fissura;

ε_{sr2} — deformação do aço na região da fissura, submetido à força causadora da tensão $f_{ctm}(t)$ na seção $A_{c,ef}$. Se a força interna é menor ou igual que essa força, então

$$\varepsilon_{sr2} = \varepsilon_{s2};$$

$f_{ctm}(t)$ — valor médio da tensão de tração do concreto no tempo (t) do aparecimento da fissura;

$$f_{ctm}(t) = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (\text{MPa}) \quad (2.50)$$

β — fator empírico que representa a média da deformação na distância $l_{s,max}$. (ver TAB. 2.17).

TABELA 2.17 – Valores de β e τ_{bk}

Tipo de carga	Momento da formação da primeira fissura	Fissuração estabilizada
Carga de curta duração/ ou carregamento instantâneo	$\beta= 0,6$ $\tau_{bk}= 1,8 \cdot f_{ctm}(t)$	$\beta= 0,6$ $\tau_{bk}= 1,8 \cdot f_{ctm}(t)$
Carga de longa duração ou cargas repetitivas	$\beta= 0,6$ $\tau_{bk}= 1,35 \cdot f_{ctm}(t)$	$\beta= 0,38$ $\tau_{bk}= 1,8 \cdot f_{ctm}(t)$

Fonte: CEB/90.

A distância entre fissuras, no processo estabilizado, pode ser estimado pela Eq. (2.51).

$$s_{rm} = \frac{2}{3} l_{s,max} \quad (2.51)$$

No caso de elementos com armação em duas direções, a distância $l_{s,max}$ pode ser decomposta na direção de θ , sendo θ o ângulo entre a armação colocada na direção x e a direção da tensão principal.

$$l_{s,max} = \left(\frac{l_{sx,max}}{\cos \theta} + \frac{l_{sy,max}}{\sen \theta} \right) \quad (2.52)$$

2.5 Corrosão nas armações do concreto armado

2.5.1 Considerações preliminares

É bastante freqüente encontrarmos estruturas de concreto armado em estado de deterioração causado por processo corrosivo instalado nas armaduras. O estudo desse tipo de patologia é de grande interesse, dado seu grande poder destrutivo, a freqüência de casos observados e o elevado custo financeiro despendido na prevenção e recuperação das estruturas de concreto.

Problemas causados pela corrosão nas armaduras de estruturas de grande responsabilidade podem trazer conseqüências graves, em caso de colapso global ou local, colocando em risco, em certos casos, um grande número de indivíduos. Em obras de grande porte, nas regiões mais solicitadas, as armaduras dessas estruturas são submetidas a elevadas tensões. Qualquer redução de área causada pela corrosão nessas armaduras reduz consideravelmente a segurança da estrutura ou de parte dela.

Para se entender o processo corrosivo das armações do concreto armado, é necessário aclarar alguns conceitos que serão utilizados freqüentemente:

Oxidação - "é o processo em que ocorre o aumento do número de cargas positivas de um íon, ou processo de combinação de uma substância com o oxigênio, ou seja, uma perda de elétrons" (HELENE, 1996).

Redução - "é o processo em que ocorre a diminuição do número de cargas positivas, ou seja, um ganho de elétrons" (HELENE, 1996).

Anodo - "é o eletrodo onde ocorre a oxidação, em que o metal passa para a solução, sofrendo a corrosão. É o eletrodo negativo" (SILVA, 1981).

Catodo - "é o eletrodo onde há redução dos íons, não havendo aí o processo de corrosão. É o eletrodo positivo" (SILVA, 1981).

2.5.2 Fatores que influenciam o processo corrosivo

Várias publicações, dentre elas a do pesquisador TUUTTI (1982), indicam que existem inúmeros fatores que influenciam a corrosão, tais como:

- tipo (composição) de cimento;
- fator água/cimento;
- espessura do cobrimento das armaduras;

- abertura das fissuras;
- agente agressivo;
- concentração do agente agressivo.

a) Influência do tipo de cimento na corrosão

O tipo de cimento utilizado tem importante influência no processo corrosivo. As corrosões provocadas por íons de cloro Cl^- , formando os cloroaluminatos, são menores quando se utilizam cimentos ricos em C_3A (aluminato tricálcico) e C_3AF (ferroaluminato tricálcico).

b) Influência do fator água/cimento e da espessura do revestimento das armaduras

Além dos fatores citados, modernamente a qualidade do revestimento das armaduras é o fator que mais influencia na proteção ou no surgimento e avanço da corrosão.

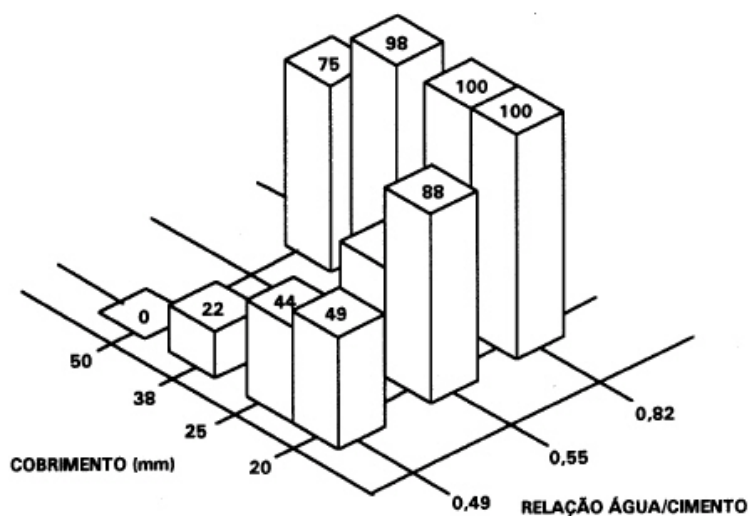


FIGURA 2.61 - Influência do revestimento de concreto e da relação água/cimento na corrosão das armaduras

Fonte: DAL MOLIN, 1988, p. 56.

c) Abertura das fissuras

As aberturas das fissuras são locais por onde os agentes agressivos penetram atingindo as armações. Aberturas maiores facilitam a penetração de íons de cloro, que conduzem rapidamente a um processo de corrosão localizada. Em ambientes muito agressivos devem-se evitar aberturas de fissuras maiores, protegendo assim as armações.

O item 2.4 desta dissertação discorre mais profundamente sobre este tema.

d) Agentes agressivos e a concentração destes

HELENE (1996) observa que o grau de agressividade no meio ambiente e as micro-regiões são também fatores que influenciam bastante neste processo.

Entende-se por micro-regiões todo o espaço circunvizinho àquele elemento, no qual podem-se alterar as características do meio-ambiente, por exemplo, uma canaleta de água pluvial de um edifício.

2.5.3 Mecanismos da corrosão nas armaduras

Ao término da laminação, quando a barra de aço entra em contato com o oxigênio, ocorre uma reação química na qual é formado, em sua superfície mais externa, um filme aderente de óxidos de ferro, dentre eles o Fe_2O_3 , Fe_3O_4 e $\gamma\text{FeO.O}$, também corriqueiramente chamado de Carepa de Laminação, como mostrado na FIG. 2.62. Esse filme, compacto e pouco permeável, possui espessura de aproximadamente 10.000Å (EL-HASHIMY, 1983).

Em ambientes com pH acima de 11 esse filme é termodinamicamente estável. Coincidentemente, a pasta de cimento hidratada tem o pH entre 12,5 e 13,0.

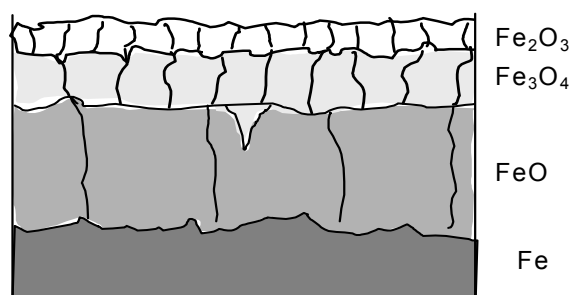


FIGURA 2.62 - Esquema das camadas de óxidos de ferro, conforme grau de oxigenação

Fonte: SILVA, 1981, p. 55.

O hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) está presente na pasta do cimento hidratado e também acumula-se com bastante intensidade na zona de transição entre o concreto e o aço. Nesta região, a superfície oxidada do aço reage com o hidróxido de cálcio formando o ferrato de cálcio, de acordo com a equação abaixo:



Diz-se que o aço está passivado, quando o processo corrosivo é estabilizado nas etapas de oxidação ou na formação de ferrato de cálcio. Para que o processo de corrosão dê prosseguimento, é necessário que este equilíbrio seja quebrado.

Segundo BIJEN (1989), a desp passivação da armadura requer primeiramente a decomposição pela ação química e/ou pela remoção, através da ação mecânica, dos cristais de hidróxido de cálcio, que estão presentes na camada de concreto que envolve a armação, e pela destruição do filme de óxido de ferro ou do ferrato de cálcio que as protege.

O processo de corrosão pode também ser iniciado pela presença de íons livres, como os Cl^- (íons de cloro) ou S^{--} (íons de enxofre), que desestabilizam o ferro, sem contudo destruir a camada de ferrato de cálcio.

TUUTTI¹⁷, apud BEJIN (1989), propôs um diagrama no qual esquematiza o processo de corrosão nas armaduras. O diagrama é dividido em duas partes, que simbolizam o período inicial e o período de propagação da corrosão.

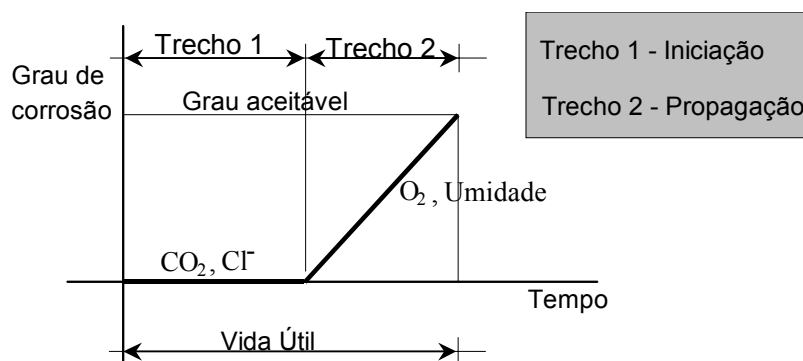


FIGURA 2.63 - Modelo de vida útil proposto por TUUTTI (1982)

Fonte: BIJEN, 1989, p.16.

O trecho inicial corresponde ao período entre a concretagem do elemento de concreto armado da estrutura até a sua despassivação. Esse período sofre a influência do fator de difusão de CO_2 e Cl^- no concreto, causando a despassivação.

O trecho seguinte corresponde ao desencadeamento do processo corrosivo da armadura até níveis inaceitáveis de deterioração. Este trecho é denominado de fase de propagação da corrosão. Ele é influenciado pela quantidade de oxigênio e pela umidade presente no concreto. Caso a corrosão se dê por ataque de íons livres de Cl^- ou S^{2-} , esta será caracterizada por corrosão pontual.

A duração e a velocidade com que cada etapa se processa são determinadas pela permeabilidade do concreto em relação aos gases de dióxido de carbono e oxigênio (CO_2 e O_2), pela quantidade de íons livres de Cl^- ou S^{2-} e pelo grau de umidade contido no concreto.

¹⁷ TUUTTI, K. Corrosion of steel in concrete. Stockholm: Swedisd Cement and Concrete Research Instituite, 1982.

Segundo CÁNOVAS (1988), a maioria das corrosões nas armações das estruturas de concreto armado se dá pelo processo eletroquímico, através da reação de oxi-redução. Em casos excepcionais, pode também sofrer processo de corrosão química, isto é, o metal reage de forma homogênea em toda a superfície sem provocar o aparecimento de corrente elétrica, característica de reação de oxi-redução.

EL-HASHIMY (1983) classifica a corrosão eletroquímica em:

- corrosão microcelular - caracterizada pela distância microscópica entre o anodo e o catodo. É uma corrosão intensa e perigosa. Cita-se, por exemplo, a corrosão em uma armação bastante solicitada localizada sob uma pequena fissura;
- corrosão macrocelular - corrosão cujos anodo e catodo se desenvolvem em lugares separados, podendo ocorrer permutação entre os dois pólos. Por exemplo, a corrosão em uma armadura bastante exposta ao meio ambiente.

Segundo LIMA (1999), “o início do processo corrosivo pode ser detectado através da elevação brusca da i_{corr} (i_{corr} é a intensidade de corrente) quando sobrepassa a faixa de 0,1 a 0,2 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ”. Quanto menor a potência de corrosão (μV), menor a intensidade de corrosão ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$).

O processo corrosivo segue as seguintes etapas:

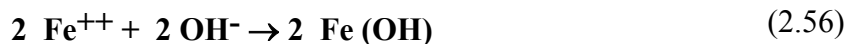
- na zona anódica, o ferro é oxidado liberando íons de Fe^{++} e elétrons para o eletrólito.



- na zona catódica, o oxigênio e a água combinam-se com os elétrons livres formando íons de hidróxidos – hidroxilas - (OH^-).



- os hidróxidos combinam-se com os íons de ferro (Fe^{++}). Dependendo do pH do anodo, os íons de ferros associam-se a mais ou a menos hidróxidos.



Os hidróxidos são substâncias levemente solúveis que, na presença do oxigênio, precipitam em solução aquosa, transformando-se em óxidos (insolúveis).

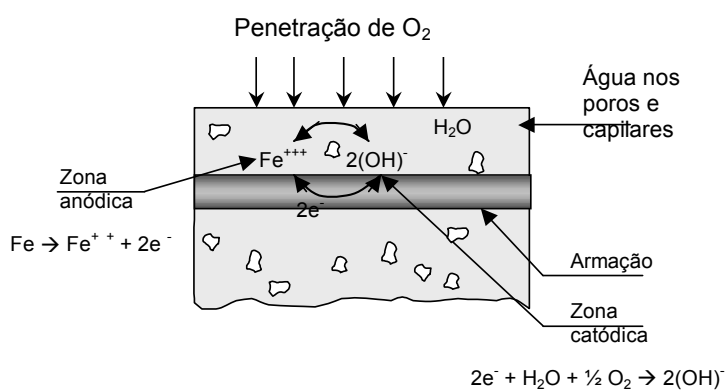


FIGURA 2.64 – Desenho esquemático do processo corrosivo na presença de oxigênio

Fonte: FIGUEIREDO, 1994, p.29.

A magnetita hidratada – Fe_3O_4 – é formada em ambientes sem aeração. Sua coloração é preta ou esverdeada. Entretanto, o óxido férrico hidratado – Fe_2O_3 , que possui coloração castanho-alaranjado, é formado em ambiente de boa aeração.

Para que o processo de corrosão aconteça, alguns pré-requisitos são necessários, como:

- existência de um anodo, que no caso é o ferro;
- existência de um catodo, que seria o oxigênio;
- existência de um eletrólito – meio pelo qual os elétrons livres são transportados – que neste caso pode ser a água contida nos poros do concreto;
- existência de uma diferença de potencial elétrico, que poderia ser decorrente de:
 - i. variações de alcalinidade (pH);
 - ii. pontos diferentes de aeração gerada por ninhos de pedras, fissuras, ou cobrimentos não constantes;
 - iii. concentração de tensões nas armaduras causadas por dobramentos ou na laminação do aço;
- fim da barreira de alcalinidade propiciada pelo hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), que pode ser consequência da carbonatação do concreto, da remoção física do concreto do cobrimento ou do surgimento de fissuras, fendas ou escamações no concreto;
- e, por último, que o concreto tenha resistividade elétrica baixa, para facilitar o fluxo entre as áreas catódicas e anódicas.

A carbonatação é um processo no qual o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) reage com o ácido carbônico, proveniente da combinação do dióxido de carbono com a água, dando origem ao carbonato de cálcio (CaCO_3), cujo pH é abaixo de 9. Quando esta reação ocorre, a barreira alcalina que protege o ferro é quebrada, tornando-o vulnerável à corrosão.

De acordo como o diagrama de Pourbaix, mostrado na FIG. 2.65, entre os pHs de 9,5 a 13,5 o ferro é imune a corrosão.

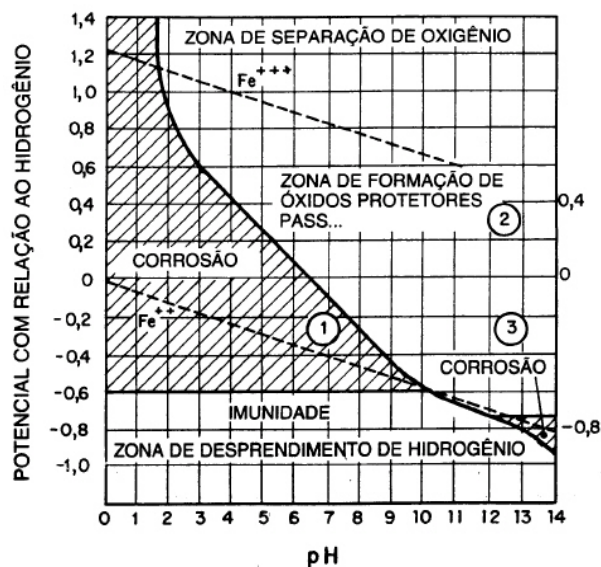


FIGURA 2.65 - Diagrama de Pourbaix ou equilíbrio de potencial pH para o sistema Fe-H₂O a 25°C e os domínios prováveis de corrosão

Fonte: CÂNOVAS, 1988, p. 69.

SILVA, J. (2003) observa que a umidade nos poros do concreto tem que ser equilibrada. É necessário que a água não sature os poros e capilares, permitindo assim a entrada de oxigênio. Entretanto, não poderá também ser escassa, pois o sucesso da corrosão só será possível tendo a água como eletrólito.

Na transformação do ferro em óxido, o volume é aumentado em de até 6 vezes, como é mostrado na FIG. 2.66.

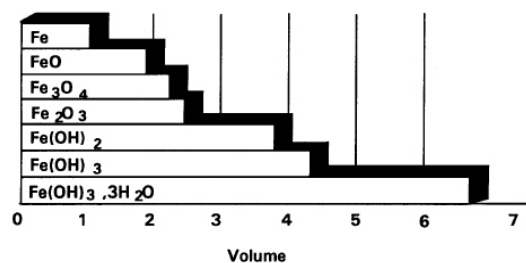


FIGURA 2.66 - Escala volumétrica do ferro e demais óxidos de ferro

Fonte: CÂNOVAS, 1988, p. 89.

Este aumento de volume, provoca tensões internas no concreto que, segundo CÁNOVAS (1988), pode chegar a 15MPa. Por não resistir a este nível de tensão de tração, fissura e em estágios mais avançados, o concreto chega ao lascamento, expondo assim ainda mais a armação ao meio ambiente e, com isso, acelerando o processo corrosivo.

No processo corrosivo o aço se deteriora, reduzindo a área da sua seção transversal, e ocorre também a desintegração da união entre o concreto e o aço, reduzindo a capacidade de carga dos elementos estruturais.

A redução da seção transversal da armação pode se estimada por meio da lei de Faraday. Esta lei presume que a taxa de corrosão seja proporcional à densidade de corrente. A perda da área de aço pode ser estimada por meio da seguinte formulação. (GOMES, 1999)

$$A(t) = A(t_i) - 0,04112 \sqrt{A(t_i) \cdot i_{\text{corr}}} t + 0,000422 i_{\text{corr}}^2 \cdot t^2 \quad (2.62)$$

onde $A(t)$ é a área de aço em função do tempo em mm^2 ; $A(t_i)$ é a área de aço inicial em mm^2 , i_{corr} é a intensidade de corrente de corrosão em $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ e t é o tempo em anos.

Segundo GOMES (1999), a corrente pode ser associada ao nível de corrosão desenvolvida de acordo com a TAB. 2.18.

TABELA 2.18 - Nível de corrosão associado à intensidade da corrente elétrica

$i_{\text{corr}} (\mu\text{A}/\text{cm}^2)$	Nível de corrosão
< 0,1	Desprezível
0,1 a 0,5	Baixo
0,5 a 1,0	Moderado
> 1,0	Alto

Fonte: GOMES, 1999.

Para se ter uma idéia, “com uma corrente contínua de um ampère, pode-se desestruturar 10 quilos de aço por ano” (RODRIGUES, 1994).

Além da redução da capacidade resistente, a corrosão das armações influencia a capacidade de deformabilidade dos elementos estruturais em concreto armado.

2.5.4 Corrosão provocada por agentes químicos agressivos

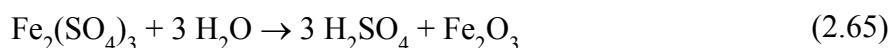
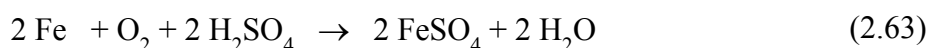
Na atmosfera urbana ou industrial, o ar está contaminado com elevados níveis de óxidos de enxofre (SO_2 e SO_3), dióxido de carbono (CO_2), gás sulfídrico (H_2S), gás de amônia (NH_3), íons sulfetos (S^{--}), íons cloretos (Cl^-), dentre outros.

Alguns agentes químicos acima citados, como os Cl^- e SO_4^{--} , atacam o aço e desencadeiam o processo de corrosão, estando o aço protegido ou não pela camada de hidróxido de cálcio.

O dióxido de carbono (CO_2), na forma de ácido carbônico, reage com o hidróxido de cálcio e com o ferrato de cálcio, despассивando a armação e deixando-a suscetível a corrosão.

A maior parte dos processos corrosivos, provocados por agentes agressivos, é um ciclo contínuo da reação sem o consumo do ânion. Este fenômeno ocorre na reação do íon sulfato (SO_4^{--}) e o íon cloreto (Cl^-) com as armações, como mostrado nas Eq. (2.63) a (2.67).

Íons sulfatos



Íons cloreto

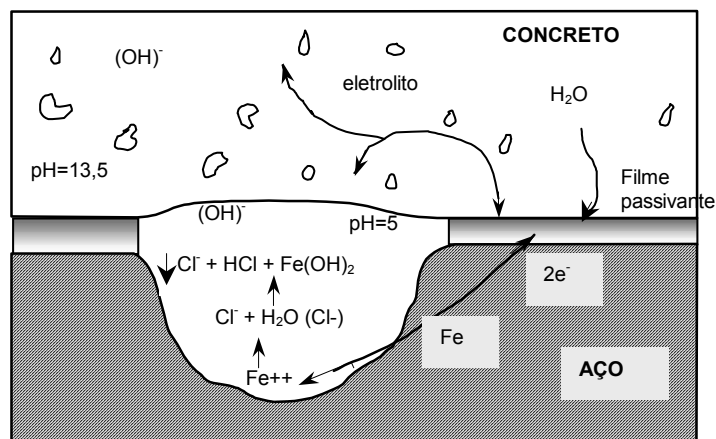
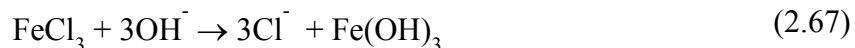


FIGURA 2.67 - Pite de corrosão e processo corrosivo em ambientes contaminados por cloro

Fonte: SIEMES, 1985, p.33.

Observar que os cloretos só são capazes de atacar o ferro na presença da água.

Os ácidos, por exemplo o H_2SO_4 , agem sobre o concreto, de forma a desintegrar a capacidade ligante da pasta de cimento.

O anidrido sulfuroso (SO_2), subproduto da combustão dos derivados de petróleo, em contato com a água transforma-se em ácido sulfúrico. Este é o processo que ocorre com a água da chuva, que quando em contato com o anidrido sulfuroso reage com a água, dando origem à chuva ácida. Em algumas chuvas ácidas o pH das primeiras horas de precipitação é em torno de 3,0. A água da chuva contaminada em contato com o concreto neutraliza-se por meio do pequeno consumo de compostos de cal presente na pasta de cimento superficial.

No caso de contaminação com íons de cloreto, ROSTAM (1991) alerta sobre os sérios danos que este elemento químico pode causar :

- "primeiro: o íon não é consumido no processo corrosivo, mas liberado juntamente com o óxido de ferro, agindo como catalisador;
- segundo: o cloreto despassifica o aço, mesmo em ambientes alcalinos, como é o caso do concreto não carbonatado."

De acordo com MONTEIRO (2000), a corrosão se dará quando a razão entre íons cloretos e hidroxilas em água pura ($\text{Cl}^- / \text{OH}^-$) for maior que 0,6.

Os íons de cloro também podem ser incorporados involuntariamente à pasta de cimento, através de águas contaminadas ou em aditivos aceleradores de pega que contêm cloreto de cálcio (CaCl_2). No caso de cloretos incorporados através de aceleradores de pega, a corrosão pode iniciar-se com teores de cloreto entre 0,6 a $0,95\text{Kg/m}^3$ de concreto. (NEVILLE, 1997)

Outra fonte possível de acidez é por meio de microrganismos, tais como fungos, bactérias ou algas, que na sua simbiose corroboram com substâncias ácidas secretadas por eles, as quais desagregam o concreto, expondo a armação ao meio ambiente e contribuindo para a aceleração do processo corrosivo.

Segundo ROSTAM (1991), pontos discretizados de concentrações de íons cloretos são mais agressivos que altos teores distribuídos homogeneamente em toda a superfície do aço ou do concreto.

A evolução do processo corrosivo provocado por íons cloretos é influenciada por:

- concentração de íons cloretos na superfície;
- fator água/cimento: menor fator a/c resulta em concretos com propriedades físicas (permeabilidade) e químicas melhores;
- tipo de cimento: estruturas feitas com cimentos que têm maior quantidade de aluminato de cálcio (C_3A), como o CP IV, são menos passíveis de corrosão. A combinação entre os íons de cloro e os aluminatos, dando origem ao cloro

aluminato, fazem reduzir a quantidade de íons de cloro livres, além de criar uma barreira protetora dificultando a migração de mais íons para as camadas internas;

- temperatura do ambiente.

O volume do óxido de ferro gerado na corrosão causada por cloretos é superior ao do ferro de 20 a 50%. Dissolvido em água, ele pode percolar pelos poros e capilares do concreto, manchando ou não a superfície e em muitos casos originando a fissuração.

As normas NBR 6118:2003 e CEB/90 adotam os seguintes índices para a concentração máxima de íons cloretos :

TABELA 2.19 - Concentrações máximas de íons cloretos (Cl⁻) permitidas pelas normas NBR- 6118:2003 e CEB/90

Normas	Tipo de estrutura	Quantidade máxima
NBR 6118:2003	Estruturas de concreto armado, concreto protendido, etc	Não é permitido o uso de aditivos à base de cloretos
CEB/90	Estruturas maciças de concreto	1,00%
	Concreto armado	0,40%
	Concreto protendido	0,20%

2.5.5 Influência do cobrimento no processo corrosivo

Um cobrimento com baixa permeabilidade e espessura adequada é requisito básico para uma estrutura sadia durante anos. A estrutura é denominada sadia quando os materiais, concreto e aço, permanecerem com suas propriedades físicas e químicas inalteradas.

A camada externa do elemento de concreto, ou o seu cobrimento, deverá ter os seguintes pré-requisitos para que seja capaz de desempenhar o papel de protetora da armação:

a) Ter pH acima de 9,5

Como visto, devido ao pH básico, o concreto fornece à armação condições ideais para que se encontre passivada. Essa alcalinidade se deve à presença do hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 na pasta de cimento. Na reação de carbonatação, o hidróxido de cálcio reage com dióxido de carbono CO_2 existente na atmosfera, transformando-se em carbonato de cálcio CaCO_3 , que tem pH menor que 9,0. Nessa condição, a armação pode perder o equilíbrio da passivação e, a qualquer instante, iniciar o processo de corrosão.

b) Ter baixa permeabilidade

Quanto mais poroso for o concreto, mais permeável será, permitindo com maior facilidade que o CO_2 penetre em camadas mais internas do elemento de concreto, carbonatando-o. O mesmo ocorre com os outros elementos químicos, que também terão a mesma facilidade de penetração. A alta permeabilidade também permitirá a penetração de água, que por sua vez é essencial no processo corrosivo.

c) Ser homogênea (qualidade)

A homogeneidade do cobrimento depende de fatores como:

- escolha correta do tamanho dos agregados;
- proporção adequada entre os agregados ;
- efeito parede;
- segregação dos componentes (agregados e pasta de cimento) na confecção de concreto ou na colocação do mesmo na forma;
- tipo de forma;
- tipo de adensamento.

É denominado efeito parede o acúmulo de finos junto à superfície externa do elemento de concreto. Esse fenômeno faz com que a camada externa tenha maior porosidade em

relação às camadas internas do elemento de concreto, conseqüentemente tornando-a mais permeável, além de torná-la menos resistente.

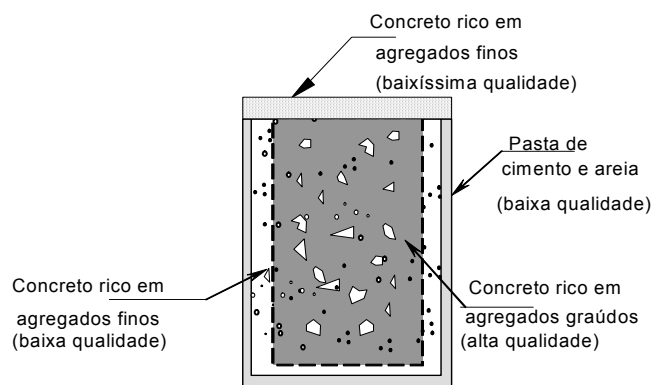


FIGURA 2.68 - Efeito parede

As formas de madeira podem liberar substâncias nocivas ao concreto fresco, como os açúcares, que alteram o processo da cura do cimento. Outro cuidado que se deve ter é quanto à absorção pela forma da água de amassamento contido no concreto fresco essencial para a hidratação do cimento.

d) Ter espessura adequada e constante

A proteção química e física proporcionada pelo concreto do cobrimento é muito importante para a preservação das armações.

As normas nacionais e internacionais regulamentam a espessura mínima do cobrimento dos elementos de concreto armado. Esta varia de acordo com a agressividade do meio ambiente, como mostrado na TAB. 2.5 desta dissertação.

Em um estudo comparativo desenvolvido por EL DEBS (1992) com argamassa armada e concreto armado, pode-se observar como a espessura do cobrimento influencia significativamente no potencial eletroquímico de um elemento de concreto armado ainda não atacado por processo corrosivo – ver TAB. 2.20. Este é um fato comum que ocorre em estruturas de concreto armado com irregularidade na espessura do cobrimento.

TABELA 2.20 - Leitura de potenciais eletroquímicos x espessura do
cobrimento das armações

Cobrimento (mm)	Potencial eletroquímico (médio)
15	532
20	474
25	464
30	438

Fonte: EL DEBS, 1992.

Segundo LIMA (1999), a taxa de corrosão das armaduras totalmente desprotegidas, em ambiente urbano, é de no mínimo $30 \mu\text{m/ano}$ ($0,03\text{mm/ano}$), admitindo-se que 95% das armaduras parcialmente protegidas tenham uma taxa de $10 \mu\text{m/ano}$ ($0,01\text{mm/ano}$). Na TAB. 2.21, tem-se a progressão das reduções das áreas das armações de 10mm e 20mm, em determinados períodos de anos, para as taxas de corrosão acima citadas.

TABELA 2.21 - Porcentagens de redução de área provocada pela corrosão em
armações desprotegidas e protegidas

Períodos em anos	Porcentagem de redução de área para barras de 10mm de diâmetro		Porcentagem de redução de área para barras de 20mm diâmetro	
	Totalmente desprotegida $30 \mu\text{m/ano}$	Parcialmente protegidas $10 \mu\text{m/ano}$	Totalmente desprotegida $30 \mu\text{m/ano}$	Parcialmente protegidas $10 \mu\text{m/ano}$
5	6%	2%	3%	1%
10	12%	4%	6%	2%
15	17%	6%	9%	3%
20	23%	8%	12%	4%
30	32%	12%	17%	6%
50	51%	19%	27%	10%

Fonte: LIMA, 1999.

Na TAB. 2.20, observa-se a expressiva influência da espessura do cobrimento no processo corrosivo. Quanto maior o cobrimento, menor o potencial eletroquímico, isto é, menos corroída estará a armadura. Pode-se também observar que, para as armaduras

de menor diâmetro, o processo corrosivo é mais prejudicial que para diâmetros mais grossos.

Em concretos não fissurados ou com poucas e finas fissuras, que tenham permeabilidade baixa, espessura de carbonatação pequena e espessuras de cobrimento compatíveis com a agressividade do meio ambiente, pode-se considerar a taxa de corrosão nas armaduras igual a zero.

2.5.6 Influência da fissuração na corrosão

As fissuras são caminhos preferenciais para a entrada de agentes agressores do concreto e da armação.

Vários estudos foram feitos para se determinar a verdadeira influência da quantidade e abertura das fissuras nos elementos de concreto armado expostos ao meio ambiente.

Ao final da década de 50 e início de 60, pesquisadores europeus submeteram vigas carregadas de seção 250 x 150mm a quatro ambientes diferentes, citados abaixo. As vigas continham aberturas de fissuras entre 0,15 a 0,4mm.

- a) ambiente urbano normal;
- b) ambiente industrial altamente poluído;
- c) zona de variação de maré;
- d) zona marinha.

Depois de decorrido o prazo de um, dois, quatro e dez anos, as vigas foram rompidas e a espessura de corrosão nas armaduras foi medida. Porém, antes de serem rompidas, as aberturas das fissuras foram medidas. A partir de estudos, chegou-se às seguintes conclusões:

a) após 1 e 2 anos

- a corrosão apresentava-se apenas na região das fissuras;
- em lugares onde as aberturas das fissuras eram menores que 0,1mm, raramente o aço apresentava-se corroído;
- em lugares de fissuras maiores que 0,25mm, a armadura apresentava considerável corrosão;
- quanto mais fissuradas as vigas, mais corroídas estavam as armações.

b) após 10 anos

- as fissuras passaram a ser causa secundária da corrosão;
- a causa principal passou a ser a carbonatação do concreto do cobrimento; sendo assim a espessura e a qualidade do cobrimento foram consideradas essenciais para a baixa corrosão.

A FIG. 2.69 representa o resultado da experiência, acima descrita, mostrando a porcentagem de fissuras com corrosão ativa em função da abertura das fissuras.

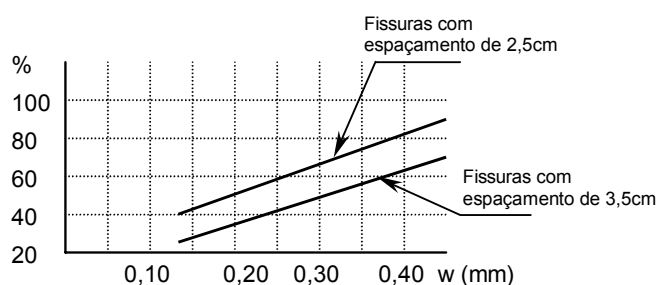


FIGURA 2.69 - Gráfico da porcentagem de fissuras com corrosão ativa em função da abertura das fissuras

Fonte: BURMAN, 1981. p. 59.

Outros testes com o objetivo de se verificar a influência da fissuração no processo corrosivo foram realizados no começo da década de 70. Um deles foi composto por três grupos de vigas. O primeiro grupo foi submetido a carregamento cíclico, que provocava fissuras de 0,2 a 0,3mm. O segundo grupo foi submetido a carga constante, que

provocava abertura de fissuras iguais às do primeiro grupo, e o terceiro grupo foi submetido às mesmas condições que o segundo grupo, só que em seguida foi descarregado, de forma a promover o fechamento das fissuras.

Todas as vigas foram colocadas em ambiente bastante agressivo (sujeitas a ciclos de molhagem e secagem com água salobra) por um período de 2 anos.

As conclusões dessa pesquisa foram as seguintes:

- o fator água/cimento do concreto do cobrimento teve bastante influência no processo corrosivo. Quanto menor o fator água/cimento, menor a corrosão nas armaduras;
- quanto menor a proporção entre a espessura do cobrimento e o diâmetro das barras, maior a intensidade da corrosão;
- não existe uma relação entre a abertura da fissura e a velocidade da corrosão;
- a velocidade da corrosão é função da qualidade do cobrimento;
- as fissuras perpendiculares às barras têm importância secundária na corrosão;
- as fissuras paralelas ao alinhamento das armações são perigosas no desenvolvimento do processo corrosivo. Como a corrosão é um processo expansivo, a abertura da fissura tenderá a aumentar, devido à pressão gerada, e prolongar-se no sentido longitudinal da armação. Desta forma o aço ficará mais exposto ao agente agressor.

Segundo BURMAN (1981), uma vez iniciado o processo de corrosão, sua velocidade não dependerá da abertura da fissura, nem da espessura do cobrimento e sim da quantidade de oxigênio na zona catódica e da resistividade elétrica do concreto. Mesmo se essa fissura não atingir o nível da armação, é passagem para que o dióxido de carbono penetre por ela carbonatando o concreto e reduzindo o pH do meio que envolve a armação.

Pelos motivos acima expostos, as normas regulam a abertura máxima das fissuras medidas na superfície dos elementos de concreto. As máximas aberturas são

inversamente proporcionais à agressividade do meio ambiente em que os elementos se encontram. As tabelas contendo as aberturas máximas estão colocadas nos itens 2.4.5.5 e 2.4.5.6 desta dissertação.

2.6 Deformabilidade das estruturas de concreto armado

2.6.1 Deformações total e imediata

As estruturas, de modo geral, sofrem deformações provenientes de cargas ou ações externas aplicadas, incluindo-se aí as cargas permanentes e variáveis, além de ações internas devido aos efeitos diferidos. As deformações nas estruturas podem ser relacionadas diretamente aos esforços solicitantes de tração, compressão, flexão, cisalhamento ou torção, provenientes das ações e de suas combinações.

O estado limite de deformação, observado para a flexão, para os esforços cortantes e na rotação, busca definir o valor máximo permitido de tal forma que as estruturas apresentem:

- deformabilidade compatível com os princípios da teoria da elasticidade;
- deformações compatíveis esteticamente, que não causem desconforto visual aos que a utilizam;
- deformações que não prejudiquem os encaixes e apoios rotulados;
- deformações que não interfiram na integridade dos elementos não estruturais;
- deformações compatíveis que não interfiram na operacionalidade dos equipamentos apoiados sobre as estruturas.

Na avaliação da deformação final de elementos lineares solicitados à flexão, cisalhamento ou torção deve-se levar em consideração: a combinação dos carregamentos, a presença de fissuração, as armações e a deformação diferida no tempo.

“A deformação real da estrutura depende também do processo construtivo, assim como das propriedades dos materiais (principalmente do módulo de elasticidade e da resistência a tração) no momento de sua efetiva solicitação. Em face da grande variabilidade dos parâmetros citados, existe uma grande variabilidade das deformações reais. Não se pode esperar, portanto, grande precisão nas previsões de deslocamentos dadas pelos processos analíticos (...).” (NBR 6118:2003).

Nos elementos lineares solicitados à flexão, as fissuras têm importância significativa na determinação das deformações. Um cálculo aproximado pode ser feito dividindo-se a estrutura em trechos fissurados (estádio II) e não fissurados (estádio I). No estágio I as estruturas apresentam deformações reversíveis, isto é, estão no regime elástico. No estágio II, as deformações eventualmente podem também ser reversíveis.

“O modelo de comportamento da estrutura pode admitir o concreto como material de comportamento elástico e linear, de modo que as seções ao longo do elemento estrutural possam ter as deformações específicas determinadas no estágio I, desde que os esforços não superem aqueles que dão início à fissuração, e no estágio II, em caso contrário” (NBR 6118:2003).

Observa-se que a tensão no concreto, na região comprimida, não deve ultrapassar de 30% a 40% o valor máximo de resistência estimada do concreto à compressão ($0,3$ à $0,4 \cdot \sigma_c$). Este limite pode ser definido pelo trecho linear da curva tensão X deformação ($\sigma \times \epsilon$) do concreto, como mostrado na FIG. 2.70. No cálculo da deformação para elementos com tensões abaixo deste limite deve-se adotar o módulo de elasticidade secante, E_{cs} . Caso a tensão seja maior, deve-se utilizar o módulo de elasticidade tangente, E_{tg} , a curva para cada tensão atuante. A publicação *Práticas Recomendadas do IBRACON* (STUCCHI et al., 2003), que contém uma série de comentários pertencentes às primeiras versões do projeto da nova NBR 6118:2003, sugere que, para efeito de projeto, esse limite de tensão deva ficar em torno de 40% de f_{ck} .

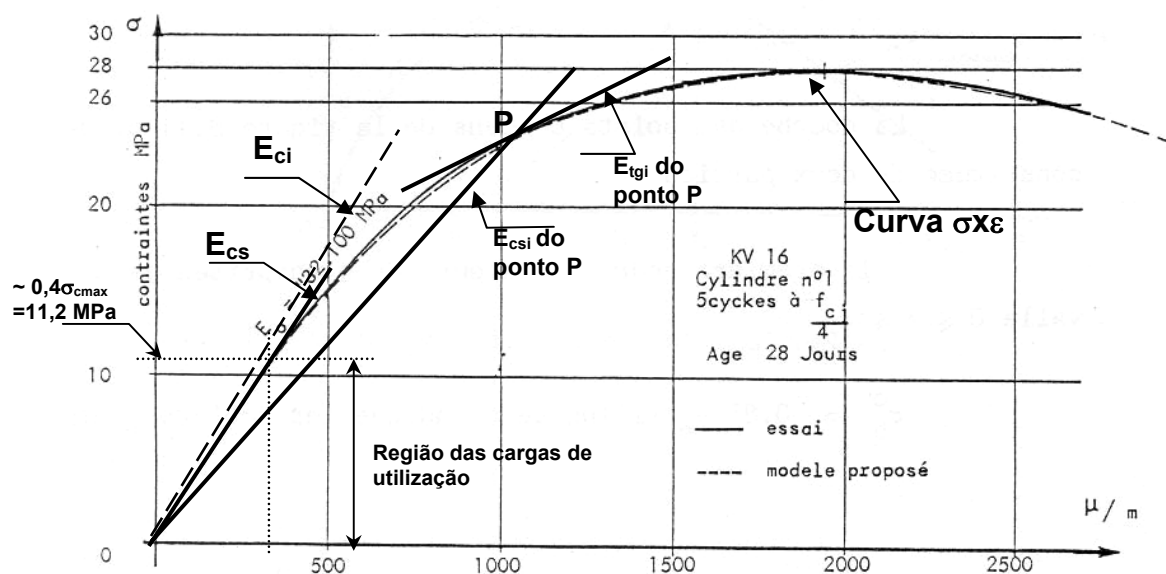


FIGURA 2.70 - Diagrama tensão X deformação de um corpo de prova real ($\sigma_{cmax} = 28$ MPa) com os módulos de elasticidade tangente e secante

Fonte: CUNHA, 1985, p. 304.

A deformabilidade de elementos que trabalham no estágio II é bem maior do que os não fissurados (estágio I). Na FIG. 2.71 é mostrado um gráfico de tensão X deformação de um elemento de concreto armado entre os estádios I e II com suas variações de deformação em função do estado de fissuração apresentado. Nele é mostrado o instante que ocorre a primeira fissura com a alteração do alinhamento da curva tensão X deformação. As seções que possuem menores taxas de armação — relação entre a somatória das seções de aço pela área da seção transversal do elemento de concreto — têm a sua curva aproximada do alinhamento representativo do estágio II; caso contrário, a curva se aproxima do alinhamento do estágio I.

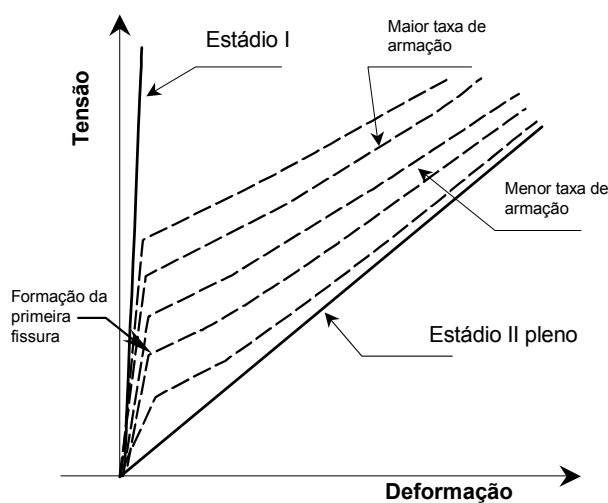


FIGURA 2.71 - Diagrama força X deformação para diversos estados de fissuração

Fonte: LEONHARDT, 1979, p. 82.

De acordo com a NBR 6118:2003, “os elementos lineares sujeitos à solicitações normais estão parcialmente trabalhando no estágio I e parcialmente no estágio II. O momento limite entre os dois estádios é o momento de fissuração, que pode ser calculado como:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (2.68)$$

onde:

α — fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta, como os valores definidos como:

$\alpha = 1,2$ para seções T ou duplos T;

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

y_t — distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

I_c — momento de inércia da seção bruta de concreto;

f_{ct} — resistência à tração direta do concreto, tomado para a determinação do momento de fissuração o valor de $f_{ct,inf}$ ($f_{ct,inf} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}$) no estado limite de deformação excessiva $f_{ct,m}$ ($f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$). (NBR 6118:2003)

A deformação de um elemento linear de concreto armado submetido à flexão é inversamente proporcional ao módulo de elasticidade do concreto. O módulo de elasticidade, por sua vez, é influenciado pela proporção e granulometria dos materiais constituintes do concreto, e tende a ser menor quando sua matriz se aproxima dos componentes mais finos e, maior, quando tende para uma granulométrica mais próxima do agregado graúdo. De uma forma qualitativa, a FIG. 2.72 mostra essa tendência da variação do módulo, pela tangente à origem das curvas tensão X deformação da pasta (módulo menor), do agregado (módulo maior) e do concreto (módulo intermediário).

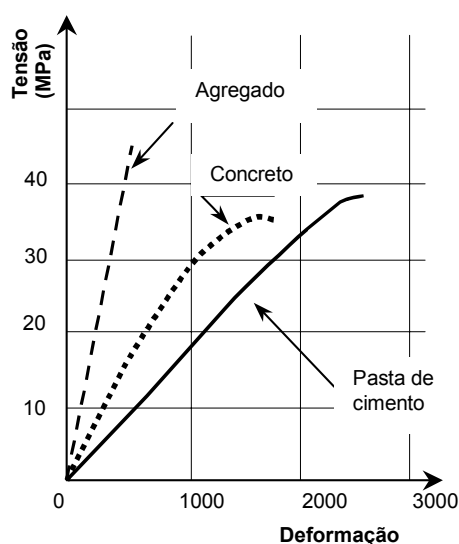


FIGURA 2.72 - Diagrama esquemático tensão X deformação para o agregado puro, concreto e pasta de cimento

Fonte: NEVILLE, 1997, p. 347.

De acordo com a NB1/60 — item 22 —, no “cálculo das deformações elásticas e das grandezas hiperestáticas, deve-se atribuir ao concreto um módulo de elasticidade, tanto para a tração como para a compressão, dez vezes menor que o do aço (estádio I)”. O item 25 desta mesma norma indica que, no estágio II, o valor da relação entre módulos de elasticidade do aço e o concreto deve ser tomado igual a quinze. Nos comentários da NB1/60, VAN LANGENDONK (1962) argumenta também que a deformação imediata na ocasião do carregamento depende do módulo de elasticidade do concreto. Entretanto o valor do módulo não é fixo, mas função da resistência à compressão, “portanto variável com a idade do concreto nesse instante”. É recomendada a equação do

CEB/1961¹⁸, Eq. (2.69), que expressa o módulo de elasticidade em função da resistência na idade j , sendo $t \approx j/30$.

$$\mathbf{E}_c = 21000 \sqrt{\sigma_{cj}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}, \text{ onde} \quad (2.69)$$

$$\sigma_{cj} = 0,8 \cdot t \cdot \frac{8 + 7 \cdot t}{1 + 7 \cdot t + 4 \cdot t^2} \sigma_{c28}$$

De acordo com a NBR 6118:2003, o módulo de elasticidade “deve ser obtido segundo ensaio (...). Quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade” pelas Eq. (2.70) e (2.71). O módulo de elasticidade secante, E_{cs} , é utilizado para o cálculo dos esforços solicitantes e verificação do Estado Limite de Serviço. Em idades $j \geq 7$ dias pode-se substituir f_{ck} por f_{ckj} .

$$\mathbf{E}_{ci} = 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad (2.70)$$

$$\mathbf{E}_{cs} = 0,85 \cdot \mathbf{E}_{ci} \quad (2.71)$$

De acordo com o CEB/90, o módulo de elasticidade pode ser calculado segundo a Eq. (2.72).

$$\mathbf{E}_{cs} = (0,85) \cdot 2,15 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{f_{ckj} + 8}{10} \right)^{1/3} \text{ (MPa)} \quad (2.72)$$

A norma NBR 6118:2003 permite que o cálculo da flecha imediata em vigas possa ser feito através de valores aproximados, utilizando-se a rigidez equivalente, que leva em consideração a inércia fissurada e a armadura existente na seção transversal, segundo a equação:

¹⁸ CEB/1961 - Recommandations pratiques à l'usage des constructeurs — Recommandations

$$(EI)_{\text{eq}} = E_{\text{cs}} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{\text{II}} \right\} \leq E_{\text{cs}} I_c \quad (2.73)$$

onde:

“ I_c — momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} — momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II, calculado com

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{\text{cs}}};$$

M_a — momento fletor na seção crítica (momento máximo) do vão considerado;

M_r — momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido à metade no caso de utilização de barras lisas;

E_{cs} — módulo de elasticidade secante do concreto, conforme a Eq. (2.71)”. (NBR 6118:2003)

À expressão entre chaves da Eq. (2.73) dá-se o nome de inércia equivalente de Branson.

No cálculo do momento de inércia da seção fissurada da viga, I_{II} , a norma aplica o conceito de homogeneização da seção transversal, entrando com a razão entre os módulos de elasticidade dos dois materiais, concreto e aço.

Determinada a deformação imediata por meio de processo analítico completo ou pelo processo simplificado e levando-se em conta todos os parâmetros importantes (fissuração, módulo de elasticidade, armação contida na seção, etc.), cabe calcular a deformação total, considerando-se o efeito diferido no concreto para o intervalo de tempo $(t - t_0)$.

2.6.2 Deformação por fluência

De uma forma aproximada, a deformação total de uma estrutura de concreto armado, com tensão constante no intervalo de tempo definido e que não apresente restrição de

deformação, será a soma da deformação imediata e da deformação devida à fluência, como mostrado na Eq. (2.74).

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_c(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) \quad (2.74)$$

onde,

$\varepsilon_c(t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}(t_0)}$ é a deformação imediata, por ocasião do carregamento, com $E_{ci}(t_0)$

podendo ser calculado, para $j=t_0$, pela expressão $E_{ci}(t_0) = 5600 f_{ckj}^{1/2}$;

$\varepsilon_{cc}(t) = \left[\frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci28}} \right] \varphi(t, t_0)$, é a deformação por fluência, no intervalo de tempo (t, t_0) , com

E_{ci28} calculado pela mesma expressão para $j = 28$ dias;

t — tempo em que se deseja o valor da deformação diferida;

t_0 — idade relativa à data de aplicação da carga permanente ou de longa duração.

O estudo das deformações e do comportamento dos elementos de concreto, quando submetidos a carregamentos permanentes, levaram os pesquisadores a observarem que as deformações dos elementos aumentavam sem que ocorressem alterações dos carregamentos e das tensões solicitantes.

Segundo COUTINHO (1974), as primeiras publicações sobre a fluência no concreto armado foram feitas em 1905 por WOOLSON¹⁹. Ele descreveu o fenômeno do aumento das deformações das estruturas de concreto armado com semelhante ao que ocorria na estruturas metálicas. Outro grande colaborador no estudo da fluência foi Eugène Freyssinet, brilhante engenheiro e pesquisador francês, considerado pai do concreto protendido, durante o desenvolvimento de ensaios e princípios do concreto protendido (1907-1908).

Para facilitar os cálculos das deformações nas estruturas de concreto armado ao longo do tempo, relacionava-se, de forma aproximada, o acréscimo da flecha com a redução

¹⁹Woolson - Some Remarkable Tests Indicating Flow of Concrete under Pressure. Engineering News, vol. 54, no. 18, 1905 . p. 459

do módulo de elasticidade do concreto. Entretanto, as flechas de longo prazo alteram-se devido ao avanço da fissuração e, sobretudo, devido aos efeitos diferidos do concreto, como a fluência: a “fluência é o aumento progressivo da deformação com o tempo sob a ação de cargas constantemente aplicadas” (NEVILLE, 1997).

O fenômeno da fluência ocorre a partir de um determinado nível de tensão agindo permanentemente, ou, no mínimo, quase permanentemente. As cargas de caráter instantâneo ou de curta duração não contribuem para o aumento da fluência.

A velocidade com que a deformação aumenta por causa da fluência, reduz com o passar do tempo, tendendo a valores assintóticos não estabilizados.

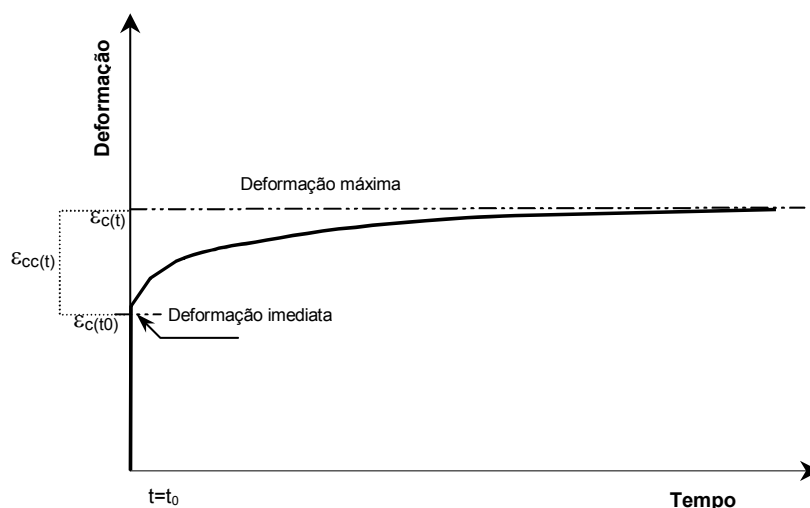


FIGURA 2.73 - Gráfico esquemático da variação da deformação total com o tempo

A fluência está diretamente ligada às alterações das propriedades da pasta do cimento. Essas alterações são decorrentes principalmente dos seguintes fatores:

- perda ou movimentação da água adsorvida pelo C-S-H (silicatos de cálcio hidratado), aprisionada nos finos capilares da pasta endurecida do cimento, quando submetido à tensão constante;
- aparecimento de microfissuras na zona de transição entre a pasta de cimento e agregados que conduzem à não-linearidade da relação tensão-deformação do

concreto, quando valores de tensão ultrapassam de 30 a 40% a tensão última. Essa microfissuração também é proveniente da insuficiência ou perda demasiada da água de hidratação dos grãos de cimento, afetando a estrutura física e química da zona de transição;

- c) retardo da resposta elástica do agregado sob tensão constante, que deforma gradativamente com o tempo. Esta propriedade está ligada ao módulo de deformação do agregado, que por sua vez é regida pela característica petrográfica do mesmo. Segundo TROXELL et al.²⁰, apud MEHTA (1994), o tipo de agregado pode influenciar em até 2,5 vezes a deformabilidade do concreto, por meio da variação do módulo de deformação, como mostrado na FIG. 2.74. Para um tempo decorrido de 20 anos, observar nessa figura que a fluência de concretos constituídos de agregados de calcário é 1,6 menor do que a do concreto com agregado de granito;

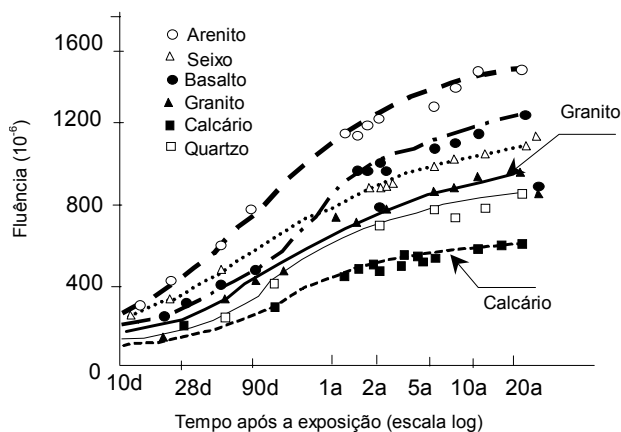


FIGURA 2.74 - Gráfico esquemático da variação da fluência com o tempo

Fonte: NEVILLE, 1997, p. 381.

- d) dosagem dos materiais empregados;
- e) temperatura ambiente. Com o aumento da temperatura há uma redução da umidade contida no ar e da quantidade de água contida nos poros e interstícios do concreto, como mostrado na FIG. 2.75.

²⁰ G.E.TROXELL, J.M. Raphael, R.E.Davis, Proc. ASTM, vol. 58, pp. 1101-20, 1958.

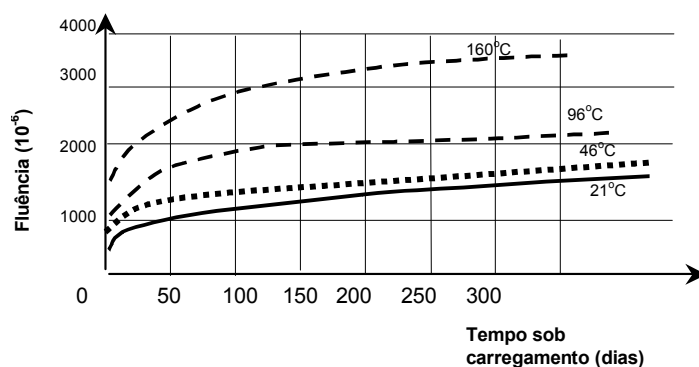


FIGURA 2.75 - Influência da temperatura no coeficiente de fluência do concreto

Fonte: NEVILLE, 1997, p. 391.

- f) dimensão do elemento estrutural. A relação entre o volume do elemento estrutural e a área exposta ao meio ambiente é inversa ao coeficiente de fluência. Isto se deve ao fato de que estruturas com maior área exposta têm maior capacidade de perder água contida em seu interior, conduzindo a estrutura a uma maior deformação devido ao seu maior coeficiente de fluência, como ocorre nas lajes. Observar esta relação na FIG. 2.76 .

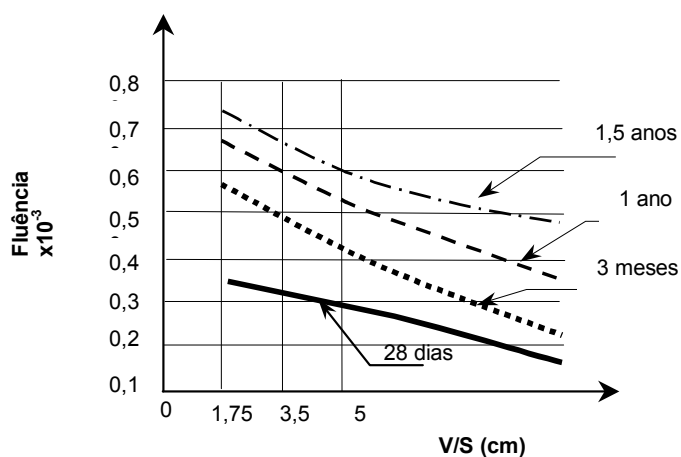


FIGURA 2.76 - Relação entre o volume do elemento e a área exposta com o coeficiente de fluência

Fonte: COUTINHO, 1974, p. 268.

CUNHA (2002) também lista outros fatores que interferem na fluência, classificando-os em níveis, como mostrado na TAB. 2.22.

TABELA 2.22 – Fatores que interferem na fluência e seu grau de influência

Ações ou características	Fluência	Nível de influência
Aumento do teor de fino	Aumenta	Médio
Aumento do teor de consumo de cimento	Aumenta	Médio
Aumento do fator a/c	Aumenta	Alto
Aumento da taxa de armação	Diminui	Pequeno
Aumento da espessura da peça	Diminui	Pequeno
Aumento da cura controlada	Diminui	Alto
Tempo de carregamento	Aumenta	Alto
Aumento da maturidade	Diminui	Alto
Aumento da umidade relativa do ar	Diminui	Alto
Aumento das tensões permanentes	Aumenta	Alto

Fonte: CUNHA, 2002, p. 28.

Na mesma direção, COUTINHO (1974) apresenta as seguintes figuras que relacionam fator água/cimento e fluência e umidade relativa do ar e fluência.

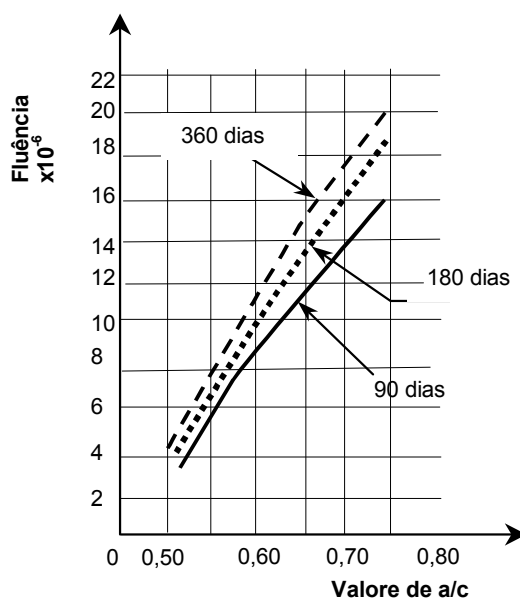


FIGURA 2.77 - Influência da relação água/cimento com o valor da fluência

Fonte: COUTINHO, 1974, p. 273.

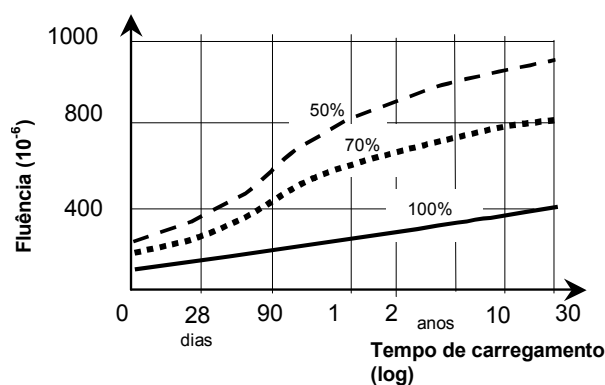


FIGURA 2.78 - Gráfico da influência da umidade relativa do ar com o valor da fluência
 Fonte: COUTINHO, 1974, p. 284.

Caso o carregamento seja retirado algum tempo após a aplicação do mesmo, o elemento estrutural sofrerá imediatamente recuperação elástica e gradativamente, em um prazo relativamente curto, a recuperação de parte da flecha devido à fluência. Entretanto, permanecerá um residual de flecha, que é irreversível, conhecido como deformação residual, como mostrado na FIG. 2.79.

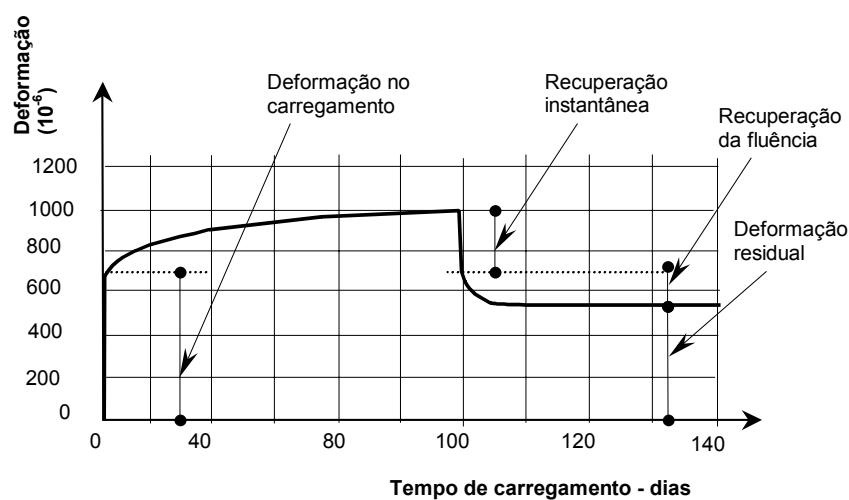


FIGURA 2.79 - Gráfico ilustrativo da recuperação da deformação estrutura de concreto armado após a retirada do carregamento

Fonte: MEHTA, 1994, p. 95.

2.6.2.1 Determinação analítica da deformabilidade de vigas segundo a NB1/60, NBR 6118:2003 e CEB/90

A NB1/60 reserva apenas o item 7 para discorrer sobre deformabilidade e tecer considerações sobre a deformação lenta em estruturas de concreto armado:

“Deformação lenta:

7. Permite-se considerar a influência da deformação lenta no cálculo das estruturas hiperestáticas. Quando os esforços resistentes da estrutura forem alterados por uma protensão (por exemplo, protensão de tirantes, descimbramento de arcos por meio de macacos colocados no fecho, etc), e nos arcos e abóbadas com coeficientes de segurança à flambagem menor que 5, a consideração dessa influência é obrigatória.” (NB1/60, 1960)

Nos comentários da norma NB1/60, o prof. VAN LANGENDONCK (1962) utiliza os estudos desenvolvidos por L’HERMITE²¹ para caracterizar e definir numericamente o efeito da fluência nas estruturas de concreto armado. É definido o coeficiente de fluência φ que “é função das condições ambientais e das idades do concreto, não só no instante em que se pretende conhecer a deformação, mas também na ocasião em que se aplica a carga”.

Ainda segundo VAN LANGENDONCK (1962), “nos casos correntes da prática, pode-se considerar o efeito da deformação lenta como equivalente ao de uma alteração do módulo de elasticidade do concreto, que será tomado igual a $\mathbf{E}_c = \frac{\sigma}{\varepsilon_0}$ (correspondente à deformação imediata) para as cargas acidentais e a $\mathbf{E}_i = \frac{\sigma}{\varepsilon_t} = \frac{\mathbf{E}_c}{1 + \varphi}$ para cargas permanentes.”

O valor do coeficiente de fluência é dado pelas Eq. (2.75) e (2.76):

$$\varphi = \frac{(1,5 + t) \cdot t}{1 + 4t + t^2} \varphi_{\infty} \quad (2.75)$$

²¹ L’HERMITE, R. Que savons-nous de la déformation plastique et du fluage du béton?. Annales de l’Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, IX/1957, p.777/810.

$$\varphi_{\infty} = \varphi_a \frac{7 + 3.t_0}{4 + 6.t_0} \quad (2.76)$$

onde,

t — idade, em meses, decorrida a partir do momento em que se aplica a carga;

t₀ — idade, em meses, do concreto por ocasião da aplicação da carga;

ϕ_a — coeficiente que depende das condições ambientais, conforme TAB. 2.23. Os valores definidos nesta tabela são obtidos levando-se em consideração a umidade ambiental, a espessura do elemento de concreto armado e a composição do concreto.

TABELA 2.23 – Valores do coeficiente ϕ_a.

Ambiente	Quando o efeito da fluência for favorável	Quando o efeito da fluência não for favorável
Em água	0,5	1,0
Em ar muito úmido, por exemplo, imediatamente sobre água	1,5	2,0
Ao ar livre	2,0	3,0
Em ar seco, por exemplo, em interiores secos	2,5	4,0

Fonte: VAN LANGENDONCK, 1962, p.94

As premissas de cálculo da deformabilidade e da deformação lenta de vigas fletidas, apresentadas na NBR6118:2003, indicam que pode ser utilizado o processo simplificado. Segundo a NBR 6118:2003, pode-se determinar um fator de amplificação das flechas α_f através de processo simplificado, dado pela Eq. (2.77).

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'}, \text{ com} \quad (2.77)$$

$$\rho' = \frac{As'}{bd} \quad (2.78)$$

onde:

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na TAB. 2.24, ou pela Eq. (2.79).

$$\Delta\xi = \xi(\mathbf{t}) - \xi(\mathbf{t}_0) \quad (2.79)$$

$$\xi(\mathbf{t}) = 0,68(0,996^t) \cdot \mathbf{t}^{0,32} \text{ para } t \leq 70 \text{ meses;} \quad (2.80)$$

$$\xi(\mathbf{t}) = 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses.} \quad (2.81)$$

TABELA 2.24 – Valores do coeficiente $\xi(\mathbf{t})$ para cada tempo de flecha diferida.

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(\mathbf{t})$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

Fonte: NBR 6118:2003.

Sendo:

t — tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 — idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar por t_0 o valor ponderado a seguir:

$$t_0 = \frac{\sum P_i \cdot t_{0i}}{\sum P_i}, \text{ onde } P_i \text{ representa as parcelas de carga;}$$

t_{0i} — idade em que se aplicou cada parcela P_i , em meses.

Segundo o CEB/90, pode-se determinar o valor da deformação diferida através das seguintes expressões:

$$\mathbf{a} = (1 + \phi) \cdot \mathbf{a}_e \quad \text{para } M_d < M_r \quad (2.82)$$

$$\mathbf{a} = \left(\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{d}}\right)^3 \cdot \eta(1 - 20 \cdot \rho_{\text{cm}}) \mathbf{a}_e, \quad \text{para } M_d \geq M_r \quad (2.83)$$

com o momento de fissuração $M_r = W_c \cdot f_{ct}$, e onde: M_d é o momento fletor no meio do vão da viga ou da laje, ou na extremidade fixa das vigas em balanço para as ações freqüentes; e a_e é a deformação elástica calculada com a rigidez $E_c I_c$ da seção transversal (negligenciando a armação).

O valor do coeficiente ϕ é calculado pela Eq. (2.84).

$$\phi(\mathbf{t}, \mathbf{t}_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(\mathbf{t} - \mathbf{t}_0) \quad (2.84)$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (2.85)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH}{0,46 \cdot \left(\frac{\mathbf{h}}{100}\right)^{1/3}} \quad (2.86)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5,3}{(f_{cm} / 10)^{0,5}} \quad (2.87)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_0 / t_1)^{0,2}} \quad (2.88)$$

$$\mathbf{h} = \frac{2Ac}{u} \quad (2.89)$$

$$\beta_c(\mathbf{t} - \mathbf{t}_0) = \left[\frac{(\mathbf{t} - \mathbf{t}_0)}{\beta_H + (\mathbf{t} - \mathbf{t}_0)} \right]^{0,3} \quad (2.90)$$

$$\beta_H = 1,50 \left\{ 1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right\} \cdot \mathbf{h} + 250 \leq 1500 \quad (2.91)$$

onde:

f_{cm} — resistência média à compressão do concreto aos 28 dias (MPa);

RH — umidade relativa do ambiente (%);

h — tamanho elementar (mm), onde Ac é a seção transversal e u é o perímetro em contato com a atmosfera.

Os significados dos coeficientes da Eq. (2.83) são:

ρ_{tm} — porcentagem média geométrica da armação tracionada;

ρ_{cm} — porcentagem média geométrica da armação comprimida;

η — fator de correção, dado na TAB. 2.25, na qual se inclui o efeito da fissuração e retração.

TABELA 2.25 – Fator de correção η para estimar a deformação

ρ_m (%)	0.15	0.2	0.3	0.5	0.75	1.0	1.5
η	10	8	6	4	3	2.5	2

Fonte: CEB/90.

A porcentagem média ρ_m da armação tracionada é determinada de acordo com o diagrama de momento, como mostrado na FIG. 2.80.

$$\rho_m = \rho_a \cdot \frac{l_a}{l} + \rho \frac{l_o}{l} + \rho_b \frac{l_b}{l} \quad (2.92)$$

Onde:

ρ_a e ρ_b — porcentagens de armação comprimida/tracionada no apoio direito e esquerdo respectivamente.

ρ — porcentagem da armação tracionada na M_{max} seção.

Sendo que l_a e l_b são os comprimentos entre as extremidades de uma viga biapoiada e os pontos de momentos nulos, como mostrado na FIG. 2.80.

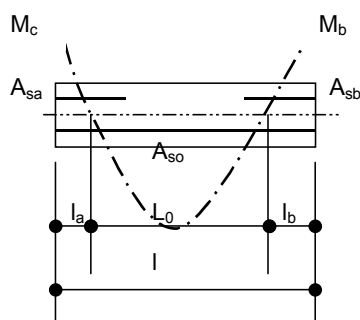


FIGURA 2.80 - Diagrama de momento fletor definindo l_0 , l_a e l_b

Fonte: CEB/90.

2.6.2.2 Limites de deslocamentos excessivos segundo a NBR 6118:2003 e CEB/90

De modo geral, as normas limitam os valores máximos permitidos de acordo com o tipo de estrutura, aspectos estéticos, função desta na edificação e aspectos de funcionalidade.

O CEB/90 limita as deformações para que não sejam prejudiciais à estética da estrutura, à integridade das partes não estruturais e para que não afetem a funcionalidade da própria estrutura e dos equipamentos que são suportados por ela. Não há fixação de valores estáticos para estes limites. Segundo essa norma, valores máximos aceitáveis devem ser ajustados entre o calculista e o cliente ou responsável pela edificação. Como verificação prática (simples) da deformação, o CEB/90 sugere que seja adotado o limite de l/a (vão/deformação) igual a 300. No caso de lajes finas essa limitação é menos severa, ficando em $l/250$.

Por outro lado, a NBR 6118:2003 determina limites rígidos para uma série de situações particulares, ainda que reconheça ao longo do texto normativo, itens 17.3.2.1.1 e 17.3.2.1.2, a impossibilidade de se obter precisão quando se trata de cálculo das flechas e deformações em estruturas de concreto armado.

Na TAB. 2.26 são mostrados os valores limites permitidos de deformação máxima pela norma NBR 6118:2003.

TABELA 2.26 – Valores limites de deformação segundo a NBR 6118:2003

Tipo de efeito	Razão de limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outros	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250$ ⁽¹⁾
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásio e pista de boliche	Total	$l/350 +$ contraflecha ⁽²⁾
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com as recomendações do fabricante
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenarias, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500$ ⁽³⁾ ou 10mm ou $\theta=0,0017\text{rad}$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250$ ou 25mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação freqüente ($\psi=0,30$)	$H/1700$ ou $H_i/850$ entre pavimentos
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400$ ou 15mm
	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H_i/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após a construção do forro	$l/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após construção do forro	$l/175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento dos trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$H/400$
<p>(1) As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não ter acúmulo de água.</p> <p>(2) Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados através da especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ser ocasionar um desvio do plano maior que $l/350$.</p>				

Fonte: NBR 6118:2003.

2.7 Histórico do Estádio Magalhães Pinto

2.7.1 Considerações preliminares

De uma forma geral, um estádio representa um grande teatro popular destinado ao lazer e ao deleite de todas as classes sociais, apesar da setorização interna do espaço. A diversão propiciada pelo espetáculo em um estádio, independentemente do seu conteúdo ou objetivo, democratiza e iguala as classes em momentos únicos de prazer e diversão, ainda que algumas dessas diversões, consideradas como normais no passado, possam nos parecer hoje como grotescas ou desumanas. Historicamente a construção de estádios ocorreu com destaque em duas épocas da civilização: na Idade Antiga, durante o apogeu de Atenas e de Roma, e na Idade Contemporânea, a partir do século XIX em várias nações do mundo.

a) Estádios na antiguidade

Na antiguidade, a construção de estádios iniciou-se com os gregos, reconhecidos como pioneiros em obras de grandes estádios. Foram seguidos pelos romanos, que, dominando a engenharia de estruturas e fundações com base na tecnologia do arco romano, construíram inúmeros estádios em todo o seu império. Enquanto os gregos, ao construírem seus estádios, eram motivados pelas disputas esportivas ou práticas de exercícios físicos, os romanos, por sua vez, os construíam visando a espetáculos de arena, envolvendo lutas sangüinárias entre animais, gladiadores e escravos. Dois estádios se destacaram na antiguidade pela sua importância e magnitude: o estádio Panatenáico, em Atenas, construído a partir do 4^o século antes de Cristo, e o Coliseu, em Roma, edificado em meados do primeiro século.

a.1) Estádio Panatenáico, em Atenas

Por mais de mil anos — durante o período compreendido entre 776 a.C. e 394 d.C. — para os gregos, atingir a vitória nos sagrados Jogos Olímpicos foi o mais cobiçado entre os feitos. De seu histórico início, em 776 a.C., até a sua proibição, em 394 d.C., os

Jogos Olímpicos eram realizados a cada quatro anos sem interrupção. Nem mesmo as ameaças de invasão do território grego, nem o quase intermitente conflito entre as cidades-estado eram capazes de impedir o calendário olímpico.



FIGURA 2.81 - Estádio Panatenáico, em Atenas, Grécia

Fonte: CIÉN años de olimpismo [cited october 2003]

<<http://joramon.com/olimpia/menu.htm>>.

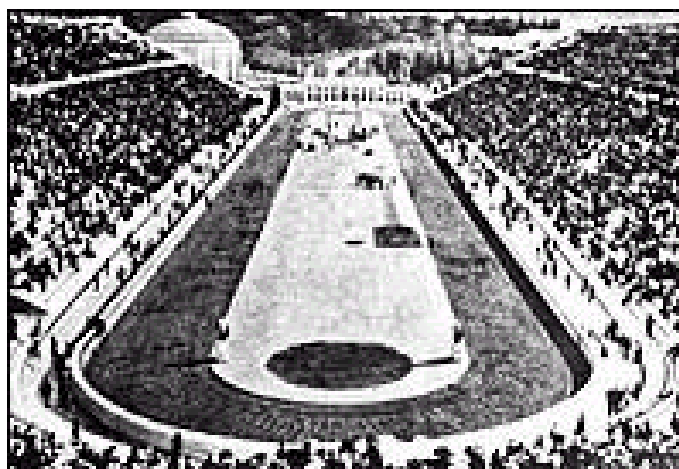


FIGURA 2.82 - Estádio Panatenáico, em Atenas, reformado para abrigar os Primeiros Jogos Olímpicos da Era Moderna, em 1896. Cópia em mármore do original construído por Licurgo, em IV a.C

Fonte: CIÉN años de olimpismo [cited october 2003] <<http://joramon.com/olimpia/menu.htm>>.

a.2) Coliseu de Roma

Um exemplo de empreendimento gigantesco de obra de estádios da antiguidade é o Coliseu romano, que remonta ao primeiro ano da era cristã. Sua construção arrojada deveu-se ao imperador Vespasiano. Sua planta é elíptica, com eixos de aproximadamente 190 por 155 metros. Inicialmente o Coliseu era composto de três andares de arquibancada e comportava mais de cinquenta mil espectadores. Dois séculos depois, sua capacidade foi ampliada para quase noventa mil, pelos imperadores Severo, Alexandre e Gordiano, quando foi acrescentado um quarto pavimento.

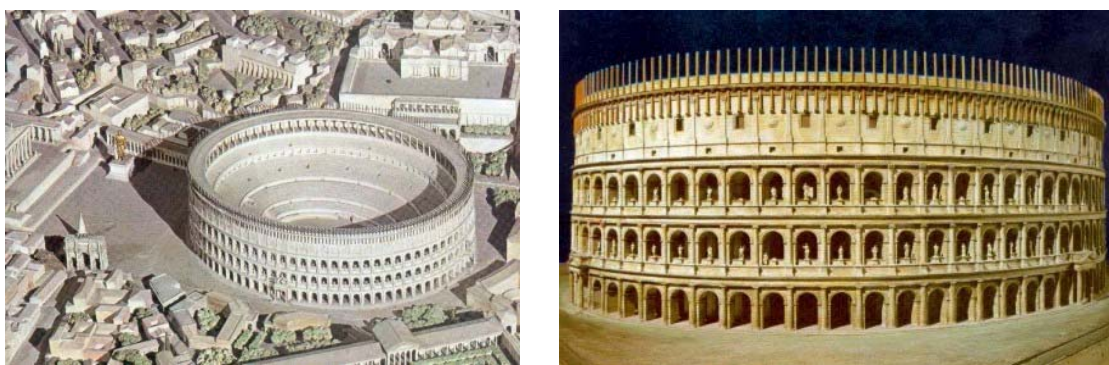


FIGURA 2.83 - Maquetes da antiga Roma com as vistas externas do que teria sido o Coliseu romano

Fonte: COLISEU [cited november 2003] <<http://www.nomismatike.hpg.ig.com.br/ImpRomano/Coliseu.html>>.

Nesta obra, iniciada por volta do ano 70 e inaugurada em 80 d.C., utilizaram-se conhecimentos técnicos de engenharia de estruturas e construção, onde as composições e concordâncias de arcos romanos feitos com materiais variados — do concreto com cimento pozolânico, extraído de cinzas vulcânicas, a blocos de arenito, granito ou de mármore polidos — foram a tônica do sistema estrutural empregado na construção do Coliseu.

O emprego do concreto nesta obra monumental, assim como em outras grandes obras contemporâneas desse império, era diversificado e largamente utilizado em obras de infra-estrutura, em fundações ou construções subterrâneas, e, sobretudo, na moldagem de colunas ou pilares de arcos romanos, posteriormente revestidos com material mais

nobre, como o mármore ou granito, ambos mais agradáveis e desejados para os acabamentos arquitetônicos. No Coliseu observa-se esse emprego exclusivo do concreto, destinado à moldagem das estruturas que deveriam permanecer escondidas, no interior da construção, como nas galerias subterrâneas do palco central e nas bases de sustentação das arquibancadas (FIG. 2.84).



FIGURA 2.84 - Vista da região central da estrutura das galerias subterrâneas do Coliseu, onde o emprego do concreto nas estruturas de base foi mais intenso

Fonte: CUNHA, 2004.

b) Estádios da Era Moderna

Depois dos romanos, durante séculos, o homem deixou de freqüentar e, conseqüentemente, de construir estádios. A segunda época de construção de estádios, após vários séculos de abandono e desinteresse das civilizações por espetáculos em arenas ou estádios monumentais, teve início na Era Moderna, já no final do século XIX, com o ressurgimento das disputas esportivas em que os esportes coletivos e os exercícios físicos voltaram a fazer parte do gosto das civilizações em todo o mundo. Novamente foram também os gregos que, interessados em reativar os jogos olímpicos nas disputas esportivas, reformaram seus antigos estádios para abrigarem as

competições denominadas de I Jogos Olímpicos da Era Moderna, em Atenas, em 1896. Um desses estádios foi o Panatenaico, cuja capacidade era de 66 mil pessoas.

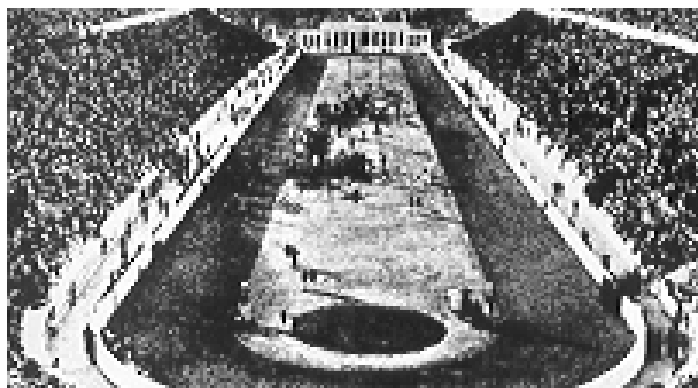


FIGURA 2.85 - O estádio Panatenaico, adaptado para receber os Primeiros Jogos Olímpicos da Era Moderna

Fonte: CIÉN años de olimpismo [cited october 2003] <<http://joramon.com/olimpia/menu.htm>>.

b.1) Strahov Stadium – Praga

Estádio construído para diversas práticas esportivas, o Strahov Stadium de Praga foi inaugurado em 1934 com capacidade para 240 mil espectadores. Teve como objetivo abrigar vários tipos de esportes, além do futebol.



FIGURA 2.86- O Strahov Stadium de Praga

Fonte: CIÉN años de olimpismo [cited november 2003] <<http://joramon.com/olimpia/menu.htm>>.

b.2) Estádio do Maracanã – Rio de Janeiro

Em 1947, a prefeitura do Rio de Janeiro abriu concorrência pública para o projeto arquitetônico do estádio que deveria sediar a Copa do Mundo de 1950. A sua construção, encabeçada pelo engenheiro Paulo Pinheiro Guedes, teve início no dia 2 de agosto de 1948, na administração do prefeito Ângelo Mendes de Moraes. Os autores do projeto foram os arquitetos Rafael Galvão, Orlando Azevedo, Antônio Dias Carneiro e Pedro Paulo Bernardes Bastos. A proposta que transitou na Câmara de Vereadores para a sua construção foi de autoria de Ary Barroso, famoso compositor e locutor esportivo, que era vereador naquela época. Seu projeto estrutural foi feito pelos engenheiros Antônio Alves Noronha, Paulo Rodrigues Fragoso, Sérgio Marques de Souza e Alberto Costa. Sendo os três primeiros seguidores de Emilio Baumgart (VASCONCELOS, 1992).

O formato do estádio é falso-elíptico, medindo 317 metros no eixo maior e 279 metros no menor. Sua altura máxima é de 32 metros. A distância entre o centro do campo e o espectador mais afastado é de 126 metros. A parte destinada ao público é constituída por três lances: a Geral, que costumava acomodar até 30 mil espectadores em pé; o segundo lance, com 30 mil cadeiras e 300 camarotes com 5 lugares cada; e o terceiro lance, situado sobre as cadeiras, onde ficam as arquibancadas, originalmente com capacidade para 100 mil espectadores sentados. Sua cobertura protege cerca de aproximadamente 70% da arquibancada.



FIGURA 2.87 - Maquete do estádio de futebol Maracanã, Rio de Janeiro

Fonte: Superintendência de Desportos do Estado do Rio de Janeiro (SUDERJ)
[cited november 2003] <<http://suderj.rj.gov.br/maracana/html>>.

A partida inaugural ocorreu em 16 de junho de 1950, com portões abertos ao público. A Copa do Mundo de 1950 foi realizada com as obras ainda em andamento. A rigor, estas só terminaram em 1965. O estádio pertence ao município do Rio de Janeiro.

Com as reformas feitas para o I Campeonato Mundial de Clubes da **FIFA**, em janeiro de 2000, as arquibancadas foram divididas em cinco setores, assentos individuais foram colocados em todos os degraus, e camarotes foram instalados nos lances superiores, diminuindo-se assim substancialmente a sua capacidade, porém dotando o estádio de mais conforto e segurança.



FIGURA 2.88 - O estádio do Maracanã é dotado de uma marquise que cobre parcialmente as arquibancadas em toda a sua circunferência

Fonte: Superintendência de Desportos do Estado do Rio de Janeiro (SUDERJ) [cited november 2003] <<http://suderj.rj.gov.br/maracana/html>>.

b.3) Morumbi – São Paulo

A idéia inicial de um local para a sua construção era ocupar a área onde atualmente encontra-se o Parque do Ibirapuera, na época uma região alagada, mas o então vereador Jânio Quadros impediu que o clube recebesse essa área da prefeitura. O local escolhido foi uma área no Jardim Leonor, região do Morumbi, praticamente desabitado, que estava em processo de loteamento imobiliário. Em dezembro de 1951, a prefeitura doou uma parte do terreno (90 mil m²), e a outra parte (68 mil m²) foi comprada pelo São Paulo Futebol Clube.

As obras para a construção do novo estádio começaram em 1953. O grande sonho do Tricolor (São Paulo Futebol Clube) estava sendo construído. O projeto do estádio do Morumbi foi elaborado pelo arquiteto Vilanova Artigas, um dos introdutores do modernismo na arquitetura brasileira. A inauguração total do Morumbi ocorreu no dia 25 de janeiro de 1970. Seu projeto é composto de dois níveis, Geral e Arquibancada, sendo esta descoberta. Sua capacidade é de 120 mil torcedores.

b.4) Outros estádios importantes no mundo iniciados antes do Mineirão

Seguem em tamanho e capacidade de expectadores os estádios do Hampden Park, em Glasgow, na Escócia, com 149.500 lugares; o estádio de Wembley, em Londres, com 126 mil lugares; o Melbourne Cricked Gound, em Melbourne, Austrália, com 116 mil lugares; o Estádio Beira-Rio, em Porto Alegre, previsto para 110 mil lugares.

b.5) Estádio Magalhães Pinto, Mineirão — Belo Horizonte

Na década de 40, Juscelino Kubitschek, prefeito de Belo Horizonte e posteriormente governador de Minas, inaugura o complexo arquitetônico da Lagoa da Pampulha.

Belo Horizonte se destacava no Brasil como sendo a “mais moderna capital” (CASTRIOTA, 1998, p.195), onde o brilhante e jovem arquiteto Oscar Niemeyer projetou a Igreja da Pampulha, o Cassino — hoje Museu de Arte — e a Casa do Baile. Todas essas obras seguindo a tendência da arquitetura moderna, amplamente divulgada pelo mestre arquiteto francês Le Corbusier, que teve forte influência na arquitetura de Niemeyer.

Em quase todas as escolas de arquitetura do Brasil, destacavam-se arquitetos, na sua grande maioria recém-formados, desenvolvendo projetos cuja linha mestra era a limpeza das formas e a objetividade dos espaços. Destacavam-se em Minas os arquitetos Cuno Lussy, Sylvio de Vasconcellos, Luiz Pinto Coelho, Raphael Hardy Filho, Gaspar Garreto, Eduardo Mendes Guimarães Júnior, dentre outros.

Os primeiros rumores a propósito de se construir um grande estádio de futebol em Minas Gerais apareceram no final da década de 50. Esta era uma questão imperativa, já que em Minas o Estádio do Independência, utilizado na Copa do Mundo de 1950, não era do agrado dos dirigentes da **FIFA**.

Com o apoio de alguns políticos, o Legislativo mineiro promulga uma lei destinando parte do recurso da Loteria Mineira para a construção de um estádio de futebol. Foi

então que, após estudos dos locais mais apropriados para a sua construção, surgiu a oportunidade. Através de regime de comodato entre a União e a Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), representados respectivamente pelos presidentes Juscelino Kubitschek e pelo reitor Pedro Paulo Penido, foi cedida, na região da Pampulha, uma área de aproximadamente 300.000m² para a construção do novo estádio, cujo nome inicial foi Estádio Minas Gerais.

Segundo o engenheiro Gil César Moreira de Abreu, que participou da administração da construção do Estádio,

“conveniências econômicas, localização e outras vantagens levaram as autoridades a optarem por um convênio com o Governo Federal (UFMG), possibilitando a cessão do terreno, feita graciosamente (comodato), aproveitando do anteprojeto de um estádio que foi adaptado a soluções novas, advindas da experiência adquirida por outros arquitetos na construção de outros estádios, consultas através de embaixadas e de publicações especializadas” (RASO, 1978).

Logo depois de definido o local do estádio, os arquitetos Eduardo Mendes Guimarães Júnior e Gaspar Garreto foram convidados a projetar a Reitoria da UFMG, o Estádio Minas Gerais e o Centro Esportivo Universitário. Foi também formado um conselho de administração escolhido pelo então governador José Francisco Bias Fortes (31/01/1956 a 31/01/1961), visando à fiscalização da obra. O presidente desse conselho era o engenheiro Luiz Pinto Coelho; e o administrador das obras do estádio, o engenheiro Gil César Moreira de Abreu.

Eduardo Mendes formou-se em arquitetura, foi professor e diretor da Escola de Arquitetura da Universidade Federal de Minas Gerais. Sua arquitetura seguia as tendências modernistas, mas ele mesmo se definiu como “não sendo escravo da tendência Oscariana” (CASTRIOTA, 1998, p.221), que virou coqueluche no Brasil. Na época dos projetos do novo Estádio, ele era arquiteto da Cidade Universitária da UFMG.

Após sua construção o Estádio passa a se chamar Estádio Magalhães Pinto, em homenagem ao então Governador do Estado, empossado em 31/01/1961, que teve

grande empenho para construção do Estádio. A inauguração do empreendimento deu-se em 5 de setembro de 1965.



FIGURA 2.89 - Vista aérea do Estádio Minas Gerais no dia da sua inauguração

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.

O projeto arquitetônico era bastante arrojado, fazendo-se a releitura de um dos principais estádios esportivos mundiais, o emblemático Maracanã e de estádios recém-construídos para as olimpíadas de Roma (1960) e Tóquio (1964). A concepção arquitetônica do estádio é composta de uma elipse de raio duplo de 275m e outro de 217m, totalizando a área interna — edificação e gramado — aproximadamente 200.000m². A capacidade de público definida no projeto é de 100.000 pessoas, distribuídas em Cadeiras Numeradas, Arquibancada e Geral. É uma importante obra em concreto armado no contexto nacional. O seu grande diferencial em relação aos demais estádios construídos naquela época foi a inovação de cobrir totalmente a arquibancada, com uma cobertura em estrutura de concreto armado convencional com 28 metros de balanço livre. Para a construção do Mineirão foram gastos aproximadamente 17.500m³ de concreto e 1.800 toneladas de aço.

O Estádio segue as linhas da arquitetura moderna cubista, que pressupõe estreita relação entre arquitetura e urbanismo. Em forma de elipse, a estrutura margeia todo o campo de futebol, separada por dois fossos de 3 metros de largura e 3,5 metros de profundidade. Destacam-se, em sua estrutura, 116 pilares externos inclinados para fora, fornecendo à edificação saliências, que dão a impressão de plissados ou dobraduras, como mostrado na FIG. 2.90. A superestrutura do estádio é composta de 28 setores separados por juntas de dilatação.

A distribuição arquitetônica é composta de duas circulações externas que contornam todo o perímetro da elipse. Nessas circulações localizam-se as áreas de bares, sanitários e demais dependências da administração (serviços médicos, etc.) e dos poderes públicos (policiamento, juizados, etc.).



FIGURA 2.90 - Vista aérea do Estádio Magalhães Pinto, onde se vêem os pilares externos, as duas circulações e as vigas-parede na parte superior fazendo a ligação entre os pórticos

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.

Por aberturas amplas, igualmente distribuídas ao redor da elipse, tem-se acesso à área interna do estádio — arquibancada, geral e cadeiras. As dependências do estádio são ligadas entre si por meio de escadas e circulações. Os expectadores dos eventos podem distribuir-se em dois níveis. No superior tem-se a arquibancada, as cadeiras especiais, a tribuna de honra e as cabines de transmissão na extremidade da estrutura em balanço, sobre o nível inferior. Na parte de baixo, localizam-se a Geral e os setores de cadeiras numeradas. Para as autoridades, jornalistas e jogadores foi criada uma entrada separada, o hall principal, abaixo das cadeiras numeradas e da geral.

Abaixo do nível do campo, na projeção das arquibancadas, existe um grande corredor que circula todo o estádio, onde se localizam os vestiários dos jogadores e juízes, a Administração de Estádios do Estado de Minas Gerais (ADEMG) e as acomodações para comissões visitantes. A arquibancada e as cadeiras especiais são totalmente abrigadas por uma cobertura em concreto armado.

Os arquitetos definiram também que a estrutura seria em concreto armado aparente. Como detalhe, em consonância com as linhas modernistas, que pressupõem o inacabado, as superfícies das vigas teriam a textura formada por leves relevos devido ao pequeno desalinhamento da forma de tábua de madeira.

Devido aos escassos recursos financeiros, a obra foi feita em etapas. A data do início da construção do estádio é marcada como sendo 09/11/1959, ainda no governo de Bias Fortes. Primeiramente a terraplanagem, seguida das fundações — executadas em tubulões a céu aberto com 5 a 12 metros de profundidade. Essas etapas foram executadas com recursos de financiamento vinculados à receita da Loteria Mineira. O responsável pelo projeto, cálculo e execução das fundações foi o engenheiro professor Euler Magalhães da Rocha, recém-chegado de sua pós-graduação na Inglaterra, na área de Mecânica dos Solos e Estruturas.

Na fase da construção da estrutura os recursos tornaram-se ainda mais escassos, pois haviam-se esgotado os empréstimos. Além disso, a Cláusula Sétima do convênio entre o Ministério da Educação e Cultura e o Estado de Minas Gerais definia que “a eventual

paralisação das obras, por período superior a 1(um) ano, além do previsto na programação previamente aprovada das obras, facultará a União denunciar o presente convênio...” (RASO, 1978, p.35). Diante de tais limitações, o Conselho optou pela forma de construção em administração direta.

A superestrutura do setor 15 — setor piloto — foi executada em 40 dias de trabalho. Este serviu para se adequar em vários fatores como:

- traço mais apropriado para cada elemento estrutural;
- tipo de emenda das barras de ferro;
- equipamentos para lançamento e adensamento do concreto;
- escoramento para execução da estrutura, dentre outros.

Os demais setores — total de 27 — foram executados em 8 meses de trabalhos ininterruptos (ABREU, 1966).



FIGURA 2.91 - Vista aérea do Estádio Magalhães Pinto, com grande parte da fundação executada, o setor 15 com a arquibancada concretada e, ao lado dele, o setor 16, com apenas a forma da arquibancada pronta

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.

O projeto estrutural foi desenvolvido pelo escritório de projetos Serviço de Engenharia Emilio Baumgart — SEEBLA. O sistema estrutural foi idealizado seguindo os ensinamentos de Emílio Baumgart de se projetarem pórticos com pilares e vigas com muita rigidez (JERMANN, 1995). Os engenheiros responsáveis pelo projeto estrutural foram Arthur Eugenio Jermann, da SEEBLA, engenheiro nacionalmente conhecido e herdeiro intelectual de Emílio Baumgart, e Selem Hissa Filho, competente calculista mineiro. Fizeram também parte da equipe da SEEBLA os engenheiros Jorge Degow e Cláudio José Barrufini.



FIGURA 2.92 – Engenheiros que participaram do projeto e da construção do Mineirão. Começando no primeiro plano, da esquerda para a direita: engenheiros Francisco Abel, Gil César e Arthur Jermann. No segundo plano, também da esquerda para a direita: Ferdinando Leitão, Selem Hissa, Cláudio Barrufini e Jorge Degow.

Fonte : Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.

Os principais engenheiros que compunham a equipe responsável pela construção do estádio foram: Francisco Abel Magalhães Ferreira, Ferdinando Vargas Leitão de Almeida, Gilberto Oswaldo de Andrade, Abílio Pereira Veiga, Plínio José Pureza, dentre outros. Eram todos profissionais de reconhecido conhecimento técnico e comprometidos com a qualidade executiva da estrutura.

Foram montadas várias equipes de operários alocados para a construção de cada setor do Mineirão, como definido na ata de reunião do dia 13/03/64²². Após a construção do setor piloto — setor 15 — a administração da obra especificou para cada engenheiro uma determinada função, visando à uniformidade e à agilização da construção.

A especificação dos traços, da tecnologia do concreto, da construção e do controle dos materiais a serem utilizados ficou a cargo do *expertise* engenheiro Mário Fox Drummond. O engenheiro Mário Fox era, naquela época, professor da Escola de Engenharia da UFMG, além de empresário dono da empresa Bureau M. Fox, que fez todo o controle tecnológico dos materiais, do aço e do concreto utilizados no Mineirão.



FIGURA 2.93 – Engenheiros que participaram da construção do Mineirão. Começando da esquerda: engenheiros Selem Hissa, Gil César, professor Mário Fox Drummond e engenheiro Francisco Abel

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.

²² Administração dos Estádios de Minas Gerais – ADEMG. Ata de reunião de 13.03.64. Belo Horizonte:ADEMG, 1964.

O traço de concreto escolhido para ser utilizado nas estruturas principais do Mineirão foi:

- cimento: 1 saco de 50kg;
- areia: 69,7 litros ou caixote de 35x45x44,2, se for seca ou 87,1 litros ou caixote de 35x45x54, se for úmida;
- brita no. 1: 62,0 litros ou caixote de 35x45x39,3;
- brita no. 2: 62,0 litros ou caixote de 35x45x39,3;
- água: 22,5 litros, se a areia estiver seca ou 19,0 litros se a areia estiver úmida;
- plastiment RD da SIKA (líquido): 100g.

Foram utilizados os cimentos das marcas Cauê e Itaú. O traço descrito anteriormente foi projetado pelo prof. Mário Fox Drummond para ter, aos 28 dias, resistência à compressão característica de 27 MPa. Nos locais de elevada densidade de armação, as britas 1 e 2 deveriam ser substituídas por brita 0, tomando o cuidado específico quanto à cura.

O traço de concreto com brita 0 utilizado foi:

- cimento: 1 saco de 50kg;
- areia: 64,0 litros ou caixote de 40x40x40;
- brita n^o 0: 95,2 litros ou caixote de 45x45x47;
- água: não especificada;
- plastiment RD da SIKA (líquido): 1,5%.

Segundo levantamento de obra, foram gastos 24.500kgf de aditivo Plastiment RD da SIKA.

Os controles de resistência à compressão dos concretos dos elementos pesquisados nesta dissertação, feitos durante a obra pelo Laboratório Bureau M. Fox (ABREU, 1966).

O aço utilizado nos elementos principais da estrutura foi o CAT-60 (Nervator), sendo fornecido nos diâmetros de 1", 5/8", 1/2", 3/8" e 6,4mm. Nos elementos secundários foram utilizados o CAT 50 (Resisthal, Persthal, Esceraço, Giavator e Bema) fornecido nos diâmetros de 3/8", 1/2" e 5/8", e o CAT 37, nos diâmetros de 1/4" e 3/16".

No projeto foram especificadas algumas armações principais com comprimentos maiores que 12 metros. As emendas por trespasse nas regiões de elevada concentração de armação tornaram-se inviáveis e, com isto, foram utilizadas soldas de topo, com as extremidades das barras preparadas em bisel.

As barras de aço foram dobradas em gabaritos feitos na escala de 1:1, na região próxima à obra, evitando assim eventuais erros de dobradura (ver FIG. 2.94).



FIGURA 2.94 - No destaque, os gabaritos em tamanhos naturais feitos no chão para se montarem as armações, já dobradas

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.

Foram utilizados materiais recém-lançados para a indústria da construção civil, como por exemplo: as placas de “Madeirit”, empregadas nas formas de alguns elementos estruturais; e o Isopor, como isolante nas juntas de dilatação entre setores.

Ao todo foram gastas na construção do Estádio as seguintes quantidades de materiais (RASO, 1978):

- cimento: 347.260 sacos = 17.363ton;
- areia: $27.025\text{m}^3 \approx 56.750\text{ton}$;
- britas de gnaiss 0, 1 e 2: $46.160\text{m}^3 \approx 138.500\text{ton}$;
- aço: 4.700ton;
- arames: 911ton.

Uma obra que não só impressiona pela grandeza e quantidade de materiais gastos, mas também pelo sistema estrutural adotado, pela tecnologia dos materiais empregados e pelas soluções de engenharia criadas.

2.8 Descrição da estrutura, cargas e esforços solicitantes do Estádio Magalhães Pinto

2.8.1 Descrição da estrutura principal do Mineirão

A estrutura do Mineirão é composta de 116 pórticos planos, distribuídos em 28 setores. Os setores são separados por juntas de dilatações de 3 centímetros de largura e têm numeração de 1 a 28, no sentido anti-horário. O setor de número 1 (um) é o hall principal do Estádio. Cada setor é composto de 4 (quatro) pórticos principais, sendo as exceções os setores 5, 11, 19 e 25, que são formados por 5 (cinco) pórticos principais. A distância entre pórticos é variável, indo de 630 centímetros na extremidade interna a 890 centímetros na extremidade externa, em média.

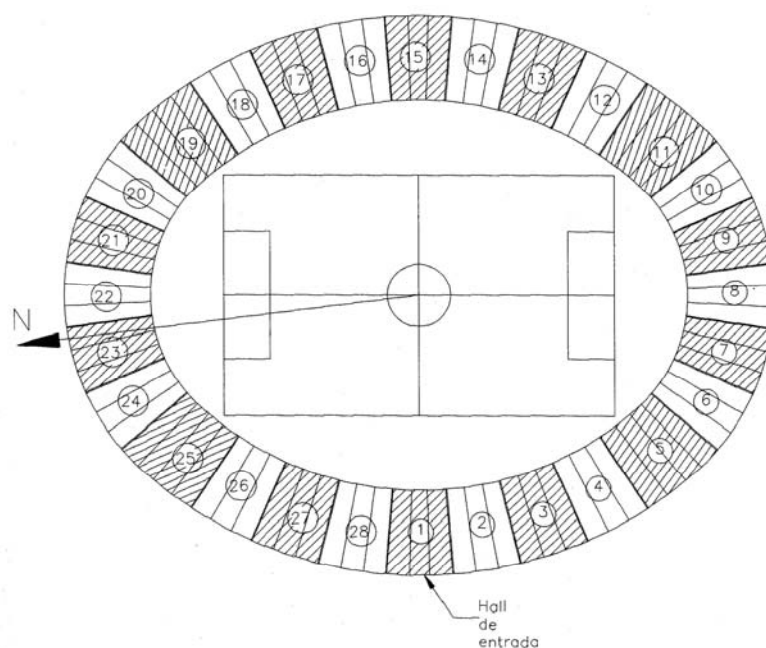


FIGURA 2.95 – Planta esquemática contendo a localização dos setores, numerados de 1 a 28

São descritos neste item os elementos estruturais pertencentes ao pórtico principal típico, sem contudo observar se esses fazem parte dos elementos vistoriados durante as inspeções, como o objetivo da análise das patologias existentes no Estádio Magalhães Pinto.

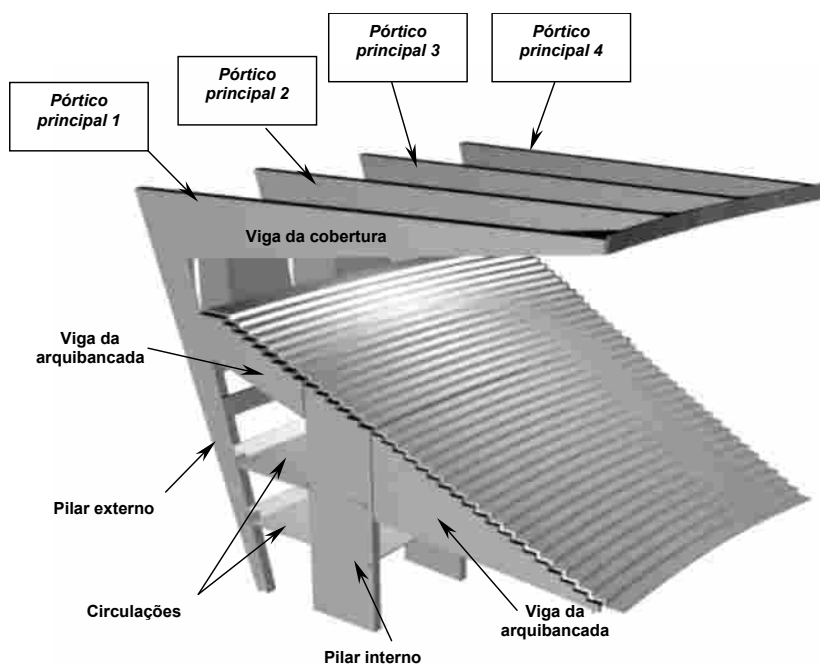


FIGURA 2.96 – Croquis de um setor típico, composto de quatro pórticos principais

a) Fundação

As fundações da estrutura principal do Mineirão foram feitas em tubulões escavados a céu aberto, com profundidades de 5 a 12 metros, apoiados em solo com capacidade mínima de $5,0\text{kgf/cm}^2$. No alinhamento dos pilares externos tem-se um tubulão por pilar, enquanto que nos pilares internos são dois tubulões por pilar. Os blocos de coroamento dos tubulões são ligados por vigas de fundações, como mostrado na FIG.2.97.



FIGURA 2.97 – Estrutura da fundação. No alinhamento são mostrados os blocos dos pilares centrais, ligados por vigas baldames

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1963.

A superestrutura composta de um pórtico principal, em forma de 7 modificado, é formada por um pilar central, um pilar externo, uma viga da arquibancada e uma viga de cobertura. Estes elementos são ligados ao pórtico vizinho por meio de lajes e vigas secundárias. A FIG. 2.96 mostra esquematicamente a estrutura principal do Mineirão.

O setor 1 e parte dos setores 28 e 2 são atípicos devido ao hall de entrada e às cabines de televisão e rádio, que são posicionadas na extremidade em balanço das estruturas da arquibancada.

c) Pilares externos

Os pilares externos têm seção transversal e altura variáveis, devido à topografia do terreno. As alturas desses pilares são 20,94m e 23,69m. A seção transversal aparente do pilar varia de 80cm x 522,2cm, na parte superior, a 60cm x 100cm, no nível da fundação — para os pilares com 23,69m de altura. Entre as vigas da arquibancada e a cobertura, o pilar passa a ter o formato de T. A mesa interna dessa seção mede 25cm x 372cm (ver FIG. 2.98).

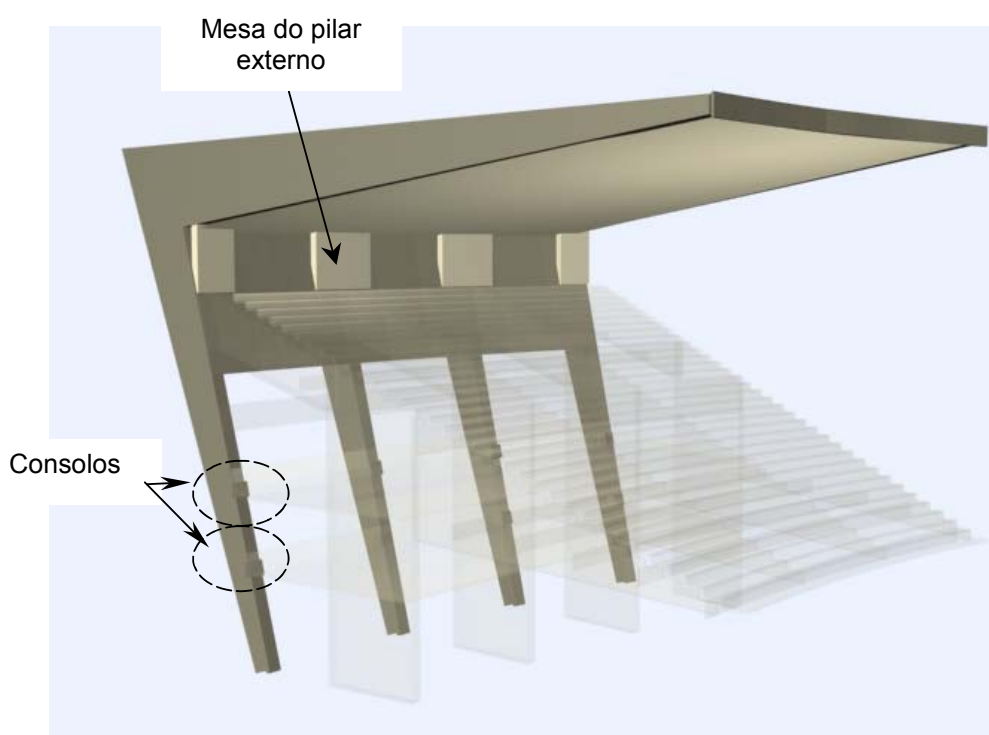


FIGURA 2.98 – Croquis da estrutura do pilar externo mostrando a seção em forma de T na região entre a viga da arquibancada e a cobertura

Nos níveis das estruturas das circulações, os pilares externos são dotados de consolos para apoio das vigas periféricas da circulação (ver FIG. 2.98).

Os apoios dos pilares externos na fundação são rotulados sobre “sapatas distribuidoras” em concreto armado, que fazem parte das estruturas dos blocos de fundações. Nestas ligações foram colocadas placas de chumbo e pinos metálicos envolvidos por material isolante. Em alguns pilares foi utilizado tubo de bambu, devidamente ajustado, para se fazer o isolamento entre os pinos metálicos e o concreto dos pilares.

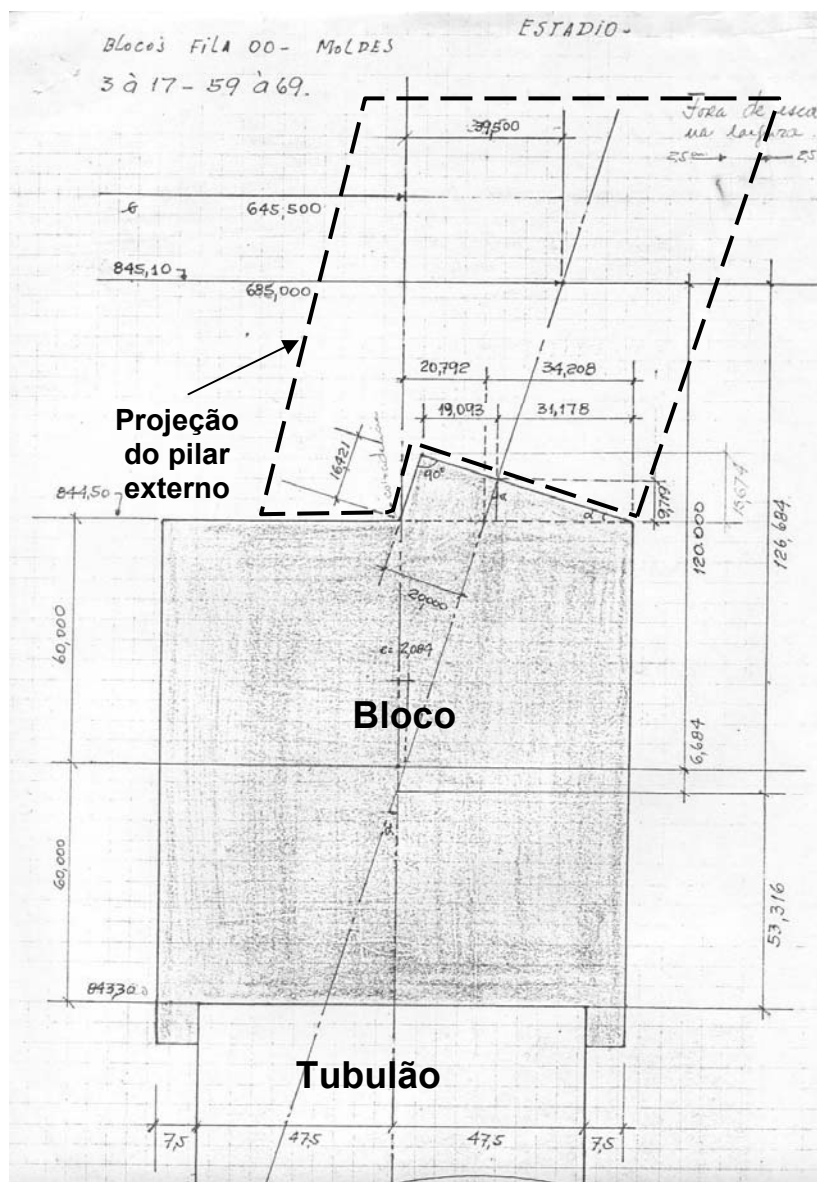


FIGURA 2.99 – Fac-símile de croquis feito durante a obra do Mineirão da forma da rótula dos pilares externos

Fonte: Serviços de Engenharia Emílio Baumgart (SEEBLA), 1963.



FIGURA 2.100 – Fotografia tirada antes da concretagem do pilar externo, em que são mostrados os pinos de ligação entre a fundação e o pilar

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1963.

As armações principais dos pilares externos estão mostradas no ANEXO A. Em resumo, no sentido da fundação para o topo, temos:

- 10 ϕ 25mm na face externa e 8 ϕ 25mm na face interna;
- na região da viga da arquibancada os pilares foram armados com 30 ϕ 25mm na face externa e 28 ϕ 25mm na face interna;
- na região em forma de T, a armação é 10 ϕ 25mm na face interna e 50 ϕ 25mm na face externa.



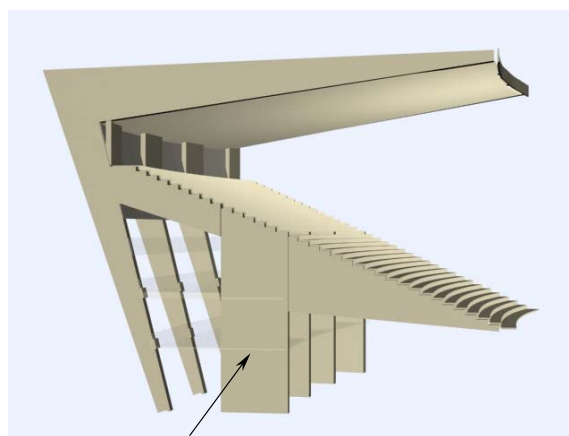
FIGURA 2.101 – Fotografia tirada durante a montagem da armação dos pilares externos, no nível acima da viga da arquibancada

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.

d) Pilares internos

Os pilares internos têm seção constante de 60cm x 460cm, sendo que a maioria possui nichos e passagens na região central para embutir as tubulações elétricas e hidráulicas. Todos “morrem” no nível da face superior das vigas da arquibancada. As armações dos pilares são suficientes para promover o engastamento nos blocos de fundações, dando ao pórtico a estabilidade necessária.

As armações dos pilares na região próxima à viga da arquibancada são compostas de 14 ϕ 25mm em ambas as faces de 60cm de largura, distribuídos em 4 camadas, e na região central tem-se 42 ϕ 10mm distribuídos em 20 camadas, conforme mostrado na FIG.2.102. Nos pilares que não possuem nichos centrais, as armações distribuídas passam a ser 38 ϕ 10mm.



Pilar Central

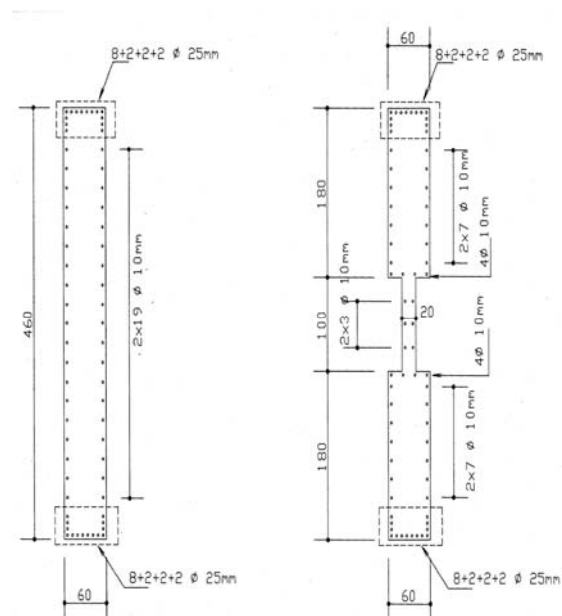
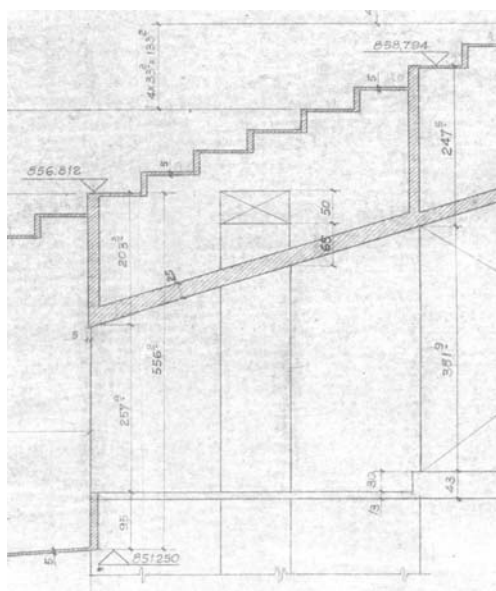
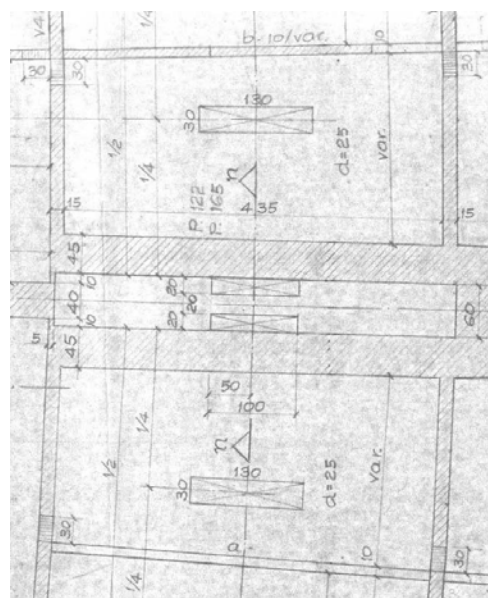


FIGURA 2.102 – Fac-símile de um trecho e detalhes da forma e armação dos pilares internos

Fonte: Serviços de Engenharia Emílio Baumgart (SEEBLA), 1963.

e) Vigas e lajes da arquibancada

As vigas da arquibancas são compostas de dois tramos, sendo um em balanço, com 16,60m de comprimento e o outro entre os pilares internos e externos com 10,80m de comprimento. Os dois tramos possuem seções variáveis, tendo a parte em balanço as dimensões de 15cm x 66cm a 40cm x 523cm, e no tramo biapoiado as dimensões são

150cm x 247,5cm a 86cm x 259cm. O desnível entre o degrau mais próximo ao campo e o último, mais afastado, é de 1094,6cm, correspondendo aos níveis 850,544 e 861,490 respectivamente. Os projetos das formas das vigas da arquibancada estão no ANEXO.

Na face superior, a viga da arquibancada recebe as vigotas e lajotas que dão o formato escalonado da arquibancada. As lajotas pré-moldadas têm a espessura de 5cm. Elas são apoiadas nas vigotas, que têm dimensões de 8,0cm de largura por 32cm de altura, em média, e distanciadas entre si por 75cm. Sobre os elementos que compõem o assento e o encosto da arquibancada foi feita uma capa de argamassa lisa, visando a tornar as superfícies mais confortáveis. Na região dos três últimos degraus da arquibancada, a laje próxima à viga aumenta de espessura, como mostra a FIG. 2.104

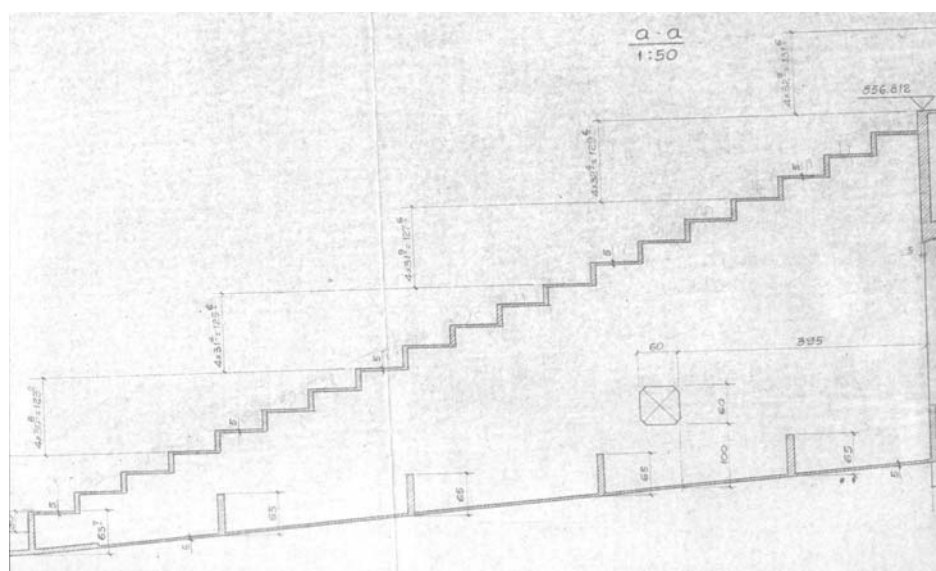


FIGURA 2.103 – Fac-símile de parte da forma, onde é mostrado o corte do tramo em balanço da viga da arquibancada.

Fonte: Serviços de Engenharia Emilio Baumgart (SEEBLA), 1963.

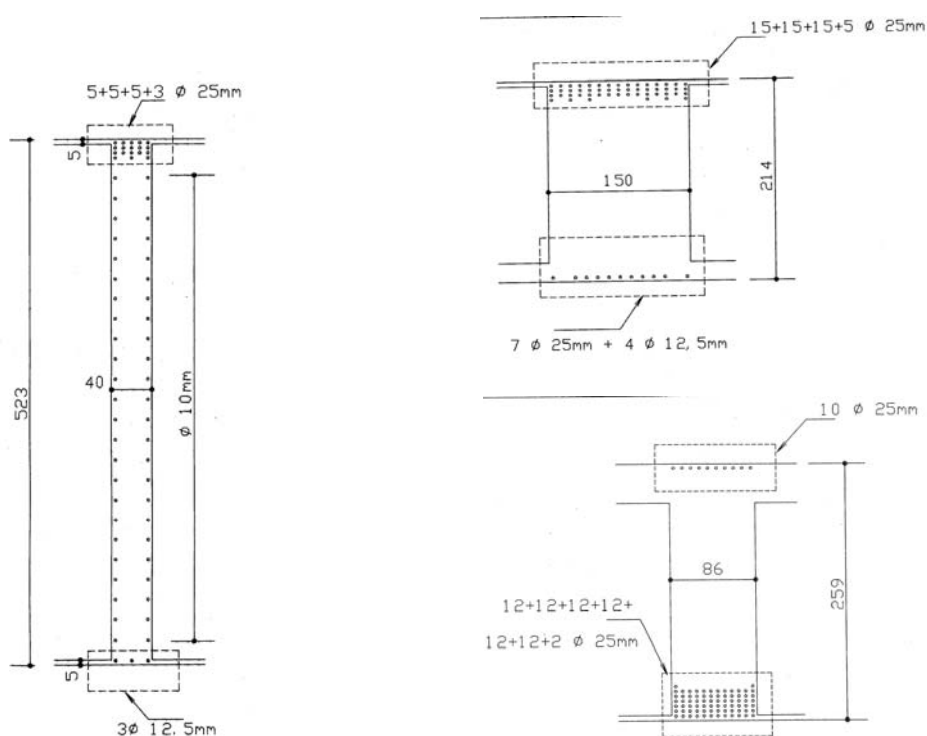


FIGURA 2.105 – Armações das vigas da arquibancada nas seções mais solicitadas. À esquerda a armação do balanço, à direita superior armação rente ao pilar interno e abaixo armação rente ao pilar externo



FIGURA 2.106 – Armações, ainda incompletas, de uma viga da arquibancada na região próxima ao pilar externo

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.

As vigas da arquibancada foram os elementos estruturais que mais sofreram alterações após a execução do setor piloto — setor 15. As principais alterações, de acordo com a ata de reunião do dia 09/11/63²³, foram:

- concretagem das vigas da arquibancada, deixando a espessura dos degraus;
- o posicionamento das armações principais das vigas da arquibancada deveria tangenciar o fundo dos degraus;
- a concretagem da arquibancada deveria ser completada em uma só etapa, deixando apenas os degraus;
- na região próxima ao pilar interno, o concreto convencional foi substituído por concreto com brita 0, devido à elevada taxa de armação e a ocorrência de brocas de concretagem das primeiras vigas executadas;
- e alteração da geometria do trecho em balanço.

f) Vigas e lajes da cobertura

A viga da cobertura em balanço tem um vão de 30,50m, medido da extremidade livre ao centro do pilar externo; isso proporciona um vão livre de 28 metros, sem dúvida o elemento mais arrojado de todo o sistema estrutural do Mineirão. A seção transversal varia de 30cm x 50cm, na extremidade livre, a 72,2cm x 354cm na face do pilar externo. Rente à face superior da laje, foi projetada uma ranhura de 3cm x 15cm para encaixe e finalização da impermeabilização. Os desenhos das coberturas constam do ANEXO.

²³ Administração dos Estádios de Minas Gerais – ADEMG. Ata de reunião de 09.11.63. Belo Horizonte:ADEMG, 1964.

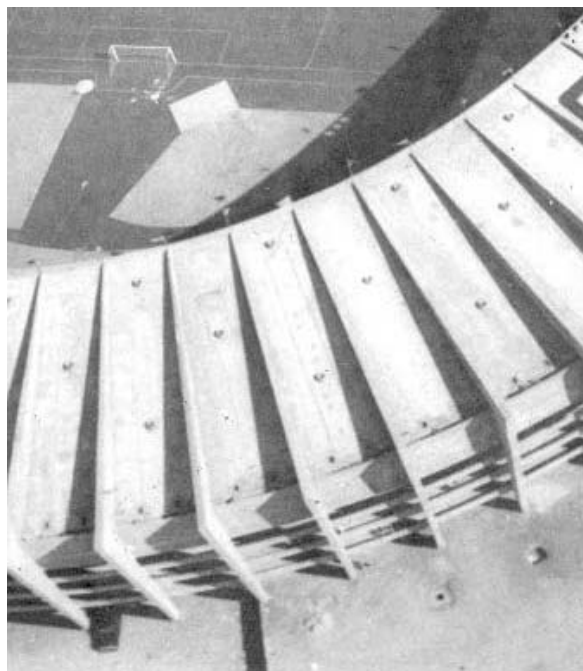


FIGURA 2.107 – Vista aérea de detalhe da estrutura da cobertura do Mineirão, antes da execução da impermeabilização

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.

Nas vigas das juntas de dilatação foram previstas duas “barras estabilizadoras” metálicas de diâmetro de 1 ¼”, com a função de uniformizar as deformações das vigas de cobertura contíguas (ver FIG. 2.108).

Ligando uma viga de cobertura à outra tem-se uma laje maciça de espessura variável (11cm a 13cm). A uma distância de 12,30m da extremidade livre, essas lajes aumentam sua espessura na região próxima as vigas, caracterizando a formação da viga T da cobertura. A mesa da viga T tem a espessura variando de 15cm a 23cm, e 75cm a 150cm de largura para cada lado da viga.

Na parte central das lajes, foram projetados nichos para a colocação de refletores e caixas de som. As regiões das lajes em volta dessas aberturas foram devidamente armadas, como mostrado na FIG. 2.110.

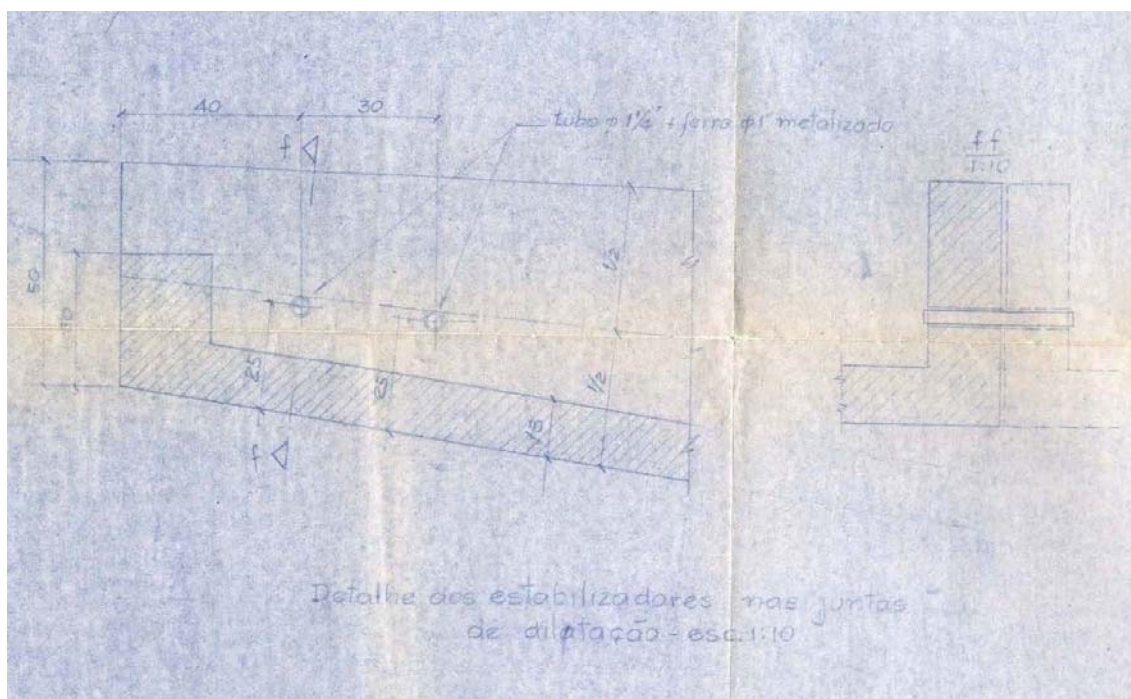


FIGURA 2.108 – Fac-símile do projeto das “barras estabilizadoras” das vigas da cobertura

Fonte: Serviços de Engenharia Emílio Baumgart (SEEBLA), 1963.

A vigas T da cobertura, o pilar externo em forma de T e o tramo biapoiado da viga da arquibancada fazem parte do nó de pórtico que dá a sustentação para o perfeito funcionamento da cobertura.

Na extremidade em balanço existe uma pequena viga de bordo, arrematando e enrijecendo a laje da cobertura. Nos setores centrais do Estádio, nessa viga de bordo, são acomodados os holofotes em buracos previamente projetados para eles.

Na concretagem da cobertura de um setor adotou-se a seguinte ordem:

- concretou-se a viga da cobertura, juntamente com a laje contígua que forma a viga T, sendo interrompida no alinhamento das armações negativas, que coincidem com a redução da espessura;
- em seguida, concretou-se a parte central das lajes.

De acordo com relatos de pessoas envolvidas na construção do Mineirão (LEITÃO, 2004), a concretagem de um setor durava em média dois dias ininterruptos. Assim como a estrutura principal da arquibancada, a cobertura foi cercada de cuidados especiais quanto à cura e ao descimbramento de seus elementos.

O escoramento da estrutura da cobertura foi feito com tubos metálicos apoiados sobre a arquibancada, na qual se re-escoravam apenas as suas vigas principais. Os primeiros escoramentos da cobertura eram apoiados em caixotes de areia, como medida preventiva para não ocorrerem possíveis embaraços durante o descimbramento da cobertura.

As armações longitudinais principais da seção mais solicitada da viga da cobertura estão mostradas na FIG. 2.109. O desenho completo da armação está no ANEXO.

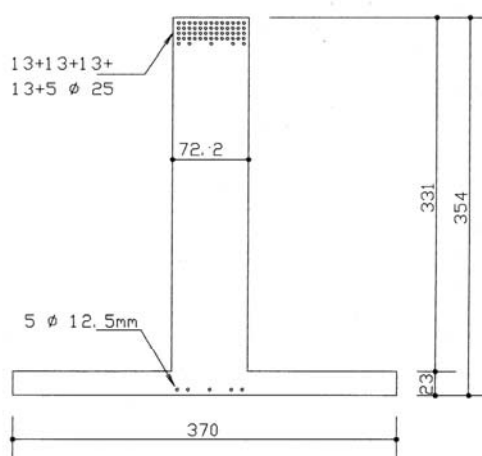


FIGURA 2.109 – Croquis da seção transversal da seção mais solicitada da viga da cobertura



FIGURA 2.110 – Armações da viga e laje da cobertura. No destaque as armações de reforço dos furos

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.

g) Vigas-parede

Fazendo a ligação, no sentido transversal, entre as vigas da cobertura, pilares externos e vigas da arquibancada têm-se as vigas-parede. O nível inferior da parede coincide com a parte inferior da viga da arquibanda (nível 858,90) e o seu topo está na cota 865,59. Esses elementos são bastante finos, com espessura de 12cm. A altura total delas é de 669cm.

Na região entre a face inferior da laje da arquibancada (nível 861,09) e aproximadamente a 80cm acima da face superior da viga da arquibanca (nível 862,29) ocorre a fusão da viga-parede com a viga de seção T da arquibancada e o pilar externo em forma de T. Esta é uma região de elevada concentração de tensões.

As vigas-parede tiveram possivelmente quatro etapas de concretagem, sendo a primeira do nível 858,90 ao 861,490 (face superior da viga da arquibancada); a segunda com altura aproximada 120cm; a terceira até o nível da calha da cobertura, com altura de 200cm e a última até o topo. A concretagem delas era feita no mesmo tempo das vigas da arquibancada, pilares externos e vigas da cobertura.

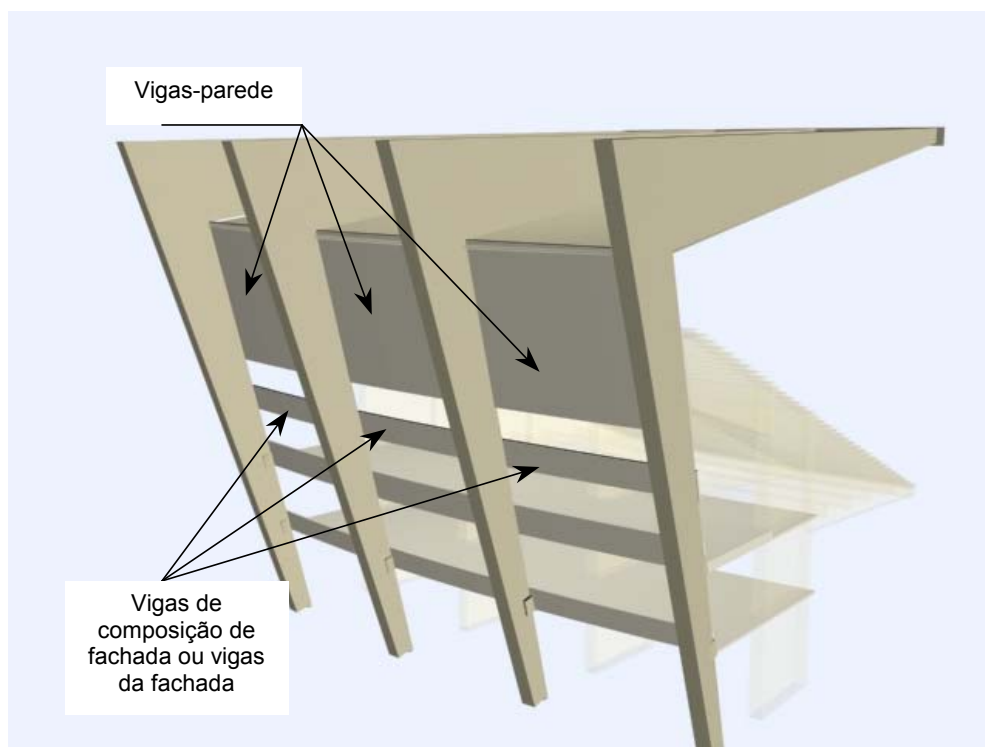


FIGURA 2.111 – Croquis da fachada externa do Mineirão

h) Vigas de composição da fachada

No mesmo alinhamento das vigas-parede, a 2,0m abaixo (nível 856,90), têm-se as vigas de composição de fachada (ver FIG. 2.111). Essas vigas são elementos de composição arquitetônica, sem função estrutural, com dimensão de 12cm x 140cm. A ligação entre essas vigas e o pilar externo é feita por meio de armações próprias deixadas nos pilares. As vigas são armadas com armaduras mínimas.

A concretagem das vigas de fachada foi feita após a execução de todos os elementos do pórtico daquele setor, e também após a retirada de todo o escoramento da arquibancada e cobertura.

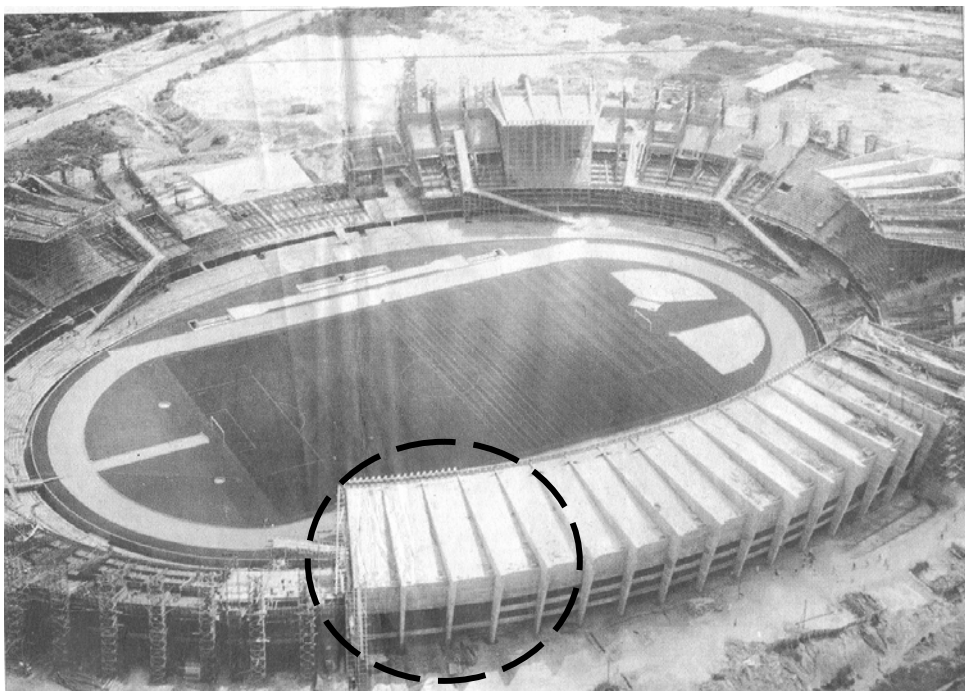


FIGURA 2.112 – Foto tirada durante a construção, na qual pode-se observar, em destaque, a seqüência executiva da viga de fachada

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.

i) Vigas e lajes das circulações

Na parte externa do Estádio há duas circulações que contornam todo o seu perímetro. A circulação superior — nível 852,50 — é toda suspensa, enquanto que a circulação inferior — nível 848,80 — é parcialmente apoiada no chão.

As estruturas das circulações são compostas de lajes nervuradas, feita com tijolos cerâmicos amarrados, apoiadas em vigas de concreto armado. Na parte interna, as vigas em formato de faixas apóiam-se diretamente nos pilares internos, enquanto que nas vigas externas são apoiadas em consolos feitos nos pilares externos, criando-se um apoio articulado. No sentido radial do Estádio, “ligando“ os pilares internos e externos, têm-se também vigas faixas. Os consolos dos pilares externos avançam sobre a estrutura da circulação, criando nichos nas vigas externas, os quais foram cuidadosamente

detalhados. Sobre esses consolos foram projetadas almofadas de chumbo, que no ano de 1986 foram substituídas por almofadas de neoprene.

Dentre as estruturas de circulação acima referidas, foram objetos do presente estudo apenas as vigas externas, por serem as únicas em concreto armado aparente. As dimensões dessas vigas estudadas são 12cm x 140cm. A execução das estruturas das circulações antecedeu à da estruturas da arquibancada, como mostra a FIG. 2.113.



FIGURA 2.113 – Foto tirada durante a construção do Estádio, em que se pode ver o sistema estrutural das circulações. Ligando os pilares centrais, já armados, vê-se a viga faixa com suas armações ainda não concluídas. Ao lado, os tijolos já arrumados das lajes nervuradas
Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.



FIGURA 2.114 – Estrutura da circulação superior já concretada, aguardando a execução do pilar externo e da estrutura da arquibancada. Em destaque é mostrado o nicho para encaixe do consolo da pilar externo

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.

Todos os elementos que compõem os pórticos das juntas de dilatação — pilares internos, pilares externos, vigas da arquibancada e vigas da cobertura — têm a metade das larguras e das armações dos pórticos internos.

A provável seqüência executiva dos setores do Mineirão foi iniciada pelo setor 15 (setor piloto). Em seguida, após os ajustes executivos necessários, a obra desenrolou-se em quatro frentes, sendo escolhidos como setores chaves os de número 15, 8, 22 e 26. A partir destes, foram feitos consecutivamente os setores vizinhos, deixando provavelmente os setores com 5 pórticos principais para fechamento desta seqüência. O último setor a ser construído foi o setor de número 1, onde se encontra o hall principal.

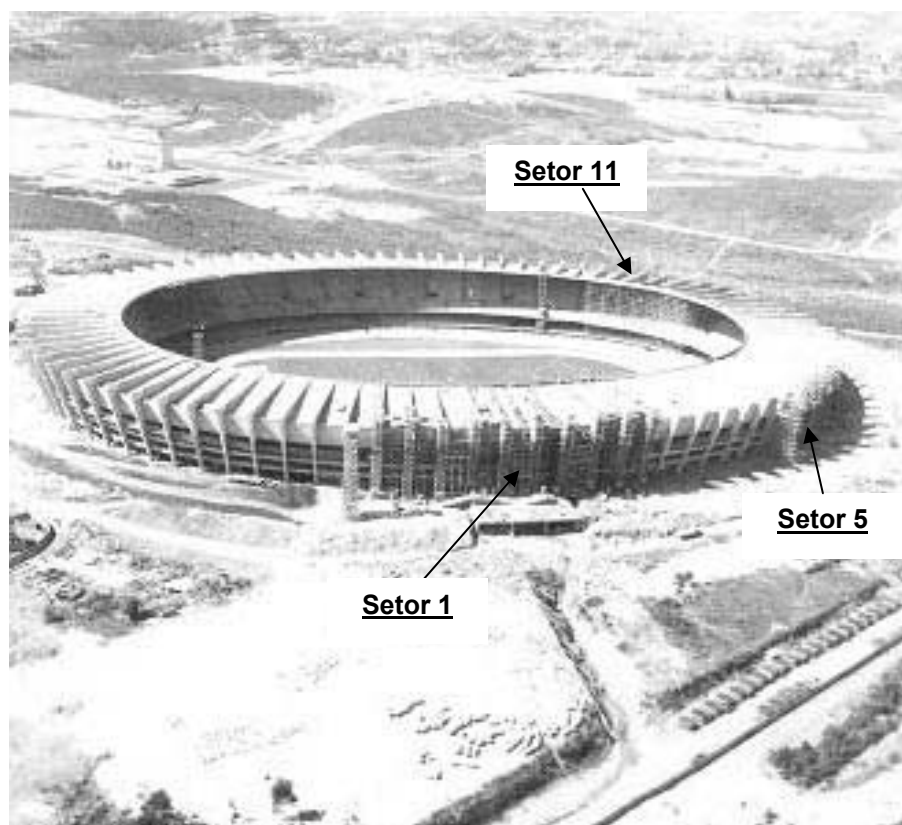


FIGURA 2.115 – Nesta foto são registrados os momentos finais da construção das estruturas do Mineirão. Encontravam-se escorados com andaimes metálicos os setores 1, 5 e 11

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.

2.8.2 Cargas e esforços solicitantes

As cargas consideradas no processo de verificação e cálculo das estruturas do Mineirão foram extraídas da norma NBR 6120/80, apesar de o cálculo original ter sido feito seguindo a norma NB1/1960, que adotava cargas distintas da primeira. Na TAB. 2.27 encontra-se o resumo dos esforços atuantes de flexão das seções escolhidas para a análise, conforme o citado relatório.

As cargas utilizadas para essa avaliação da estrutura do Mineirão estão de acordo com as determinações das normas brasileiras NBR 6118:2003, NBR 6120/80 e NBR 6123/88. As cargas consideradas são:

- Cargas permanentes:
 - peso próprio da estrutura, sendo considerado o peso específico do concreto armado igual a $25,0 \text{ kN/m}^3$;
 - peso da impermeabilização na cobertura, considerado igual a $0,6 \text{ kN/m}^2$;
- Cargas variáveis:
 - sobrecarga acidental: arquibancada $\Rightarrow 5,0 \text{ kN/m}^2$;
circulações $\Rightarrow 3,0 \text{ kN/m}^2$;
cobertura $\Rightarrow 0,5 \text{ kN/m}^2$;
 - vento: de acordo com NBR 6123/99 – “Forças devidas ao vento em edificações”;
 - variação térmica: de acordo com a NBR 6118:2003.

A combinação dessas cargas e os coeficientes de ponderações seguiram as determinações da norma brasileira NBR 8681/2003 – “Ações e segurança nas estruturas – Procedimento”.

Definidas as cargas aplicadas, foi calculado um setor típico. Denomina-se setor típico um setor constituído por quatro pórticos principais ligados por lajes e vigas secundárias. O setor formado por 4 pórticos principais foi escolhido como típico por representar 23 (vinte e três) setores, ou seja, 82,14% do total.

As FIG. 2.116 a 2.119 representam os diagramas de esforços solicitantes (força cortante e momento fletor) dos pórticos próximos à junta de dilatação e centrais, calculados com o modelo de pórtico plano, solicitados com cargas permanentes e totais. Estes diagramas foram extraídos do relatório técnico “Análise da estrutura do Estádio Magalhães Pinto – Mineirão” (LIRA et al, 1993).

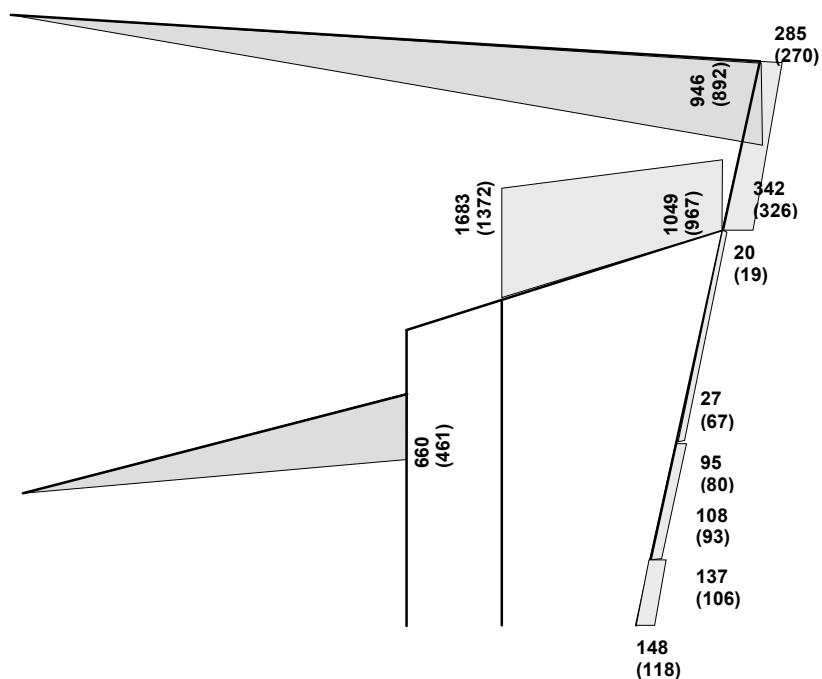


FIGURA 2.116 - Diagrama de esforço cortante dos pórticos da junta de dilatação, para cargas totais e permanentes (entre parênteses), em kN

Fonte: LIRA et al, 1993.

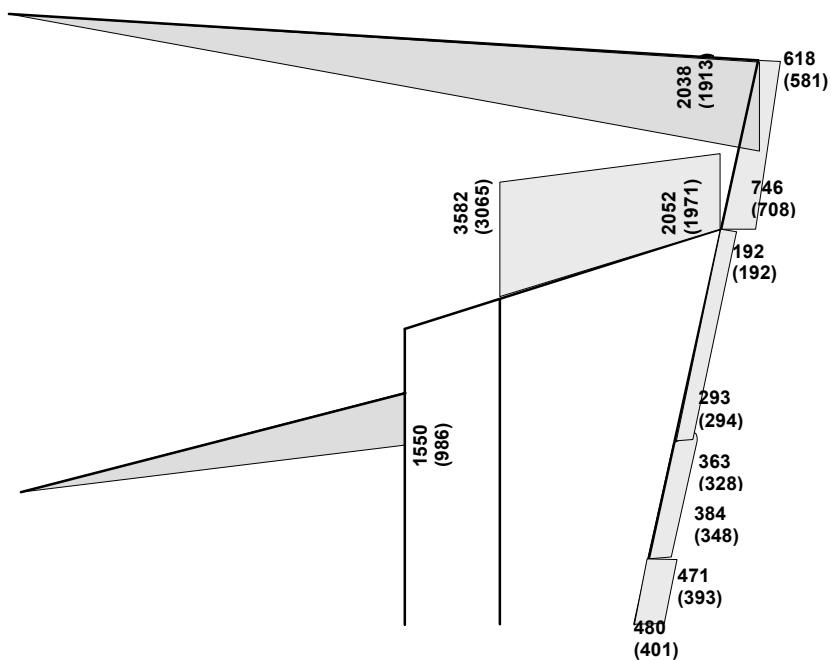


FIGURA 2.117 - Diagrama de esforço cortante dos pórticos centrais, para cargas totais e permanentes (entre parênteses), em kN

Fonte: LIRA et al, 1993.

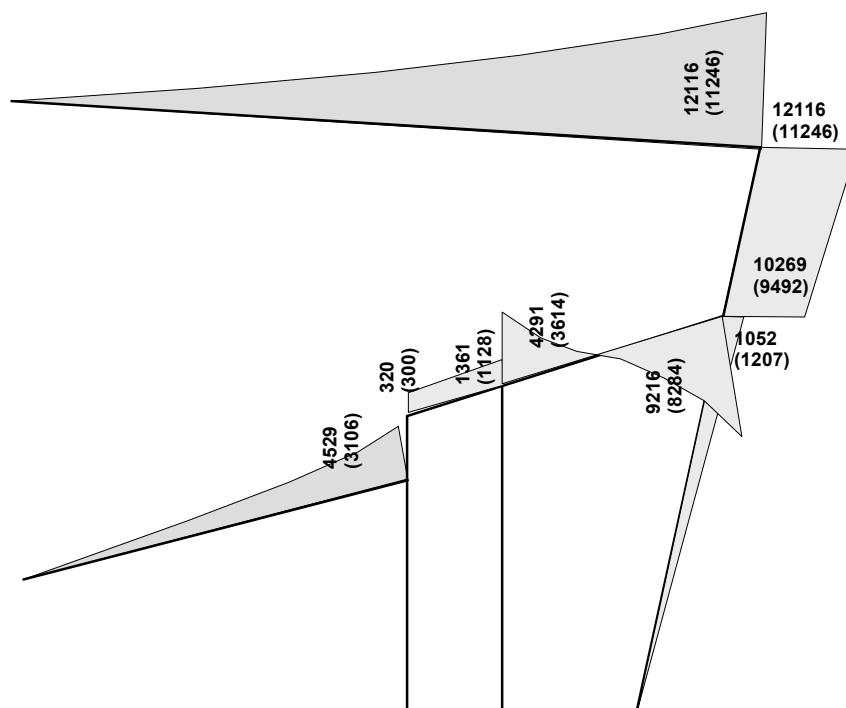


FIGURA 2.118 - Diagrama do momento fletor dos pórticos da junta de dilatação, para cargas totais e permanentes (entre parênteses), em kN.m

Fonte: LIRA et al, 1993.

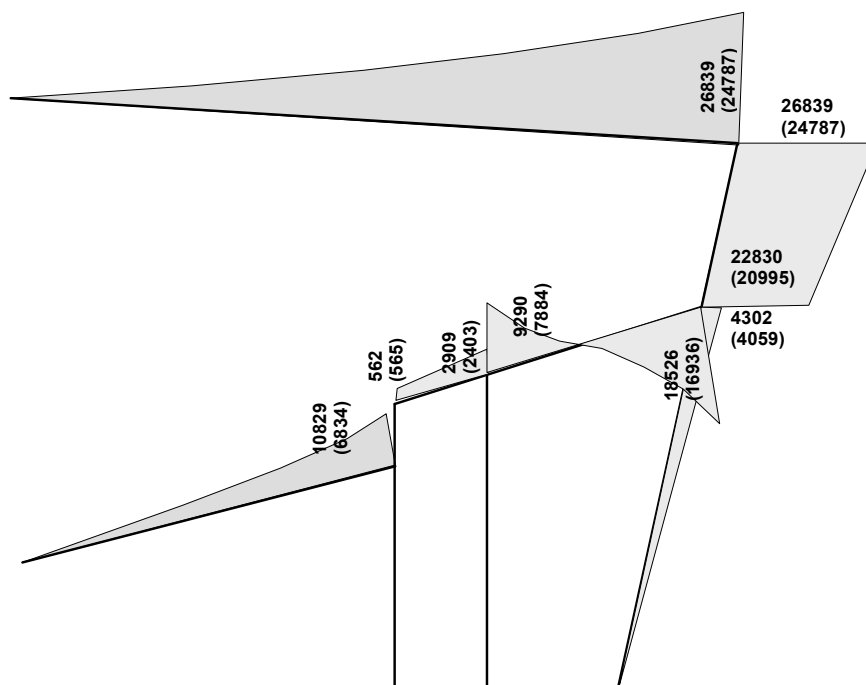


FIGURA 2.119 - Diagrama do momento fletor dos pórticos centrais, para cargas totais e permanentes (entre parênteses), em kN.m

Fonte: LIRA et al, 1993.

A verificação da capacidade resistente e os coeficientes de segurança das seções de esforços máximos também foram extraídos do relatório “Análise da estrutura do Estádio Magalhães Pinto – Mineirão” (LIRA et al., 1993). Os dados relativos às características dos materiais (concreto e aço) e a quantidade, diâmetro, distribuição das armações, utilizados na verificação da capacidade resistente, seguiram os dados de projeto, sendo:

- resistência do concreto $f_{ck} = 18 \text{ MPa}$
- aço CA-50A, laminados a quente e resistência $f_{yk} = 50,0 \text{ kN/cm}^2$;

TABELA 2.27 - Verificação das condições de segurança no Estado Limite Último

PÓRTICOS	SEÇÃO	ESFORÇOS		VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	
		NORMAL (kN)	MOMENTO (kN.m)	γ_f	CONDIÇÃO
CENTRAIS	C-C	140,2	20992,0	2,38	OK
	D-D	1987,0	26839,0	1,96	OK
	E-E	2407,0	22960,0	2,40	OK
	F-F	-----	10829,0	2,00	OK
	G-G	-----	9602,0	2,60	OK
	I-I	-----	20039,0	2,20	OK
CENTRAIS	C-C	64,7	9411,8	2,44	OK
	D-D	918,9	12166,0	2,39	OK
	E-E	1105,0	10334,7	2,60	OK
	F-F	-----	4529,0	2,50	OK
	G-G	-----	4291,7	3,03	OK
	I-I	-----	9217,0	2,40	OK

3

LEVANTAMENTO E ANÁLISE DAS PATOLOGIAS DA ESTRUTURA DO MINEIRÃO

3.1 Estruturas analisadas do Estádio Magalhães Pinto

Os elementos escolhidos para vistoria e análise tiveram como característica principal serem em concreto armado aparente, isto é, estarem diretamente expostos às agressividades do meio ambiente. Fazem parte deste grupo os seguintes elementos: pilar externo, viga da arquibancada, viga da cobertura, viga-parede, viga de composição de fachada e vigas periféricas das circulações.

3.2 Levantamento e análise das diversas patologias do Estádio Magalhães Pinto

3.2.1 Considerações preliminares

Para este trabalho, foi feito um levantamento minucioso das patologias existentes no Estádio Magalhães Pinto no ano de 1993, que serviu para a criação de uma base de dados e de informações a respeito das condições de sua estrutura. No ano de 2003, uma

nova inspeção foi feita nos pontos principais da estrutura com o objetivo de se verificar a evolução dos problemas antes detectados ou a ocorrência de novas anomalias. Na nova inspeção, verificou-se que não ocorreram alterações significativas no comportamento da estrutura no que diz respeito à durabilidade. Este fato possibilitou a utilização dos dados já coletados para o desenvolvimento do presente trabalho.

A coleta de dados das anomalias, nas duas fases de levantamento, em 1993 e 2003, restringiu-se apenas às estruturas de concreto armado aparente, não revestidas, desprezando-se o estudo e a análise de patologias existentes nas lajes nervuradas da circulação externa, nas alvenarias ou em qualquer outro elemento que não fizesse parte da estrutura principal do Estádio, ou seja, das estruturas principais dos seus 28 setores.

Foram catalogadas as patologias das vigas principais, das lajes de cobertura, das vigas principais da arquibancada, das vigas-parede, das vigas de composição da fachada e dos pilares externos. No caso das lajes da cobertura, apenas a face inferior foi verificada, dado que a parte superior é impermeabilizada e recoberta com manta asfáltica. Nos pilares externos, nas vigas-parede (face externa) e nas vigas de composição da fachada, a inspeção foi executada com auxílio de binóculo, quando se tratava das partes mais elevadas.

Com base nas informações obtidas nesse levantamento foi possível detectar os pontos principais de ocorrência sistêmica de patologias, com reconhecimento de reincidências em vários setores.

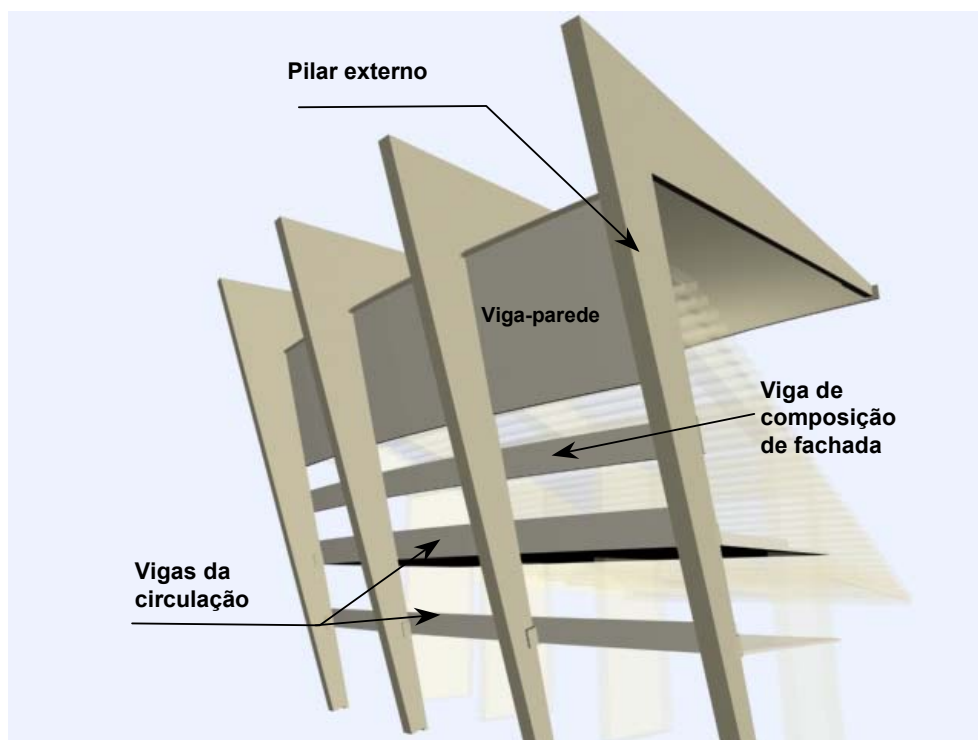


FIGURA 3.1 - Croquis da estrutura mostrando pilares externos, as vigas-parede, vigas de composição da fachada e vigas da circulação



FIGURA 3.2 - Foto atual da fachada do Mineirão

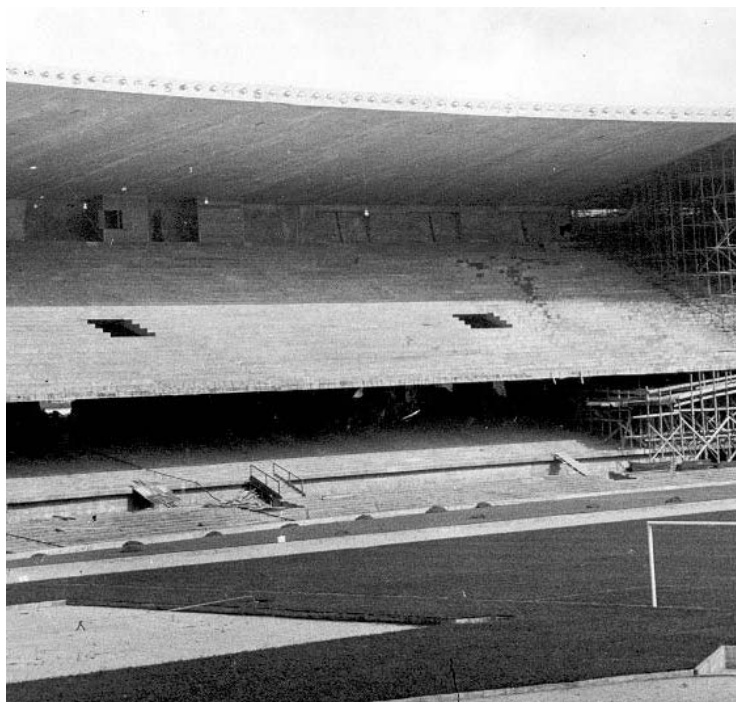


FIGURA 3.3 - Vista interna do Mineirão, mostrando a laje da cobertura, os degraus da arquibancada e, na parte de baixo, a Geral

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.

O acesso às vigas da arquibancada e à face interna da viga-parede só é possível por meio de alçapões localizados no último patamar da arquibancada. Cada setor tem apenas um alçapão que dá acesso ao caixão perdido, limitado pelo tramo biapoiado da viga da arquibancada e a viga-parede. Cada setor é constituído de três ou quatro caixões perdidos, ligados por meio de pequenas aberturas deixadas nas vigas da arquibancada, como mostrado na FIG. 3.4.

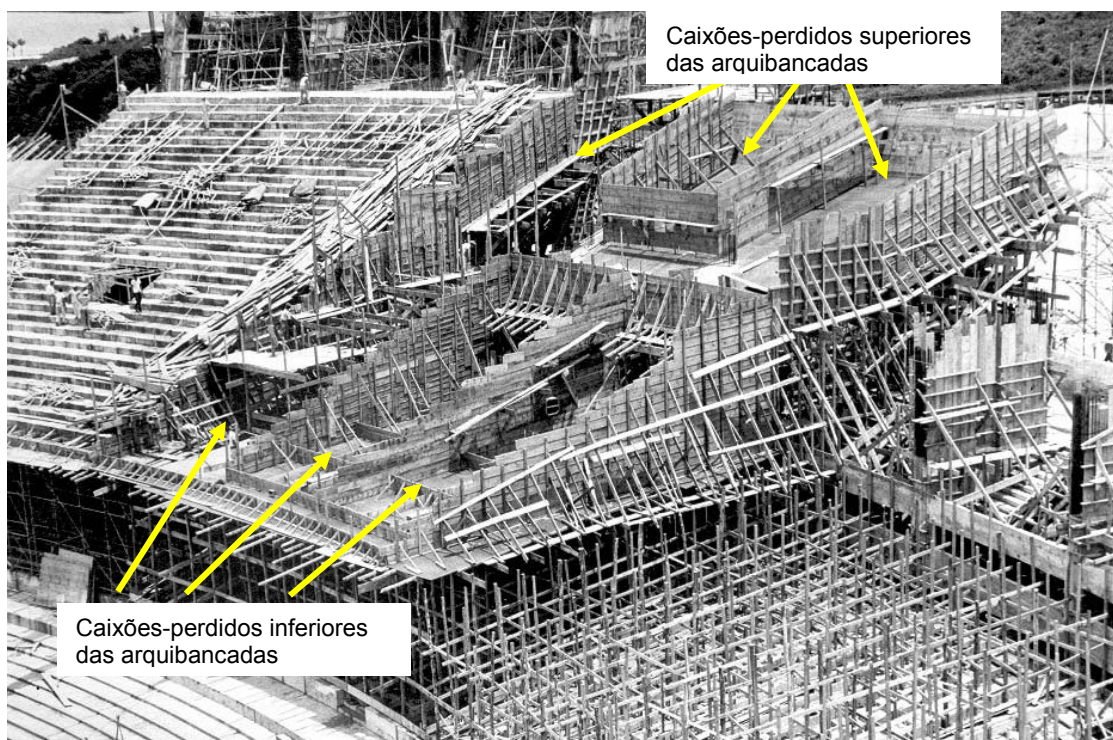


FIGURA 3.4 - Foto da época da construção, na qual estão registrados os espaços vazios entre as vigas da arquibancada, denominados de caixões-perdidos

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.

Foram feitas as inspeções nas vigas da arquibancada dos setores 19 ao 28 (10 setores), sendo que estes foram escolhidos aleatoriamente. Esses setores apresentaram patologias muito semelhantes e repetitivas; sendo assim, definiu-se que os mesmos eram representativos dos demais. Não foi possível fazer a inspeção em nenhum tramo interno — em balanço — das vigas da arquibancada, pois o acesso ao caixão perdido inferior é feito através das aberturas das luminárias no teto do setor da Geral, que é muito precário. Além disso, os caixões-perdidos inferiores dessas vigas são locais sem iluminação e com muita insalubridade.

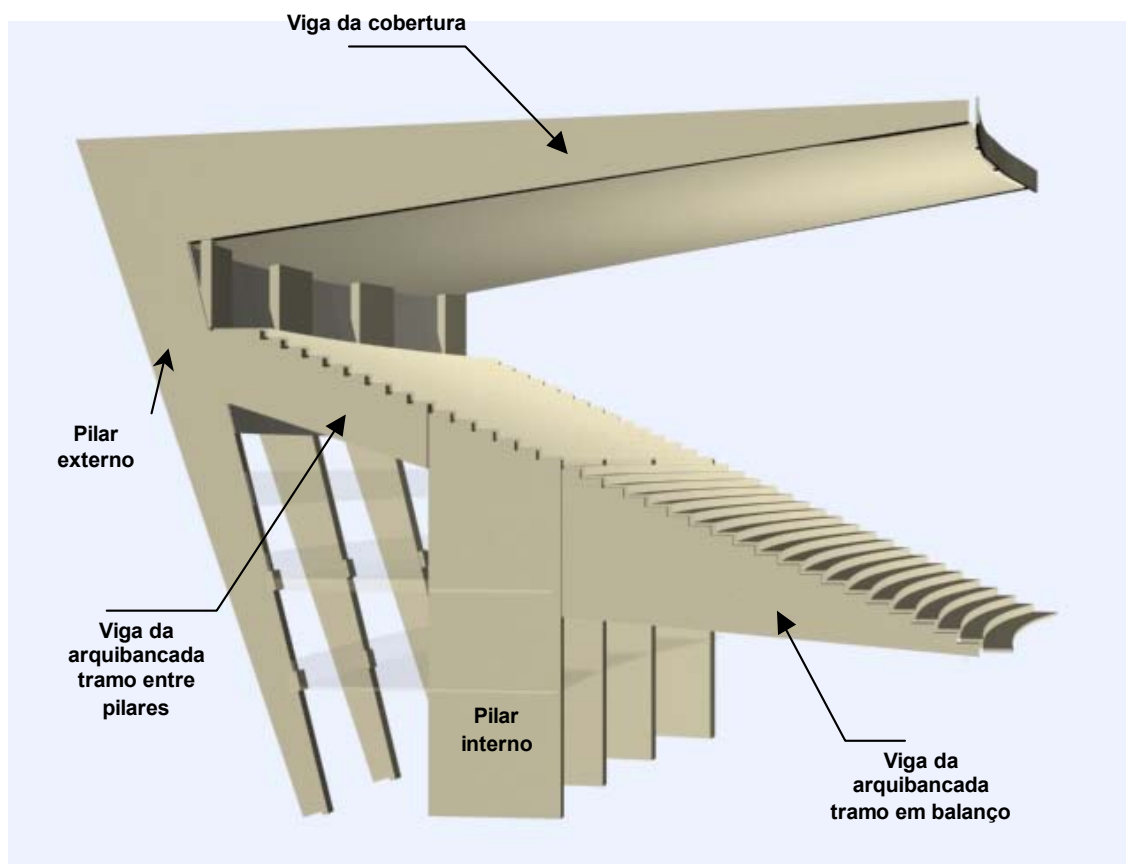


FIGURA 3.5 - Croquis com a localização da viga e lajes da arquibancada, pilares externo e interno

No caso dos pilares internos, apenas na região da parte superior, em concreto aparente e onde existe a ligação com a viga da arquibancada, foi possível fazer a verificação das anomalias.

Foram vistoriados os elementos estruturais listados na TAB. 3.1

TABELA 3.1 – Listagem dos elementos estruturais analisados, porcentagem em relação à área total e condições ambientais (micro-clima)

Elemento estrutural	Número de elementos vistoriados	Porcentagem em relação ao total de elementos existentes	Condições ambientais em torno do elemento (micro-clima)
Vigas de cobertura	88	100 %	Ambiente externo, incidência direta de raios solares, há variação acentuada de temperatura e umidade devido à chuva e águas residuais da lavagem das circulações externas. Nas partes inferiores dos pilares, nas faces internas das vigas das circulações, inferior e superior, ainda existe a possibilidade da atuação de ácido úrico dos torcedores.
Pilares externos	88	100 %	
Vigas-parede	88	100 %	
Vigas de composição de fachada	88	100 %	
Vigas das circulações	88	100%	
Lajes de cobertura	88	100 %	Ambiente externo, protegido por um sistema de impermeabilização na face superior (manta asfáltica). Está exposto, em parte, à incidência direta da variação da umidade (umidade ambiental) e de temperatura.
Vigas da arquibancada	32	35,7%	Ambiente interno e protegido da umidade e sem variação acentuada de temperatura.
TOTAL DE ELEMENTOS VISTORIADOS	560		

3.2.2 Metodologia e critérios para levantamento dos dados em campo

Como mencionado, a coleta de dados das anomalias restringiu-se às estruturas de concreto armado aparente.

O levantamento das anomalias constituiu-se de vistoria das faces aparentes dos elementos estruturais e de anotações destas em croquis próprios. Nesses croquis foram desenhadas as patologias representadas por símbolos pré-definidos que caracterizam o tipo da patologia, a extensão de atuação, a intensidade e observações peculiares a cada elemento estrutural vistoriado. Os dados coletados foram criteriosamente analisados, com base nas anotações dos defeitos que implicassem durabilidade das estruturas de concreto armado.

As observações foram feitas a olho nu, próximas ao elemento analisado ou, para o caso de estruturas onde a aproximação delas era difícil, como a face inferior da laje da cobertura, a maior parte da inspeção foi feita com auxílio de binóculo. As medidas foram feitas com trena, metro ou paquímetro. Para a leitura de abertura das fissuras foi utilizada lupa graduada, também conhecida como fissurômetro.

Foram pesquisados os seguintes problemas:

- fissuras devidas:
 - à movimentação das formas;
 - ao assentamento plástico;
 - à retração hidráulica;
 - à movimentação térmica;
 - aos esforços de flexão;
 - aos esforços de cisalhamento;
 - à corrosão das armações;
- ausência de cobrimento das armações;
- corrosão das armações;
- manchas marrons no concreto causadas pela corrosão das armações;
- manchas esbranquiçadas no concreto provocadas pelo acúmulo, na superfície do elemento estrutural, de cal livre, hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 ou de carbonato de cálcio dissolvidos em água de chuva ou na condensação da elevada umidade do ar;
- deslocamento do concreto do cobrimento das armações;
- falhas de concretagem, gerando ninhos de agregados graúdos.

Foram também coletadas, em diversos pontos aleatórios, as espessuras das camadas de concreto carbonatado.

A medida da espessura da carbonatação foi feita quebrando-se uma pequena região do elemento estrutural analisado, com auxílio de ponteira e martetele, e aplicando-se solução de 1g de fenolftaleína dissolvida em 50g de álcool e 50g de água.

Além dos dados relativos às patologias das estruturas de concreto armado, foram retiradas amostras do concreto para se determinar a resistência à compressão.

Foram também medidos os níveis atuais das extremidades dos balanços da cobertura, através de teodolitos, para se verificar a evolução da flecha ao longo do tempo.

A espessura de carbonatação, os espaçamentos e as aberturas das fissuras devidas a esforços solicitantes, e as flechas nas extremidades das vigas da arquibancada e da cobertura foram analisados em capítulos específicos.

3.2.3 Resumo dos dados coletados

O resumo dos dados foi feito para cada tipo de elemento (pilares externos, vigas-parede, lajes da cobertura, etc). O objetivo foi o de se verificar, dentro do universo de cada elemento, qual manifestação patológica que ocorreu com maior frequência, e tentar justificar a ocorrência de tais incidências através de características singulares de cada elemento ou setor, como, por exemplo, o tipo de brita utilizada, localização em relação aos pontos cardeais, intensidade de solicitação dinâmica das torcidas, dado que existem determinadas regiões definidas para as torcidas organizadas, bem como através de anotações da época da construção. Por fim, foi feito um resumo associando o tipo de manifestação mais comum apresentada para cada grupo, justificando-a frente às condições ambientais do micro-clima.

Para cada grupo de elemento estrutural (pilares externos, vigas da arquibancada, vigas da cobertura, etc) foram registradas as patologias pertencentes a ele, sem a preocupação de que uma dada patologia seria ou não comum a outro grupo de elementos. Por exemplo, no caso de ocorrência de fissura a 45° na interseção da viga da cobertura com o pilar externo, esta patologia é registrada como fissura no pilar e não como patologia da viga, ou vice-versa.

Em cada elemento estrutural foi contabilizado apenas uma vez cada tipo de patologia, reconhecida como a mais típica do elemento. Em se tratando de patologias que tenham a classificação por graus de incidência, como a lixiviação de hidróxido de cálcio, estas foram classificadas como:

- incidência que se apresentava em maior quantidade de vezes;
- ou de acordo com o grau de manifestação que destoa em relação aos outros elementos estruturais da mesma categoria. Se um determinado setor apresentar uma quantidade maior de incidência “ α ” com um determinado grau de infestação ou manifestação, comparando-o com os demais elementos pares, mesmo que essa manifestação não seja típica para este elemento, tal setor será contabilizado como tendo incidência “ α ”. Por exemplo: nas lajes da cobertura são observadas incidências de média e forte lixiviação de hidróxido de cálcio. Diante disto, em uma determinada laje pode existir um número significativo de infestação de forte lixiviação, se comparada com as demais lajes, apesar de o grau de média lixiviação ser o típico para este elemento. Nesta situação é contabilizado como forte lixiviação de hidróxido de cálcio para a laje em questão.

Por simplificação, serão denominadas simplesmente como lixiviação de hidróxido de cálcio as manchas esbranquiçadas no concreto, provocadas pelo acúmulo de cal livre, hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 ou de carbonato de cálcio dissolvidos em água.

Para as fissuras, a ocorrência de uma determinada incidência não invalida as outras. Por exemplo, as vigas-parede apresentaram três ocorrências de fissuras: fissuras de flexão posicionadas na posição central junto à parte inferior do elemento; fissuras com inclinação próxima de 45° junto aos apoios; e fissuras de retração hidráulica. No caso de uma viga-parede apresentar todas essas manifestações (fissuras centrais, fissuras a 45° e fissuras de retração), foram contabilizadas para este elemento as três ocorrências de fissuras.

3.2.3.1 Patologias nos pilares externos

As TAB. 3.2 e 3.3 contêm o resumo dos quantitativos das patologias verificadas nos pilares externos, o resumo dos quantitativos de cada elemento analisados por setor e as observações pertinentes aos pilares de cada setor. Na FIG. 3.6 são representadas as fissuras típicas dos pilares externos.

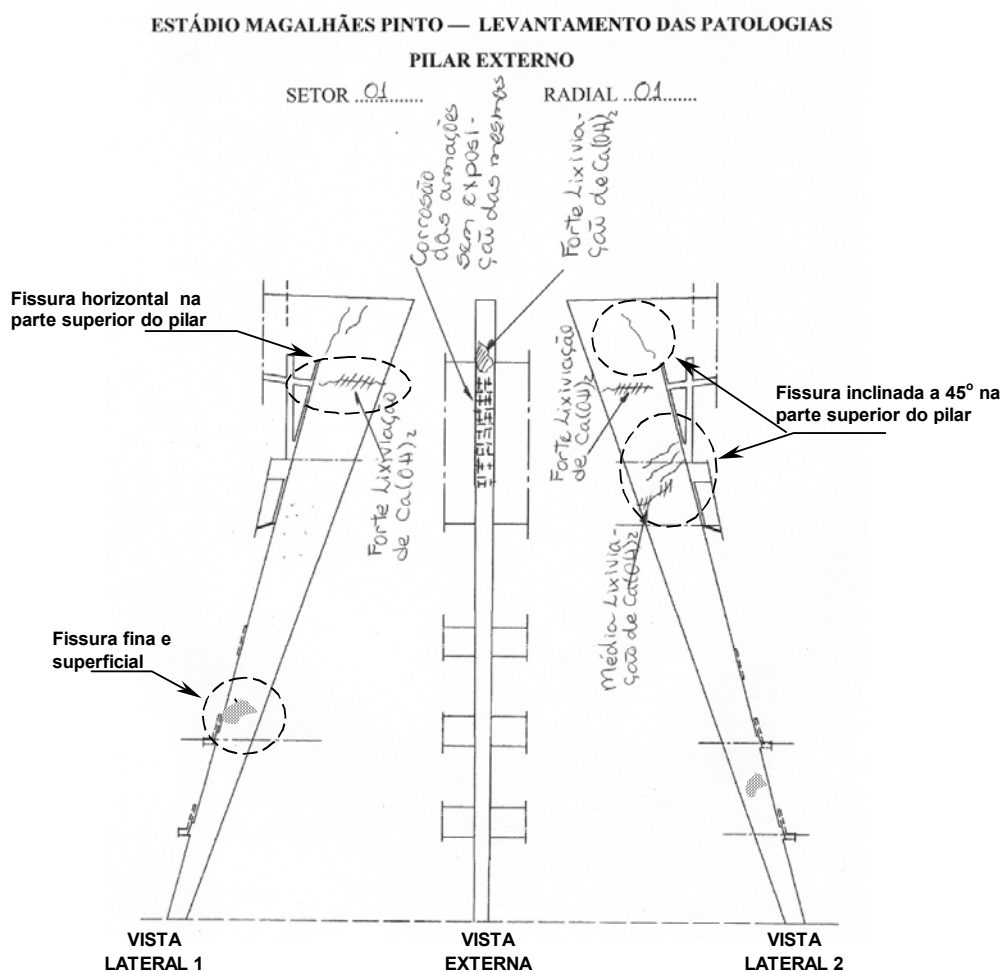


FIGURA 3.6 - Levantamento típico das patologias nos pilares externos do Mineirão.

Croquis original do levantamento das patologias

TABELA 3.2 – Resumo das patologias encontradas nos pilares externos

PILARES EXTERNOS (88 unidades)				
Item	Descrição das patologias		Quantidade de pilares	Porcentagem
1	Fissura	Inclinada a 45° na parte superior dos pilares	54	61,4%
		Horizontal na parte superior dos pilares	14	15,9%
		Causadas por corrosão das armações	6	6,8%
		Fina e superficial devido à retração hidráulica ou assentamento plástico	41	46,6%
2	Lixiviação do hidróxido de cálcio	Fraca ou inexistente	13	14,8%
		Média intensidade	68	77,3%
		Forte intensidade	7	7,9%
		Média ou forte intensidade com contaminação de ferrugem	49	55,6%
3	Manchas pretas no concreto causadas pela ação de microorganismos		77	87,5%
4	Falhas de concretagem	Gerando pequenos vazios	87	98,9%
		Gerando ninhos de agregados graúdos	46	52,3%
5	Ausência de cobrimento	Nos estribos	51	57,9%
		Nas armações principais	32	36,0%
6	Corrosão das armações	Armação de estribo com exposição do mesmo	51	57,9%
		Armação principal com exposição da mesma	32	36,0%
		Dos estribos ou armação principais, sem exposição dos mesmos, apenas manchando o concreto de ferrugem (como se fosse raio X da armação)	28	31,8%

TABELA 3.3 – Resumo das patologias encontradas nos pilares externos, por setor

PILARES EXTERNOS POR SETOR (28 setores)				
Item	Descrição das patologias		Quantidade de setores	Porcentagem
1	Setores com elevado índice de patologia		9	32,1%
2	Fissura	Inclinada a 45° na parte superior dos pilares	28	100,0%
		Horizontal na parte superior dos pilares	8	28,6%
		Causada por corrosão das armações	4	14,3%
		Fina e superficial devido à retração hidráulica ou assentamento plástico	25	89,3%
3	Lixiviação do hidróxido de cálcio	Média intensidade	23	82,1%
		Forte intensidade	5	17,9%
		Média ou forte intensidade com contaminação de ferrugem	18	64,3%
4	Manchas pretas no concreto causadas pela ação de microorganismos		28	100,0%
5	Falhas de concretagem	Gerando pequenos vazios	28	100,0%
		Gerando ninhos de agregados graúdos	16	57,1%
6	Corrosão das armações	Armação dos estribos	19	67,9%
		Armações principais	13	46,4%
		Estribos ou armações principais, sem exposição dos mesmos, apenas manchando o concreto de ferrugem (como se fosse raio X da armação)	13	46,4%

3.2.3.2 Patologias nas vigas-parede

As TAB. 3.4 e 3.5 contêm o resumo dos quantitativos das patologias verificadas nas vigas-parede e o resumo dos quantitativos deste elemento analisados por setor. A TAB. 3.6 contém dados relativos à abertura máxima das fissuras, inclinadas a 45° ou verticais, verificadas nas vigas-parede. As aberturas das fissuras foram medidas na face interna das vigas-parede com auxílio de fissurômetro ou de lupa graduada. Na FIG. 3.7 são representadas as fissuras típicas.

ESTÁDIO MAGALHÃES PINTO — LEVANTAMENTO DAS PATOLOGIAS

VIGA-PAREDE — VIGA DE COMPOSIÇÃO DE FACHADA

VIGA DA CIRCULAÇÃO

SETOR 01.....

RADIAIS 87-88-01-02

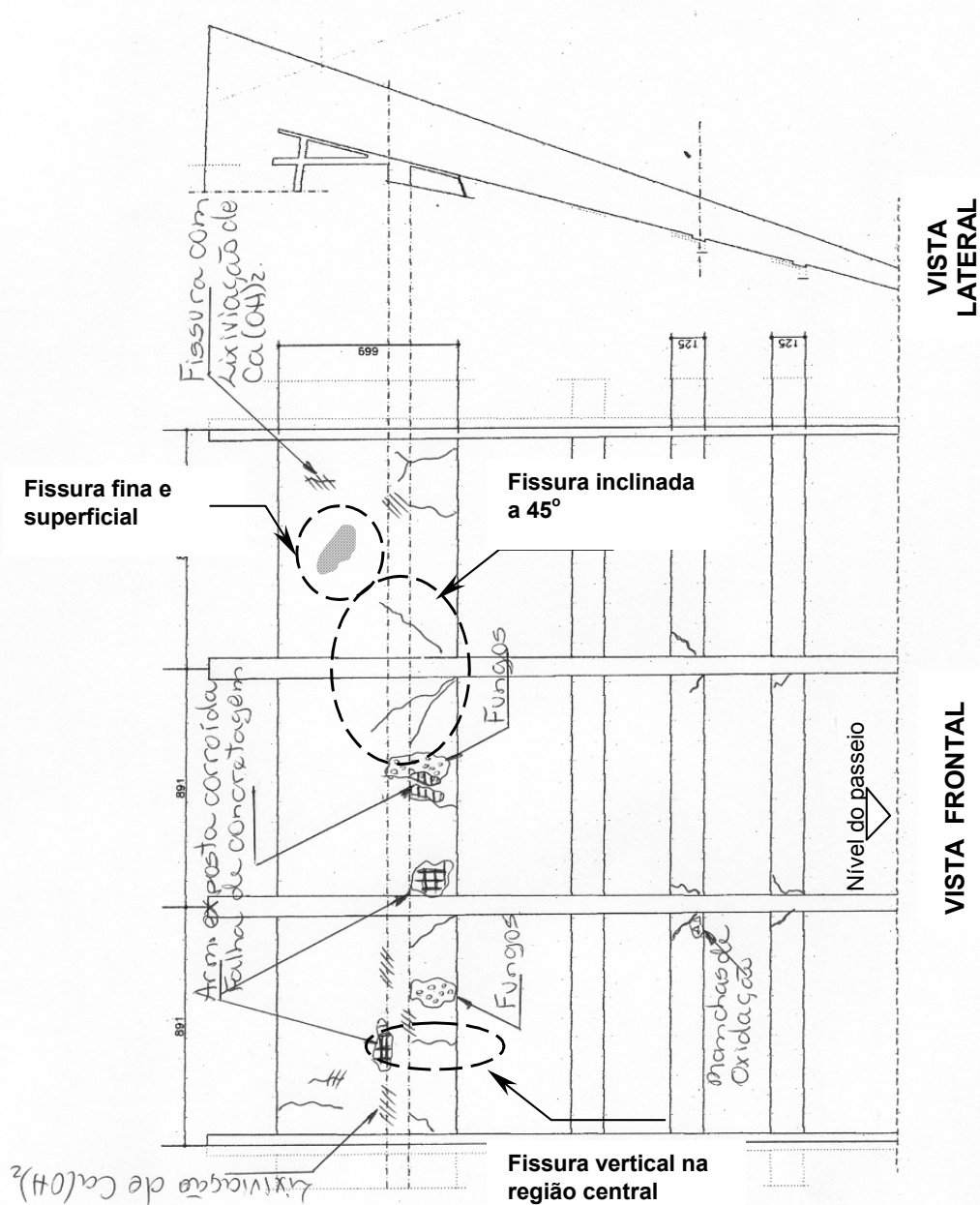


FIGURA 3.7 – Esquema típico das patologias mais comuns nas vigas-parede do Mineirão. Croquis original do levantamento das patologias

TABELA 3.4 – Resumo das patologias encontradas nas vigas-parede

VIGAS PAREDES (88 unidades)				
Item	Descrição das patologias		Quantidade de vigas-parede	Porcentagem
1	Fissura	Inclinada a 45° na região próxima aos pilares	84	95,5%
		Vertical na região central	44	50,0%
		Fina e superficial devido à retração hidráulica ou assentamento plástico	3	3,4%
2	Lixiviação do hidróxido de cálcio	Fraca ou inexistente	7	8,0%
		Média intensidade	60	68,2%
		Média ou forte intensidade com contaminação de ferrugem	21	23,9%
3	Manchas pretas no concreto causadas pela ação de microorganismos		70	79,5%
4	Falhas de concretagem	Gerando pequenos ou médios vazios	46	52,3%
		Na face interna, gerando pequenos ou médios vazios com exposição dos estribos, mas sem apresentar oxidação significativa	8	9,1%
		Na face interna, gerando pequenos ou médios vazios com exposição das armações principais, mas sem apresentar oxidação significativa	11	12,5%
5	Corrosão das armações	De estribos com exposição dos mesmos	17	19,3%
		Principais com exposição das mesmas	8	9,1%

TABELA 3.5 – Resumo das patologias encontradas nas vigas-parede, por setor

VIGAS-PAREDE POR SETOR (28 setores)				
Item	Descrição das patologias		Quantidade de setores	Porcentagem
1	Setores com elevado índice de patologia		16	57,1%
2	Setores com mediano índice de patologia		12	42,9%
3	Fissura	Inclinada a 45° na região próxima aos pilares	28	100,0%
		Vertical na região central	22	91,7%
4	Lixiviação de hidróxido de cálcio com média a forte intensidade		28	100,0%
5	Manchas pretas no concreto causadas pela ação de microorganismos		28	100,0%
6	Falhas de concretagem gerando pequenos vazios		19	67,9%
7	Corrosão nas armações	De estribo	13	46,4%
		Principais	8	28,6%
		Dos estribos ou armações principais, sem exposição dos mesmos, apenas manchando o concreto de ferrugem (como se fosse raio-X da armação) ou com lixiviação do hidróxido de cálcio contaminada com ferrugem	19	67,9%

TABELA 3.6 – Leitura das aberturas das fissuras inclinadas a 45°, verificadas na parte interna das paredes (31 pontos de medidas)

Abertura (mm)	Quantidade de fissuras	Porcentagem
0,1 - 0,2	2	6,5%
0,3 - 0,4	3	9,6%
0,5 - 0,6	12	38,7%
0,7 - maior	14	45,1%
Total	31	100 %
Espessura média de abertura das fissuras → 0,71mm		

3.2.3.3 Patologias nas vigas de composição da fachada



FIGURA 3.8 – Foto com a identificação da viga da composição da fachada

As TAB. 3.7 e 3.8 contêm o resumo dos quantitativos das patologias verificadas nas vigas da fachada e o resumo dos quantitativos destes elementos analisados por setor. Algumas patologias comuns nos demais elementos estruturais não foram observadas, tais como lixiviação de hidróxido de cálcio e manchas pretas no concreto causadas pela ação de microorganismos. Estes elementos estruturais, apesar de estarem expostos à agressividade direta do meio ambiente, apresentam índices de patologias bem baixos.

TABELA 3.7 – Resumo das patologias encontradas nas vigas da fachada

VIGAS DA FACHADA (88 unidades)				
Item	Descrição das patologias		Quantidade de vigas	Porcentagem
1	Fissura	Vertical na região central	2	2,3%
		Fina e superficial devido à retração hidráulica ou assentamento plástico	1	1,1%
2	Falhas de concretagem	Gerando pequenos ou médios vazios	45	51,1%
		Na face interna, gerando pequenos ou médios vazios com exposição dos estribos e costelas, mas sem apresentar oxidação significativa	3	3,4%
3	Corrosão das armações	De estribos com exposição dos mesmos	1	1,1%
		Principais com exposição das mesmas	2	2,3%
		Dos estribos ou armações principais, sem exposição dos mesmos, apenas manchando o concreto de ferrugem (como se fosse raio-X da armação)	1	1,1%

TABELA 3.8 – Resumo das patologias encontradas nas vigas de fachada, por setor

VIGAS DA FACHADA POR SETOR (28 setores)				
Item	Descrição das patologias		Quantidade de setores	Porcentagem
1	Setores com índice elevado de patologias		0	0%
2	Falhas de concretagem gerando pequenos ou médios vazios		17	60,7%
3	Corrosão das armações	De estribos com exposição dos mesmos	1	3,6%
		Principais com exposição das mesmas	2	7,1%
		Dos estribos ou armação principais, sem exposição dos mesmos, apenas manchando o concreto de ferrugem (como se fosse raio-X da armação)	1	3,6%

3.2.3.4 Patologias nas vigas da circulação

O Mineirão é composto de duas circulações externas, dispostas em níveis distintos, que contornam todo o seu perímetro. Uma parte da circulação inferior coincide com o nível do terreno. Essas circulações são constituídas por lajes nervuradas moldadas in-loco — tendo sido utilizado como material inerte o tijolo cerâmico — que se apóiam em vigas internas, totalmente revestidas com reboco ou chapisco, e vigas periféricas em concreto

armado aparente. As vigas externas, aqui chamadas de viga da circulação, foram escolhidas para a análise e catalogação das patologias por serem em concreto armado aparente. As lajes, por terem acabamentos na face inferior em chapisco e na parte superior um cimentado queimado, não foram analisadas. O mesmo ocorreu com as vigas internas. Apesar de os levantamentos terem sido feitos nas vigas dos dois níveis de circulação, foram contabilizadas apenas as vigas da circulação da passarela superior, em número total de 88.



FIGURA 3.9 – Foto com a identificação das vigas das circulações

Os resumos das patologias observadas estão apresentados nas TAB. 3.9 e 3.10. Na FIG. 3.10 são representadas as fissuras típicas catalogadas.

TABELA 3.9 – Resumo das patologias encontradas nas vigas das circulações

VIGAS DA CIRCULAÇÃO (88 unidades)				
Item	Descrição das patologias		Quantidade de vigas	Porcentagem
1	Fissura	Inclinada a 45° na região próxima aos apoios	12	13,6%
		Vertical na região central (retração ou flexão)	6	6,8%
		Fina e superficial devido à retração hidráulica ou assentamento plástico	29	33,0%
2	Lixiviação	De hidróxido de cálcio	4	4,5%
		De hidróxido de cálcio contaminado com ferrugem	1	1,1%
3	Manchas pretas no concreto causadas pela ação de microorganismos		3	3,4%
4	Falhas de concretagem	Gerando pequenos vazios ou ninhos de agregados graúdos	34	38,6%
		Gerando pequenos ou médios vazios com exposição dos estribos, mas sem apresentar oxidação significativa	8	9,1%
5	Corrosão das armações	Dos estribos ou armação principal dos consolos- com ou sem deslocamento do concreto	20	22,7%
		Dos estribos ou armações principais, sem exposição dos mesmos, apenas manchando o concreto de ferrugem (como se fosse raio-X da armação)	5	5,7%

TABELA 3.10 – Resumo das patologias encontradas nas vigas das circulações, por setor

VIGAS DA CIRCULAÇÃO POR SETOR (28 setores)				
Item	Descrição das patologias		Quantidade de setores	Porcentagem
1	Fissura	Inclinada a 45° na região próxima aos apoios ou região central (retração ou flexão)	7	25,0%
		Fina e superficial devido à retração hidráulica ou assentamento plástico	17	60,7%
2	Lixiviação	De hidróxido de cálcio	4	4,5%
		De hidróxido de cálcio contaminado com ferrugem	1	3,6%
3	Manchas pretas no concreto causadas pela ação de microorganismos		3	10,7%
4	Falhas de concretagem	Gerando pequenos vazios ou ninhos de agregados graúdos	15	53,6%
		Gerando pequenos ou médios vazios com exposição dos estribos, mas sem apresentar oxidação significativa	6	21,4%
5	Corrosão das armações	Dos estribos ou armação principal dos consolos- com ou sem deslocamento do concreto	14	50,0%
		Dos estribos ou armações principais, sem exposição dos mesmos, apenas manchando o concreto de ferrugem (como se fosse raio X da armação)	5	17,9%

ESTÁDIO MAGALHÃES PINTO — LEVANTAMENTO DAS PATOLOGIAS

VIGA-PAREDE — VIGA DE COMPOSIÇÃO DE FACHADA

VIGA DA CIRCULAÇÃO

SETOR 01.....

RADIAIS 87-88-01-02

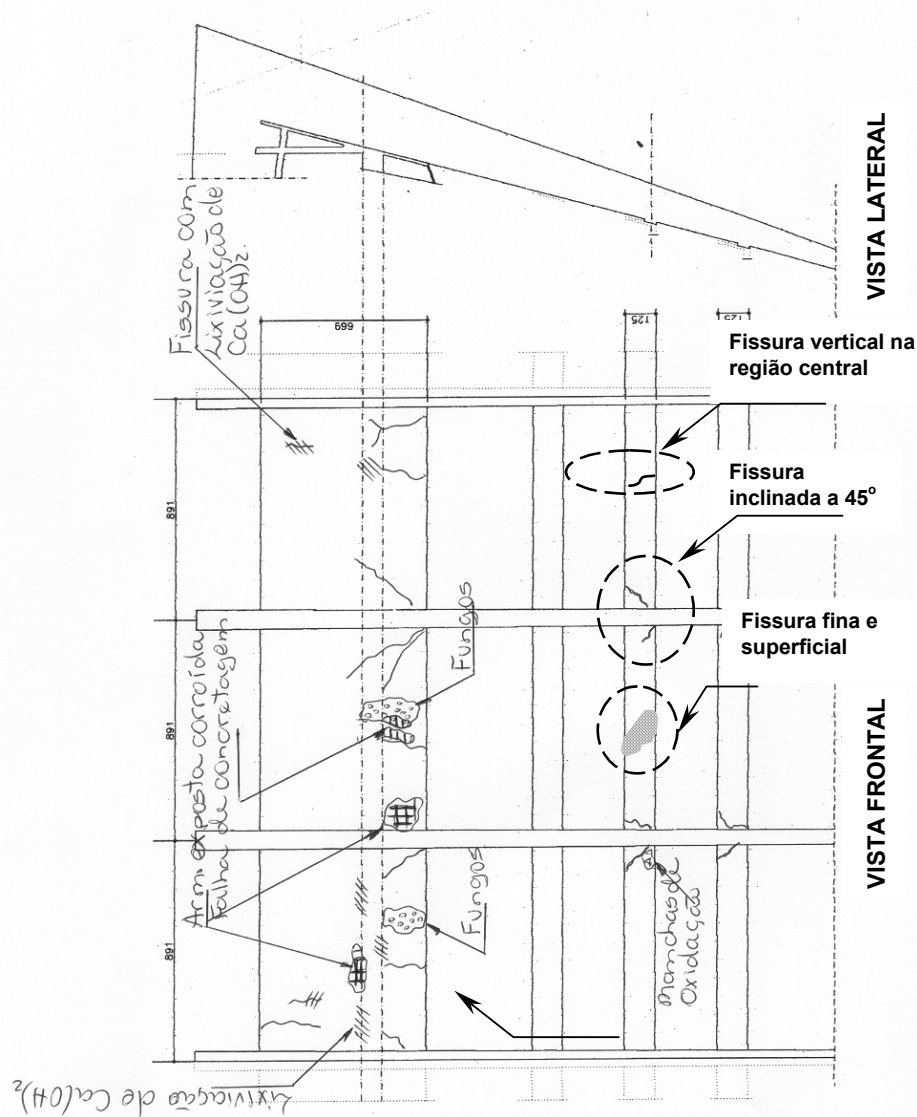


FIGURA 3.10 – Esquema típico das patologias mais comuns nas vigas das circulações externas. Croquis original utilizado no levantamento das patologias para cada setor

3.2.3.5 Patologias nas vigas da cobertura

A incidência direta e constante de raios solares, variações térmicas, águas das chuvas, e ar contaminado com CO_2 e com sulfatos das fumaças dos automóveis fazem das vigas da cobertura do Mineirão os elementos mais expostos aos agentes agressivos. Isso sem contar com as elevadas deformações de trabalho provenientes dos esforços solicitantes, considerados como as principais causas do grande número de fissuras observadas nas laterais e na face superior dessas vigas.

O resumo das patologias observadas está apresentado na TAB. 3.11. Não foi feita a análise das patologias separada por setor, dado que na quase totalidade dos setores há patologias coincidentes. Na FIG. 3.11 são representadas as fissuras típicas catalogadas.

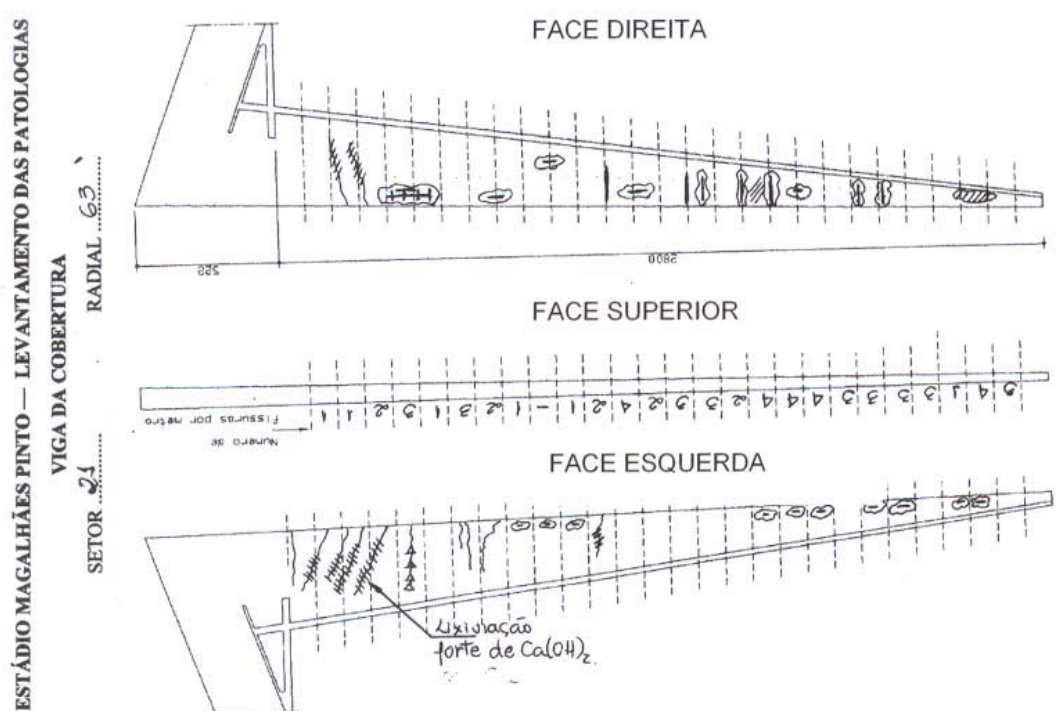


FIGURA 3.11 – Esquema típico das patologias mais comuns nas vigas da cobertura.
Croquis original utilizado no levantamento das patologias

TABELA 3.11 – Resumo das patologias encontradas nas vigas da cobertura

VIGAS DA COBERTURA (88 unidades)				
Item	Descrição das patologias		Quantidade de vigas	Porcentagem
1	Fissura	Inclinada a 45° na região próxima ao apoio	88	100,0 %
		Vertical de flexão	88	100,0 %
		Vertical ou ligeiramente inclinada no nó do pórtico	74	84 %
		Fina e superficial devido à retração hidráulica	16	18,2 %
		Fina e superficial devido ao assentamento plástico	5	5,7 %
2	Lixiviação do hidróxido de cálcio	De hidróxido de cálcio	84	95,0 %
		Manchas brancas devido a lixiviação acentuada do hidróxido de cálcio, com formação de acúmulo localizado de Ca(OH)_2	12	13,6%
		Manchas amareladas devido a lixiviação do hidróxido de cálcio contaminada com ferrugem	48	54,5%
3	Manchas pretas no concreto causadas pela ação de microorganismos		88	100,0%
4	Manchas marrons no concreto causadas pela corrosão das armações. Sem exposição da armação		12	13,6%
5	Falha de concretagem	Gerando pequenos vazios ou ninhos de agregados graúdos	88	100,0%
		Ausência de cobrimento de armação sem apresentar oxidação significativa (*)	85	96,6%
		Ausência de cobrimento na armação principal de flexão, apesar de não apresentar oxidação significativa (*)	28	31,8%
6	Corrosão das armações	Corrosão acentuada das armações dos estribos ou da armação de distribuição com deslocamento do concreto	46	52,3%
		Corrosão acentuada nas armações principais com deslocamento do concreto	9	10,2%
(*) Entende-se por corrosão significativa quando as barras de aço perdem pela corrosão mais de 10% da seção transversal				

3.2.3.6 Patologias das lajes da cobertura

O levantamento das incidências das patologias das lajes da cobertura do Mineirão foi feito apenas na sua face inferior, dado que a face superior, como relatado, encontra-se impregnada com material impermeabilizante do tipo manta asfáltica. A verificação das patologias foi feita com auxílio de binóculo, por se tratar de uma estrutura localizada a grande altura na qual não é possível fazer uma aproximação física.

Em elementos estruturais de grande extensão, algumas prováveis patologias podem ocorrer, tais como a retração hidráulica, fissuras devido ao assentamento plástico e dessecação superficial. Nenhuma dessas patologias foi detectada nas lajes da cobertura.

Existem em todas as lajes patologias típicas que têm como origem a percolação de umidade da face superior para a face inferior da mesma. Estas estão relacionadas com a ineficiência da impermeabilização.

Como as patologias nessas lajes são bastante típicas, optou-se por verificar o grau de incidência em cada setor, quantificando-a segundo a extensão das áreas afetadas para assim poder compará-las quanto à conservação e desempenho da cobertura.

As manchas devidas à lixiviação de hidróxido de cálcio estão localizadas principalmente no alinhamento da redução da espessura da laje da cobertura e nos pontos de iluminação.

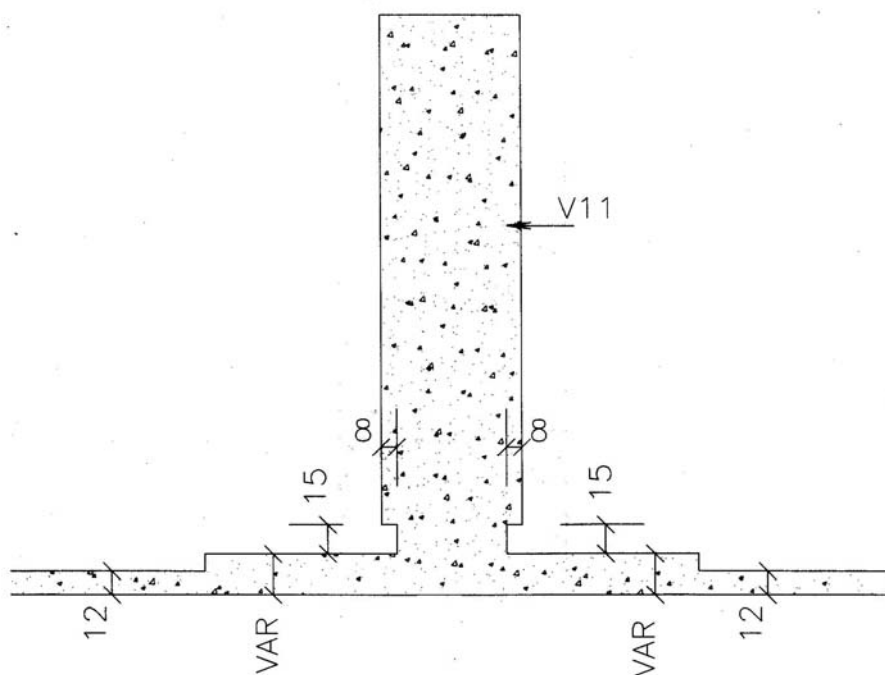


FIGURA 3.12 – Fac-símile do projeto original da estrutura da cobertura do Mineirão, mostrando a demarcação das espessuras diferenciadas da laje

Fonte: Serviço de Engenharia Emílio Baumgart (SEEBLA), 1963.

Na TAB 3.12 são apresentadas as patologias de cada setor, indicando o grau de manifestação por metro quadrado, sendo: lixiviação de hidróxido de cálcio e manchas no concreto, indicando oxidação das armações. Outras patologias são quantificadas pelo número de ocorrências.

TABELA 3.12 – Resumo das patologias encontradas nas lajes da cobertura

SETOR	Lixiviação de Ca(OH) ₂ (% da área total da laje)	Manchas de oxidação (% da área total da laje)	Fissuras	Exposição de armação c/ corrosão	Falhas de concretagem
1	16	-----	-----	3	-----
2	16	12	-----	3	1
3	17	18	1	2	-----
4	11	-----	2	1	-----
5	10	-----	-----	-----	-----
6	9	11	-----	-----	-----
7	23	33	-----	1	-----
8	30	100	1	-----	-----
9	10	-----	6	-----	-----
10	16	-----	-----	1	-----
11	21	-----	2	4	4
12	18	-----	-----	4	-----
13	18	100	-----	2	-----
14	23	100	-----	2	-----
15	41	-----	-----	-----	-----
16	6	52	-----	3	2
17	14	74	-----	2	-----
18	9	19	-----	3	-----
19	7	10	-----	2	-----
20	14	35	1		-----
21	14	-----	-----	8	4
22	28	100	2	3	3
23	12	-----	-----	-----	-----
24	12	15	1	1	-----
25	14	24	-----	1	1
26	16	100	-----	4	1
27	11	71	2	-----	-----
28	18	12	2	1	1

3.2.3.7 Patologias nas vigas da arquibancada

As vigas da arquibancada apresentam índice de deterioração menor do que as vigas da cobertura por estarem protegidas do meio ambiente externo, isto é, não estarem expostas às incidências diretas e constantes das intempéries (raios solares, águas das chuvas, variação térmica diária, ar contaminado com CO₂ e com sulfatos). Ambas as vigas, da

cobertura e da arquibancada — no trecho entre os pilares centrais e externos —, estão submetidas a grandes deformações e tensões de tração, o que justifica a presença marcante de fissuras, principalmente na região próxima ao pilar externo.

O resumo das patologias observadas nessas vigas está apresentada na TAB. 3.13. Na FIG. 3.13 são representadas as fissuras típicas catalogadas.

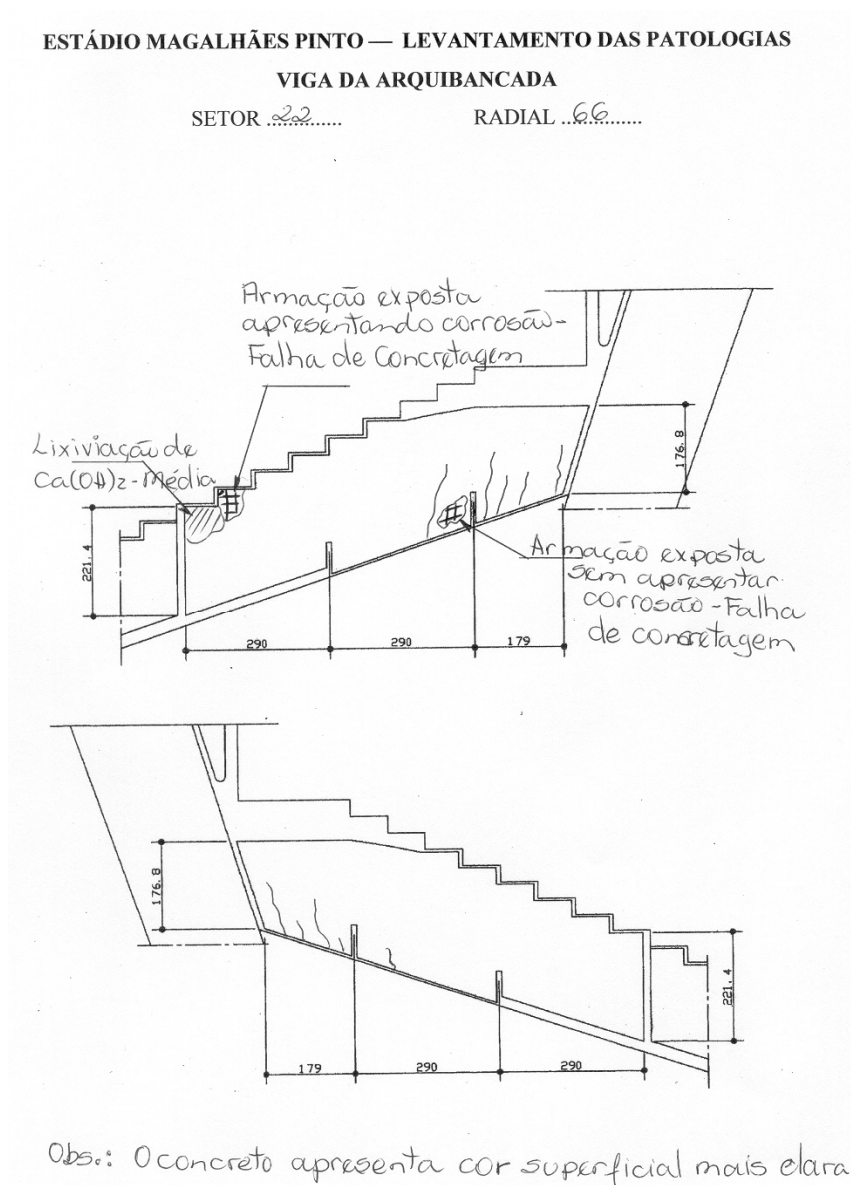


FIGURA 3.13 – Esquema típico das patologias mais comuns nas vigas da arquibancada.

Croquis original utilizado no levantamento das patologias

TABELA 3.13 – Resumo das patologias encontradas nas vigas da arquibancada

VIGAS DA ARQUIBANCADA (32 unidades)			
Item	Descrição das patologias	Nº de elementos	Porcentagem
1	Fissuras verticais de flexão.	32	100,0%
2	Fissuras finas e superficiais devido à retração hidráulica ou assentamento plástico.	2	6,3%
3	Falhas de concretagem, gerando pequenos vazios ou ninhos de agregados graúdos.	32	100,0%
4	Exposição das armações principais, estribos ou armações complementares, devido à ausência de cobrimento ou falhas de concretagem. As barras de aço não apresentam com processo de corrosão significativo.	30	93,8%
5	Exposição das armações principais, estribos ou armações complementares, devido à ausência do cobrimento ou falhas de concretagem. As barras de aço apresentam processo de corrosão.	1	3,2%
6	Manchas marrons no concreto causadas pela corrosão das armações, sem exposição das barras.	1	3,2%

3.2.4 Análise dos dados coletados

a) Pilares externos

Com os valores apresentados nas TAB. 3.2 e 3.3 foram feitos gráficos de barras como ferramentas de visualização das patologias apresentadas nos pilares externos.

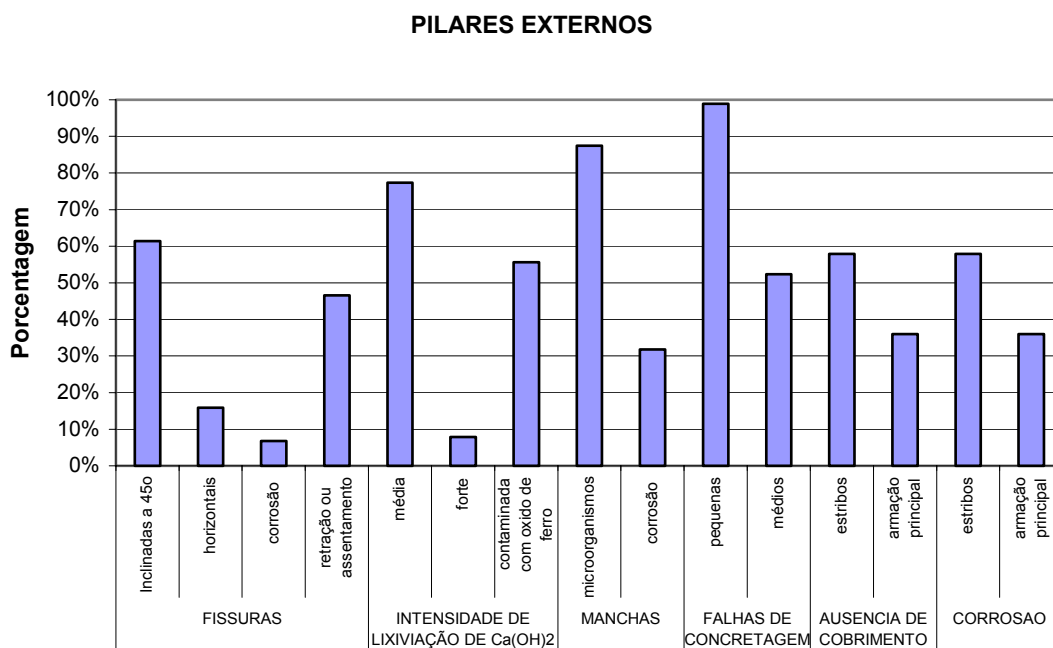


FIGURA 3.14 – Gráficos de barras contendo os percentuais das manifestações patológicas dos pilares externos

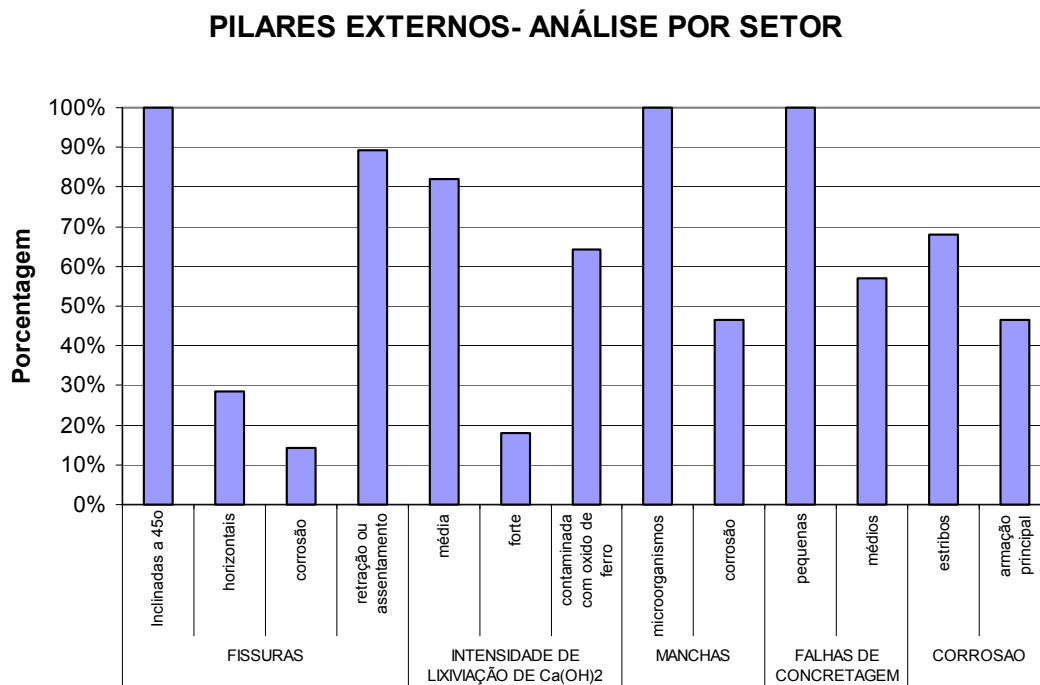


FIGURA 3.15 – Gráfico de barras contendo as manifestações patológicas dos pilares externos, analisados por setor

Analisando-se as FIG. 3.14 e 3.15, observa-se que as patologias podem ser separadas de acordo com as causas de sua origem. Elas podem ser devidas a falhas no processo construtivo, ataque de agentes externos, situações de utilização não prevista no projeto estrutural, ou devidos a programa de manutenção insuficiente. As principais patologias detectadas podem ser classificadas de acordo com a causa, podendo estas ser intrínsecas ou extrínsecas.

As causas intrínsecas são as que tiveram origem na construção, devido a deficiência no lançamento e adensamento do concreto, afetando no grau de porosidade superficial; deficiência localizada do processo de cura; deslocamento da armação durante a concretagem, alterando a espessura do cobrimento que não seguiu o valor especificado no projeto; e deslocamento das formas ou dos escoramentos durante a concretagem.

As causas extrínsecas podem ser devidas ao ataque de anidrido carbonico ao concreto (carbonatação); ataque de agentes ricos em sais; utilização indevida; e ataque superficial de microorganismos.

As origens das manifestações patológicas estão ligadas a:

- Fissuras devidas aos esforços solicitantes

É bastante típica a incidência de fissuras a 45° na região superior dos pilares externos (61,4% dos elementos individuais e 100% dos setores). Essas fissuras têm origem na elevada concentração de tensões geradas dos esforços provenientes para o equilíbrio da cobertura, que se dá na região do pilar externo e na viga da arquibanca. Na análise em elementos finitos feita pelo Departamento de Engenharia de Estruturas da EEUFMG, em 1993 (LIRA et al., 1993), verificou-se que na região do pilar externo entre a viga da cobertura e a viga da arquibancada existe grande concentração de tensões de compressão, que podem chegar a valores de 15,7MPa, e de tensões de tração, com valor aproximadamente de 3,1MPa, como mostrado nas FIG. 3.16 a 3.18. Essas tensões são provenientes das cargas totais das vigas de cobertura em balanço, que representam o

peso próprio das lajes e da própria viga somada ao peso da impermeabilização. As fissuras horizontais localizadas também na parte superior desses pilares têm como origem os mesmos esforços provenientes da solicitação da viga da cobertura.



FIGURA 3.16 – Imagem do pórtico típico com as cromo-tensões de compressão (kg/cm^2) desenhadas para cargas totais

Fonte: LIRA et al, 1993.



FIGURA 3.17 – Ampliação da região superior do pilar externo apresentando as tensões de compressão (kgf/cm²)

Fonte: LIRA et al, 1993.

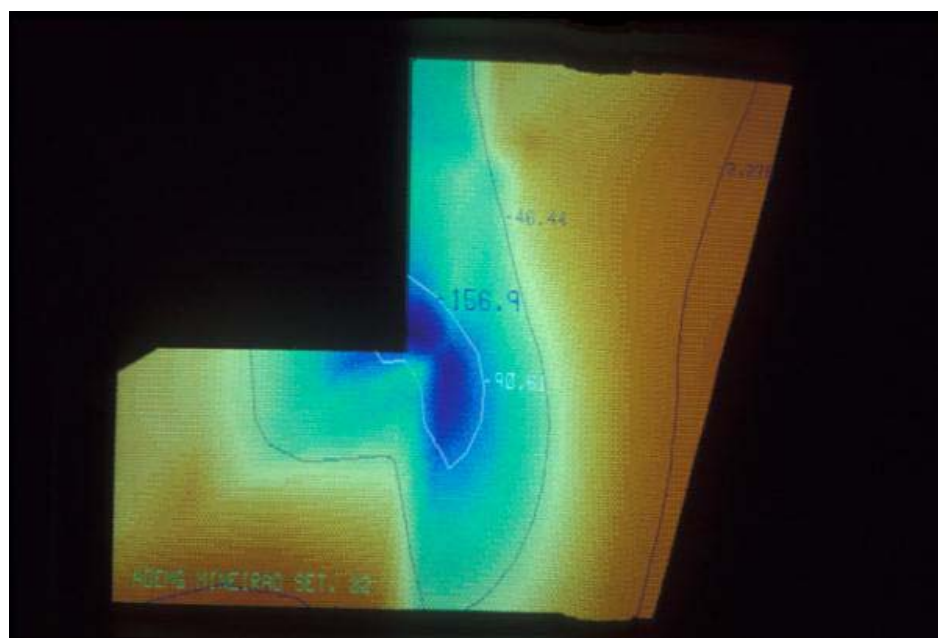


FIGURA 3.18 – Ampliação da região da ligação entre o pilar externo e a viga da arquibancada mostrando as tensões de compressão (kgf/cm²)

Fonte: LIRA et al, 1993.

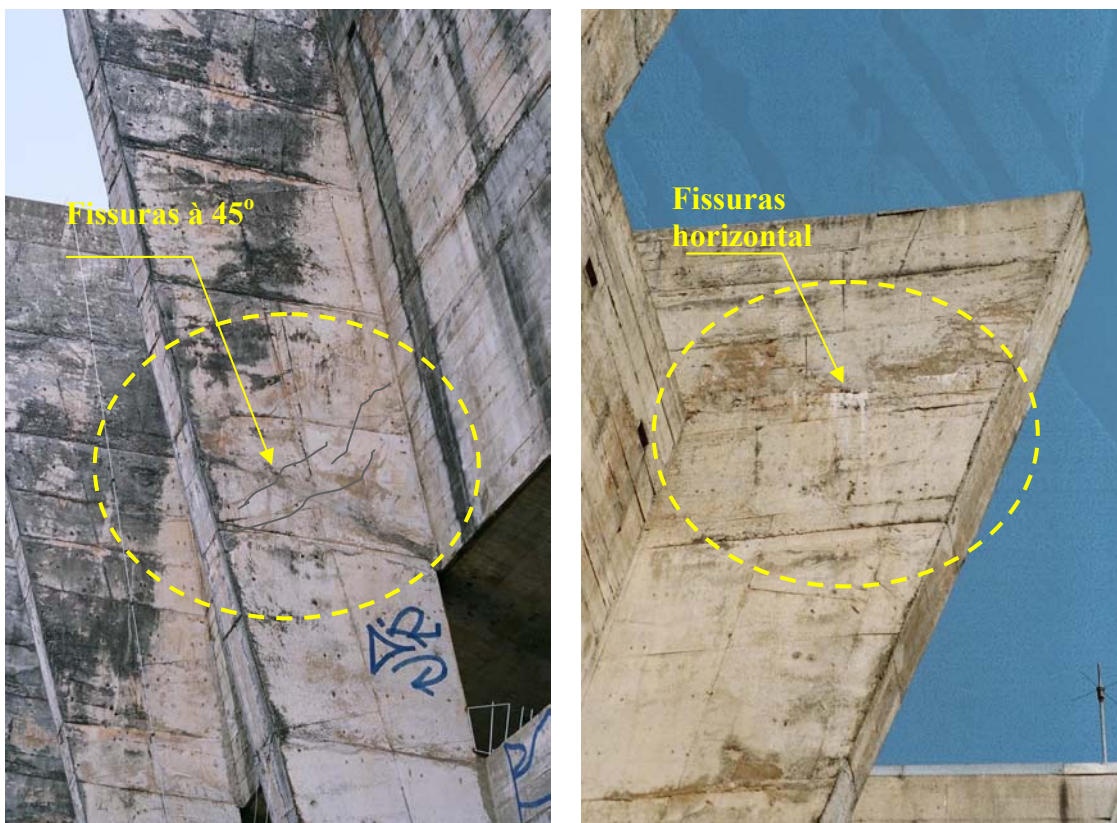


FIGURA 3.19 – Na foto da esquerda é mostrado um exemplo de fissura a 45° no canto superior do pilar. À direita, uma fissura horizontal também na parte superior dos pilares externos (fissura realçada). Ambas as fissuras têm origem na concentração de tensões nesta região

- Fissuras finas e superficiais causadas por retração ou assentamento plástico

A presença de fissuras finas e superficiais causadas pela retração ou por assentamento do concreto na fase plástica (46,6% dos elementos individuais e 89,3% dos setores) tem a ver com o adensamento do concreto ou cura insuficiente, principalmente nas regiões onde há elevada concentração de armação, ou nas regiões de difícil acesso.

- Fissuras devidas à corrosão das armações

A porcentagem desta patologia é relativamente pequena, dando a impressão de que a incidência de corrosão nas armações é também pequena. O fato é que grande parte das armações corroídas já perdeu a capa protetora de concreto, expondo-as ao meio

ambiente, como é registrado na FIG. 3.20, onde tem-se na parte de baixo a fissura e acima, a armação corroída exposta.



FIGURA 3.20 – Fissura causada pela corrosão da armação do pilar

- Falhas de concretagem

O equilíbrio (engaste) da viga de cobertura é proporcionado pela continuidade no pilar externo e pela viga da arquibancada. As armações principais da viga da cobertura “mergulham” no pilar, ancorando-se no tramo entre os pilares da viga da arquibancada. Portanto, existe nesta região uma enorme concentração de armação, como mostrado nas

FIG. 3.21 a 3.23. Visando a facilitar a concretagem nas regiões de elevada concentração de armação, era costume na obra do Mineirão a adoção de concreto com brita 0, além do uso do aditivo Plastment, como relatado na ata de reunião da Comissão Construtora do dia 20/06/1964²⁴. Tudo leva a crer que não foi utilizada tal técnica nessa região, o que poderia justificar as falhas de concretagem observadas.



FIGURA 3.21 – Armação, ainda não concluída, da região da ligação entre o pilar externo e a viga da cobertura

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.

²⁴ Administração dos Estádios de Minas Gerais – ADEMG. Ata de reunião de 20.06.64. Belo Horizonte:ADEMG, 1964.

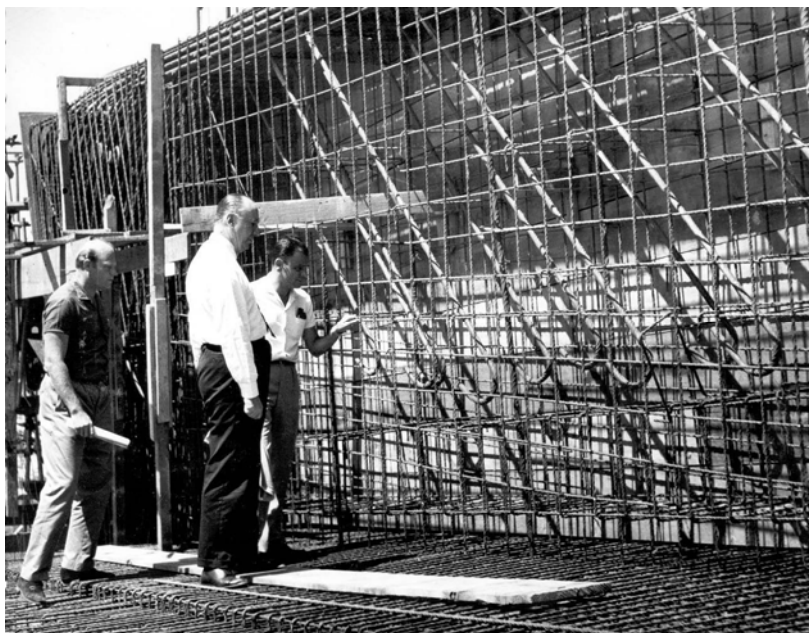


FIGURA 3.22 – Armação da região da ligação entre o pilar externo e a viga da cobertura
Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.



FIGURA 3.23 – Armação da região da ligação entre o pilar externo e a viga da arquibancada
Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.

De modo geral, o número elevado de falhas de concretagem menores (98,9% nos elementos individuais e em 100% dos setores) e de falhas de concretagem maiores (52,3% nos elementos individuais sendo 57,1% dos setores) pode ter como origem não só a elevada concentração de armação, principalmente na região superior dos pilares, mas também as dificuldades de se fazer a forma e o escoramento inclinado. De acordo com relatos de pessoas envolvidas na construção do Mineirão e em documentos técnicos, as concretagens dos pilares eram feitas vertendo-se o concreto diretamente da lata de pedreiro para o pilar, sem a utilização de mangueiras ou funil. Ao adotar esta técnica de concretagem, pode ter ocorrido segregação dos componentes do concreto, aumentando a probabilidade de falhas de concretagem.

Na maioria das falhas de concretagem de médio tamanho ocorreram exposições das armações, seja de estribos (57,9%) ou armação principal (36%). Essas armações expostas encontram-se atualmente em estado de oxidação médio a avançado. A elevada concentração de armações, em muitos casos, provoca o peneiramento do agregado graúdo (ver FIG. 3.24) fazendo com que a região do cobrimento seja constituída apenas por agregado miúdo e pasta de cimento e também levando à ocorrência de pequena espessura deste cobrimento, não promovendo adequadamente o envolvimento das armações com material alcalino, deixando as armações em estado de vulnerabilidade quanto à corrosão.



FIGURA 3.24 – Falha de concretagem, expondo as armações do pilar no nível da viga-parede

- Lixiviação de hidróxido de cálcio

As manchas brancas observadas em algumas regiões das faces dos pilares externos são provocadas pela lixiviação do hidróxido de cálcio. A porcentagem de ocorrência é de 85,2% do total dos pilares. Essa patologia indica que nessas regiões o concreto apresenta-se poroso e que houve infiltração de água das chuvas, conforme foi abordado no item 2.3 desta dissertação. Fazendo-se a análise por setores, tem-se que 100% deles apresentam esta manifestação de forma acentuada ou não. A porosidade superficial permite a entrada de água pura ou ácida da chuva na parte interna da seção de concreto promovendo a dissolução do hidróxido de cálcio e carreando esse elemento químico

para a face do pilar. Ao chegar à superfície, a água evapora-se, cristalizando o hidróxido de cálcio.



FIGURA 3.25 – Lixiviação de hidróxido de cálcio no alinhamento de uma fissura horizontal

Algumas lixiviações de hidróxido de cálcio apresentam-se amareladas. Essas manchas amarelas indicam que as armações internas estão despassivadas e em processo de corrosão (55,6% dos pilares), apesar de não externarem esta patologia.

- Manchas de oxidação

Alguns pilares apresentam manchas de oxidação (ferrugens) nas superfícies de concreto. O percentual corresponde a 31,8% do total dos pilares. De forma semelhante às manchas amareladas de lixiviação de cálcio, essas manchas de oxidação são o registro de que naquela região a armação apresenta-se oxidada, sem contudo colocar à mostra as barras de aço.

- Corrosão das armações

A quase totalidade das corrosões das armações foi causada pelo pequeno cobrimento de concreto em algumas regiões da estrutura, com espessura inferior ao especificado no projeto. A espessura média de carbonatação nos pilares é da ordem de 11,7mm, como apontado no item 3.4, sendo o seu valor máximo medido nas inspeções em torno de 25mm. Desta forma, com a armação desprotegida e na presença de umidade proveniente da água de chuva, cria-se a condição favorável para a instalação da corrosão. Na FIG. 3.26 observa-se que o cobrimento da armação do lado da junta de dilatação é inferior ao especificado no projeto. O mesmo fato é mostrado na FIG. 3.27, com a corrosão dos estribos.



FIGURA 3.26 - Corrosão já instalada em uma armação principal e estribos do pilar

Nas regiões inferiores dos pilares, até a altura de um metro aproximadamente, é comum encontrar armações expostas e bastante oxidadas. Nessas regiões pode-se perceber que

houve a incidência de urina. Como o concreto dos pilares apresenta superfície bastante porosa (98,9%) — pequenas falhas de concretagem —, essa porosidade serviu de porta de entrada para que os sais da urina penetrassem no cobrimento, atingindo as armaduras e oxidando-as.



FIGURA 3.27 – Corrosão nos estribos causada pelo pequeno cobrimento e pela presença de falhas de concretagem de pequeno tamanho



FIGURA 3.28 – Corrosão nas armações de um pilar externo

Na construção do Mineirão foram utilizadas pastilhas de argamassa visando a garantir a espessura do cobrimento das armações. Segundo relato de pessoas envolvidas com a obra, esta técnica não era utilizada com frequência em obra corriqueira naquela época. No caso da obra do Mineirão, em todos os pilares foram utilizadas essas pastilhas, como mostra a FIG.3.29.



FIGURA 3.29 – Foto da época da construção de um dos pilares externos, com algumas pastilhas de cobrimento das armaduras já colocadas

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.

- Patologias diversas
 - Apesar de não ter sido quantificada a incidência patológica em que a causa tenha sido a utilização indevida da estrutura, existe um caso onde ocorre a fixação de um alambrado na armação dos pilares externos, como mostrado na FIG. 3.30;
 - Não foram observados nos pilares externos manifestações patológicas devidas à movimentação térmica ou à movimentação das formas;
 - Não foi observada, nos pilares externos, relação entre o posicionamento dos pontos cardeais de algum setor com o grau de manifestações patológicas.



FIGURA 3.30 – Fixação de alambrado na armação do pilar externo

Observações sobre as manifestações patológicas analisadas por setores:

- todos os setores apresentam algum tipo de manifestação patológica;
- os nove setores (32,1%) que apresentam elevado índice de patologias estão classificados desta forma devido à quantidade de pontos de incidências. Isto não quer dizer que todos os pilares daqueles setores encontram-se encaixados nesta classificação;
- observa-se que os setores 16, 17 e 18 apresentam fissuras inclinadas a 45° em maior quantidade, comparados aos demais. Coincidentemente, estes são os setores nos quais, supostamente, existe uma maior concentração de torcidas organizadas.

b) Vigas-parede

As FIG. 3.31 e 3.32 representam os valores contidos nas TAB. 3.4 e 3.5.

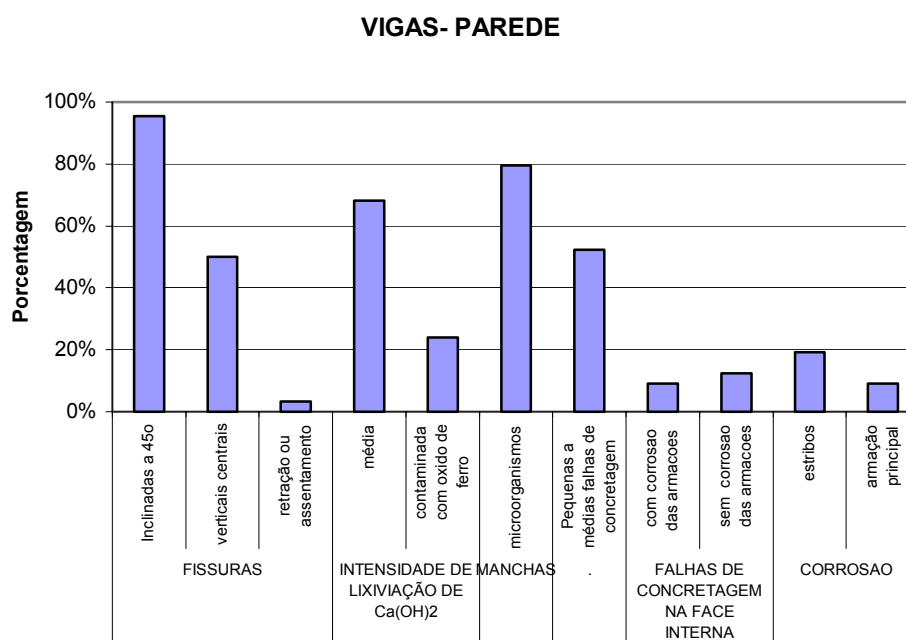


FIGURA 3.31 – Gráfico de barras contendo os percentuais das manifestações patológicas das vigas-parede

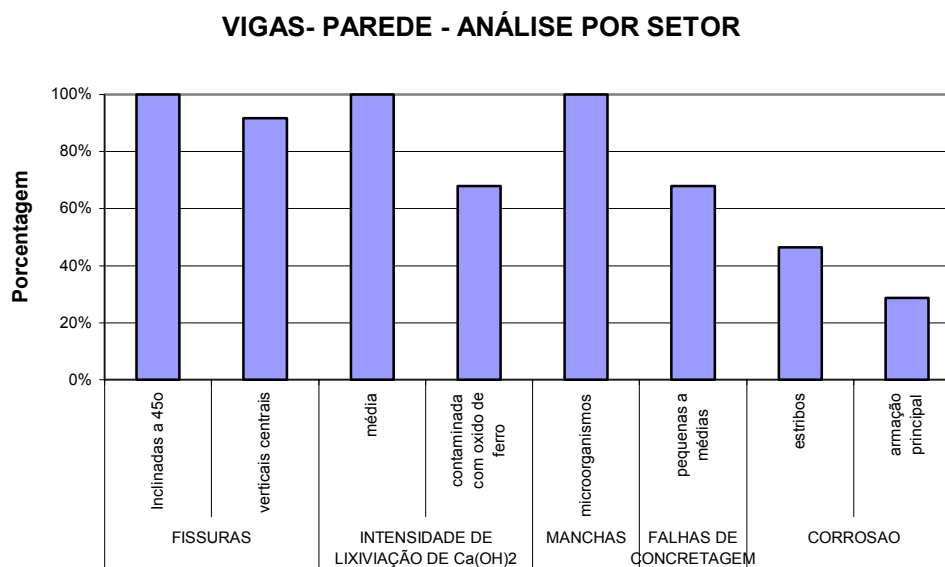


FIGURA 3.32 – Gráfico de barras contendo as manifestações patológicas das vigas-parede, analisadas por setores

Observa-se na FIG. 3.31 que 95,5% das vigas-parede apresentam fissuras inclinadas em torno de 45° nas regiões próximas aos apoios, portanto, estão presentes em todos os setores. Essas fissuras estão posicionadas aproximadamente na mesma cota, em altura, das fissuras a 45° dos pilares externos. Os que apresentam essas fissuras mais pronunciadas são os setores 9, 10, 11, 15, 16, 17, 18, 19, 21 e 22. Destes, é nos setores 10, 11, 17, 18 e 19 que ficam as principais torcidas organizadas em dias de jogos.

Da análise estrutural tridimensional, por elementos finitos, verifica-se que as vigas-parede são importantes elementos de ligação entre os pórticos principais de um dado setor. Observou-se que parte dos esforços é distribuída para os pórticos vizinhos, do mesmo setor, por meio da estrutura da arquibancada que tem rigidez não desprezível devido às vigotas que compõem os degraus e, sobretudo, pelas vigas-parede, que fazem a ligação transversal entre os pórticos principais. Portanto, as vigas-parede são solicitadas aos esforços de flexão-torção.

Os setores que apresentam fissuras com grande abertura são os de número 8, 9, 11, 16, 17, 18, 19 e 21 — setores onde também ficam as torcidas organizadas.



FIGURA 3.33 – Fissuras com inclinação próxima a 45° nos apoios da viga-parede



FIGURA 3.34 – Detalhe das fissuras a 45° no apoio de uma viga-parede

A outra possível origem das fissuras a 45° é devido à carga concentrada, aplicada no nível da viga da arquibancada proveniente do pilar externo, em forma de T. A mesa comprimida do pilar externo aplica na viga e laje da arquibancada e na viga-parede uma

grande força vertical de compressão distribuída em 186cm de cada lado, em relação ao centro do pilar externo, como mostrado nas FIG. 3.35 e 3.36. A viga-parede tem espessura de 12cm, enquanto a mesa do pilar externo tem 25cm, e a viga da arquibancada, a dimensão de 80cm x 259cm e a laje, de 40cm de espessura.

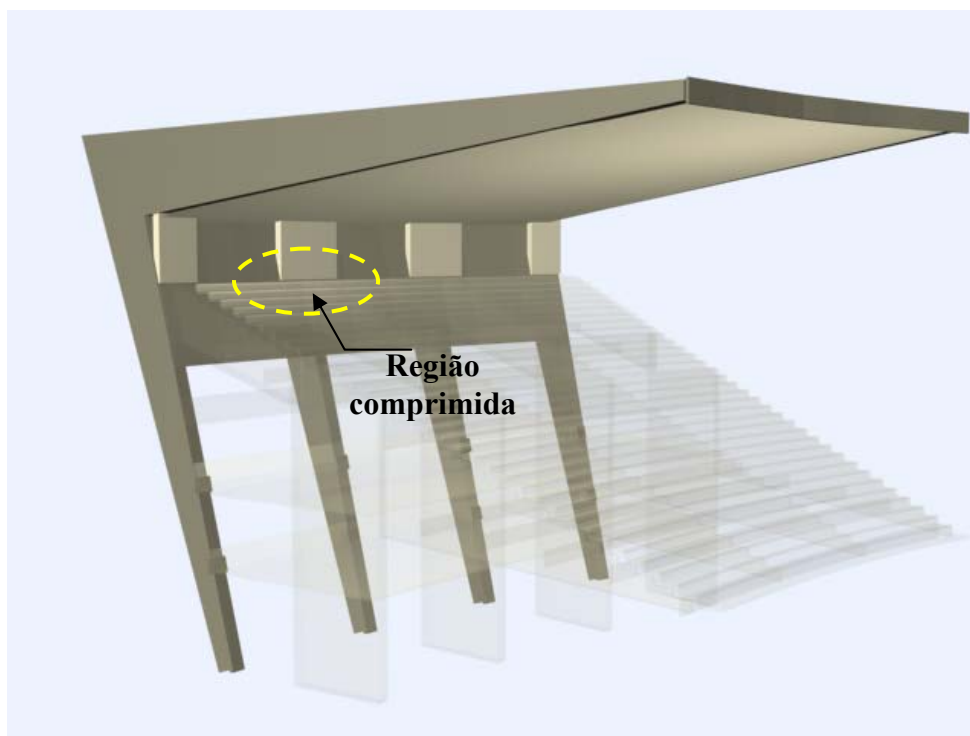


FIGURA 3.35 – Croquis mostrando a mesa comprimida do pilar externo apoiando-se na viga da arquibancada e na vigaparede

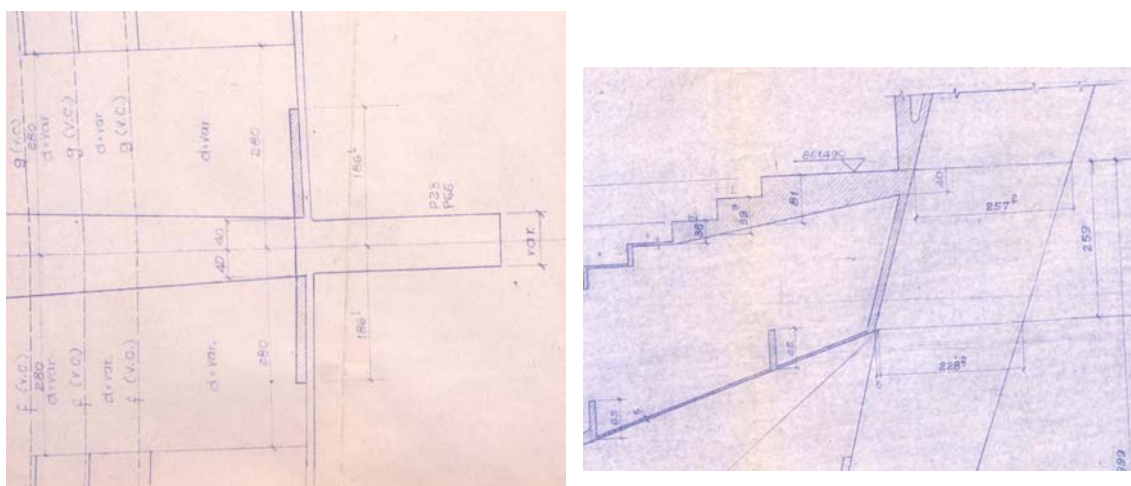


FIGURA 3.36 – Fac-símile do projeto estrutural (planta e corte) da região de ligação da vigaparede, pilar externo, viga e laje da arquibancada

Fonte: Serviço de Engenharia Emílio Baumgart (SEECLA), 1963.

A fissura na região central da viga-parede é decorrente das deformações e tensões de tração na região inferior central, provenientes das cargas de seu peso próprio e da reação da laje da arquibancada. Em todos os casos verificados, as fissuras não ultrapassam as linhas das paradas de concretagens, ou seja, o nível superior das arquibancadas.



FIGURA 3.37 – Foto de uma viga-parede fissurada na região central. Ao lado é mostrado, em detalhe, outra fissura vertical central

Observa-se também, em algumas vigas-parede, fissuras horizontais na altura do fundo da calha da cobertura. Essas fissuras ocorrem nos setores 2, 3, 6, 7, 21, 27 e 28 — a maioria dos setores posicionados no lado oeste —, principalmente nos elementos próximos às juntas entre setores consecutivos. Essas fissuras podem ser provenientes da dilatação térmica da viga-parede e da laje da cobertura, já que os setores do lado oeste estão submetidos a maiores gradientes térmicos.



FIGURA 3.38 – Fissura horizontal na viga-parede no nível da calha da cobertura

As armações das vigas-parede são bem distribuídas, facilitando a concretagem das mesmas. Apesar disto, foram verificadas algumas falhas de concretagem, causando pequenos vazios ou ninhos de agregados em suas superfícies (52,3%). Tais patologias encontram-se concentradas em 19 setores (67,9%), sendo que nos setores 6, 14, 15, 16, 18, 23, 24, 27 e 28 não foram detectadas essas mesmas anomalias.

Praticamente todas as vigas-parede tiveram quatro etapas de concretagem: a primeira etapa constitui-se da concretagem da parte inferior da viga-parede até o nível da laje da arquibancada — com aproximadamente 210cm de altura —; a segunda, com altura aproximada 120cm; a terceira, até o nível da calha da cobertura, com altura de 200cm e a última, deste ponto até o topo. Apesar das alturas de concretagens não serem grandes, levando-se em conta o cumprimento das tarefas de concretagem, a espessura de apenas 12cm pode ter favorecido a ocorrência de falhas de concretagem existentes.



FIGURA 3.39 – Falhas de concretagem na viga-parede

A porcentagem de apenas 3,4% de fissuras finas e superficiais nas vigas-parede tem como causa a retração hidráulica, por se tratar de um elemento de pequena espessura e com grande área em contato com a atmosfera, possibilitando a perda de água do concreto em processo de cura pela evaporação, também pelo possível assentamento plástico causado pelo tipo de forma adotado — forma executada em tábuas de madeiras levemente desalinhadas — e pelas armações de costela.

A incidência de fissuras de retração ou de assentamento plástico na análise por setor das vigas-parede, aparentemente, ocorreu em apenas três elementos.

As manifestações de corrosão dos estribos e das armações principais estão ligadas, na maioria dos casos, a falhas de concretagem, sendo que as armações expostas nas faces externas apresentam nível de oxidação elevado.

Algum destaque deve ser dado às armações positivas expostas que, por estarem sob tensão permanente, apresentam a área da seção transversal do aço bastante comprometida, principalmente nos setores 11, 12 e 15. Outros setores como os 9, 10, 13, 14 e 25 também apresentam esta patologia, mas em menor grau. Coincidentemente esses setores estão posicionados no lado sudeste do Mineirão, onde se concentra uma das torcidas organizadas, indicando uma possível correlação entre exposição de armação, nível de corrosão e intensidade de solicitação.



FIGURA 3.40 – Corrosão nas armações positivas da viga-parede

Não existe correlação entre os casos de corrosão dos estribos e corrosão das armações principais.

No setor 21 observa-se, na face interna de uma das vigas-parede, a exposição da armação de estribo e costela, com nível de oxidação médio. Apesar de não receber

diretamente a água da chuva em sua superfície, toda a parede (faces externa e interna) fica umedecida devido à porosidade de seu concreto, como constatado na ocasião do levantamento das patologias. Desta forma, possibilitou que o processo da corrosão tenha se instalado.

O desalinhamento das formas feitas em tábuas de pinho somado à porosidade do concreto provavelmente foram as causas da lixiviação de hidróxido de cálcio (68,2% e 23,9%), estando presente em 100% dos setores. A ocorrência desta patologia está mais presente no nível da calha da cobertura; nas juntas de concretagem (indicando ressaltos acentuados e a não-continuidade perfeita entre as etapas de concretagens) e no alinhamento das fissuras. As vigas-parede dos setores localizados nas regiões nordeste e noroeste apresentam lixiviação mais acentuada; coincidentemente é o lado que recebe maior incidência do sol.

A textura das faces, devido à forma não regular, permitiu que colônias de microorganismos se alojassem na face externa das mesmas, originando manchas pretas em todos os setores (79,5% dos elementos).

Em uma análise final das ocorrências das patologias nas vigas-parede, pode-se observar que todos os setores se enquadram em elevado ou mediano índice de patologia. Como as vigas-parede apresentam-se permeáveis à percolação da água de chuva, constatado em uma das inspeções, elas também são permeáveis a outros elementos, como ao ácido carbônico (combinação da água com o dióxido de carbono). Desta forma, provavelmente a espessura de carbonatação seja representativa e talvez já tenha alcançado as armações, justificando assim o estado de deterioração desses elementos estruturais.

c) Vigas da fachada

Como foi relatado, as vigas das fachadas apresentam poucas manifestações patológicas, apesar de estarem expostas à agressividade direta do meio ambiente — incidência direta do sol, chuva, variação de temperatura, etc.

A manifestação patológica mais comum foi falha de concretagem ou de adensamento, gerando pequenas reentrâncias superficiais. Essa patologia apresenta-se em maior quantidade nos setores 9 ao 21 (lados sudeste e nordeste). Tal anomalia pode estar associada a um concreto poroso, o que possibilita o desencadeamento de outros processos de deterioração, tais como:

- lixiviação do hidróxido de cálcio em decorrência da penetração da água de chuva, formando manchas brancas denominadas eflorescências;
- carbonatação das camadas mais profundas de concreto facilitadas pela aparente porosidade superficial que permitem a penetração do ácido carbônico, H_2CO_3 — dióxido de carbono combinado com a água —, promovendo despassivação das armações;
- as reentrâncias possibilitam a impregnação de fungos e líquens, que encontram abrigos ideais para a formação de colônias. Estes microorganismos inferiores podem produzir enzimas que atacam o concreto. Tais reentrâncias também possibilitam a fixação de plantas, que com suas raízes fazem desagregar o concreto.

A razoável *performance* apresentada pelas vigas da fachada é uma exceção, comparando-as com os demais elementos estruturais do Mineirão, que estão expostos à agressividade direta do meio ambiente. A provável razão disto pode ter a ver com a boa concretagem e a boa compactação do concreto, além da possibilidade de um reposicionamento das armações já que foram montadas com armações mínimas, facilitando a concretagem. Outro fato que favoreceu a não-ocorrência sistemática de patologias é devido à geometria do Mineirão ser em forma de trono de cone invertido, protegendo um pouco as vigas da fachada das chuvas verticais. Pode-se dizer que a sua geometria é uma grande pingadeira natural.

As cargas atuantes nas vigas da fachada são devidas apenas ao seu peso próprio sendo, portanto, o nível de tensão solicitante muito baixo.



FIGURA 3.41 – Recuo da viga da fachada em relação à viga-parede

Nos locais que apresentam armações expostas oxidadas ou apenas manchas de ferrugem sem exposição das armações, verifica-se que estas patologias estão ligadas à pequena ou à ausência total da camada de cobrimento de concreto. Outro dado interessante diz respeito aos sete casos de exposição das armações, apresentando ou não corrosão. Deste total, três incidências (42,9%) não apresentam corrosão acentuada, que, apesar de serem armações principais, estão protegidas da atuação direta da chuva. Os outros pontos de incidência, quatro casos (57,1%), apresentam processo de corrosão mais adiantado.

Nos demais elementos estruturais não foram observados outros tipos de patologias típicas, tais como lixiviação de hidróxido de cálcio e manchas pretas no concreto, causadas pela ação de microorganismos.

d) Vigas da circulação

Nas FIG. 3.42 e 3.43 estão representados graficamente os valores contidos nas tabelas 3.9 e 3.10.

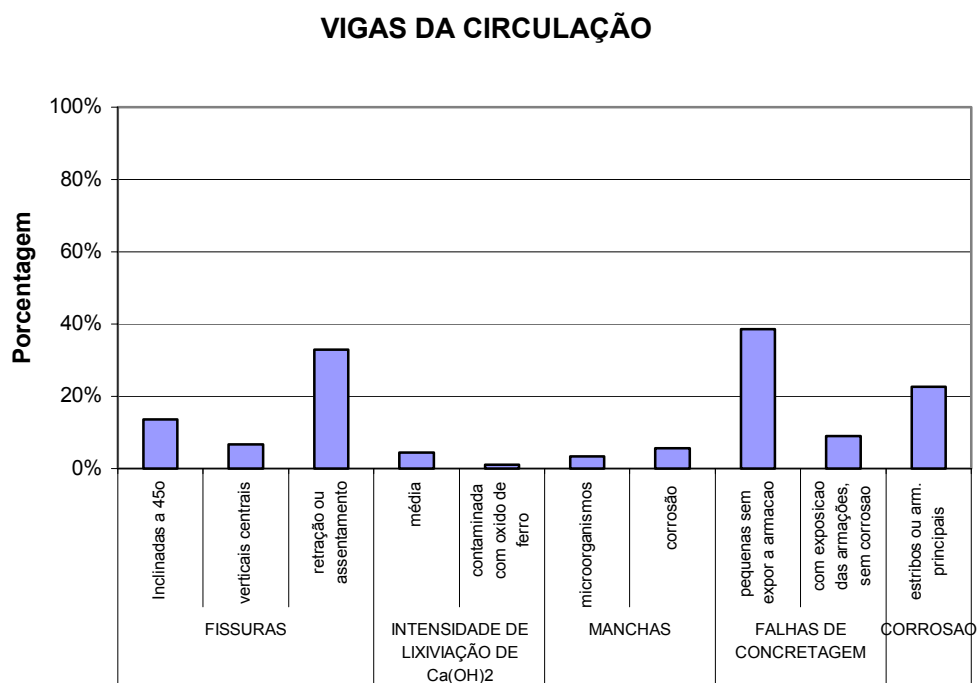


FIGURA 3.42 – Gráfico de barras contendo os percentuais das manifestações patológicas das vigas da circulação

VIGAS DA CIRCULAÇÃO- ANÁLISE POR SETOR

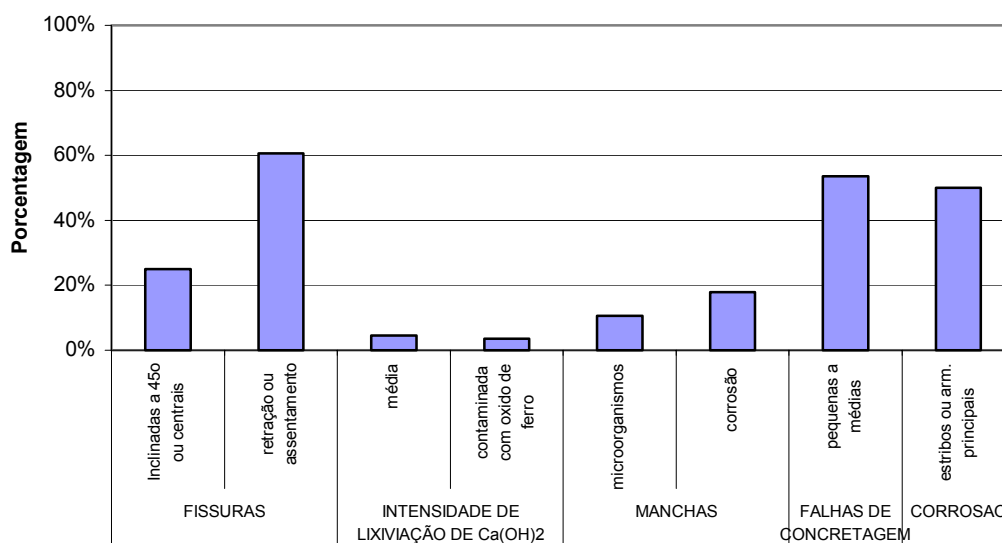


FIGURA 3.43 – Gráfico de barras contendo as manifestações patológicas das vigas da circulação, analisadas por setor

Nota-se, nas vigas da circulação, repetitivas incidências de patologias localizadas nas regiões próximas aos apoios (13,6% - fissuras e 22,7% - corrosão nas armações dos consolos). Isto é, 94% dos casos de corrosão estão localizados nas regiões dos apoios.

Essas regiões foram recuperadas na década de 1980, quando apresentaram as primeiras fissuras e trincas na região de alguns apoios. Nestas intervenções foram também retiradas as almofadas de chumbo, previstas no projeto, e substituídas por almofadas novas de neoprene.

Apesar das interferências executadas, as patologias voltaram a incidir nessas regiões. As patologias apresentadas são, normalmente, pontos de corrosão nas armaduras e fissuras inclinadas a 45°, indicando, neste caso, possível deficiência na armação destinada a combater tensões biaxiais ou de força cortante. Os setores que apresentam reincidência de fissuração a 45° próxima aos apoios são: 1, 2, 4, 5, 6, 12 e 23. Os setores já recuperados que apresentam oxidação das armações são os de número 1, 6, 10, 11, 12, 15, 17, 18, 19, 20, 22 e 27.

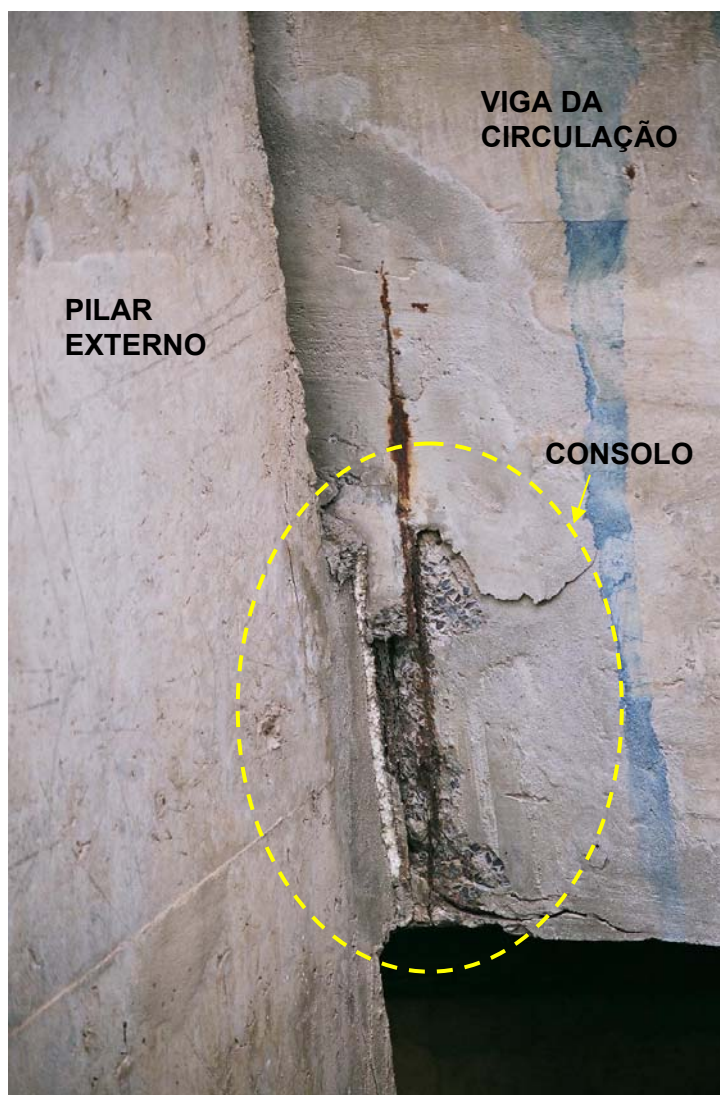


FIGURA 3.44 – Viga da circulação e consolo do pilar externo já recuperado, mas apresentando fissuras e pontos de corrosões

As fissuras finas detectadas no levantamento (33,0%) são provenientes, na maioria dos casos, da retração hidráulica ocorrida durante o processo de concretagem e de cura das mesmas. Na maioria dos casos, elas apresentam-se mais abertas na face externa, indicando a possível influência conjunta de outros fatores, tais como o gradiente térmico entre face interna e externa da viga, provocada pela incidência do sol.

Em duas vigas ainda não recuperadas (2,3%) foram observadas fissuras verticais próximas às juntas de dilatação. Essas patologias são devidas à corrosão da armação que chega no apoio.



FIGURA 3.45 – Consolo fissurado não recuperado

As falhas de concretagem, gerando pequenos vazios, são patologias com índices de ocorrência maiores, como nos outros elementos estruturais (pilares, vigas-parede, vigas da arquibancada, etc.). Observou-se apenas uma viga com uma grande falha de concretagem na região superior central (2,2% do total desta patologia).

Os pontos de lixiviação de hidróxido de cálcio contaminados ou não com ferrugem estão localizados na parte inferior central das vigas. Esses pontos coincidem com os locais de acúmulo de águas servidas, que em muitos casos estão contaminadas com produtos químicos de limpeza (sabão, detergentes, cloro, etc), ou de água de chuva na laje da circulação, mostrando que o concreto tem permeabilidade suficiente para a passagem de água e que carrega os componentes finos do concreto.

De modo geral, sem levar em consideração as regiões dos apoios recuperados, as vigas da circulação apresentam bom desempenho quanto à durabilidade.

e) Vigas da cobertura

As vigas da cobertura apresentam patologias bastante comuns entre elas. Pode-se observar, por exemplo, que todas as vigas apresentam fissuras devidas aos esforços de flexão e/ou de cisalhamento. A análise do espaçamento e da abertura dessas fissuras é apresentada no item 3.4 desta dissertação.

Na FIG. 3.46 são apresentadas as porcentagens das patologias observadas nas vigas da cobertura.

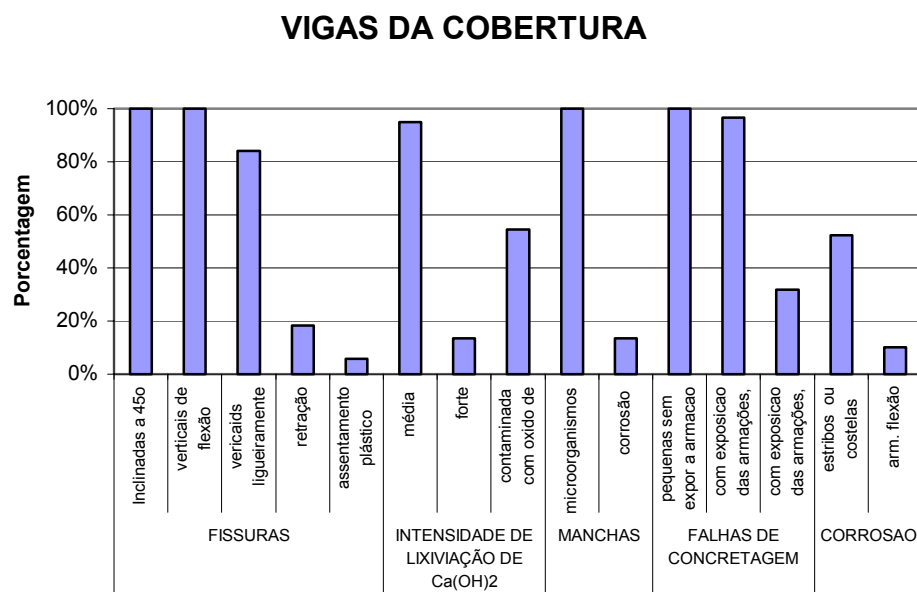


FIGURA 3.46 – Gráfico de barras contendo os percentuais das manifestações patológicas das vigas da cobertura

Por serem elementos mais expostos às variações climáticas e às agressividades do meio ambiente, as vigas de cobertura do Mineirão são exemplo de desempenho de elementos de concreto armado frente às condições ambientais impostas, como neste caso, durante aproximadamente 40 anos.

Observou-se que poucas vigas apresentam patologias decorrentes de falhas no processo construtivo, tais como fissuras de retração hidráulica (18,2%) e assentamento plástico (5,7%). As fissuras de retração hidráulica, que em muitos casos confundem-se com fissuras de dessecação superficial, têm a forma de mosaicos – pele de crocodilo – e estão presentes principalmente nas faces laterais dessas vigas. Essas fissuras são decorrentes do processo de cura insuficiente, que permite que o concreto ainda fresco perca a água de amassamento através da evaporação, ou então devidas a elevadas temperaturas desenvolvidas durante a reação exotérmica da hidratação do cimento. Isso é possível, já que se trata de vigas com grande volume de concreto.



FIGURA 3.47 – Pequena falha de concretagem causada por assentamento plástico do concreto

Para facilitar a concretagem da viga foi utilizado o aditivo Plastiment-RD, da SIKA, que é um “aditivo plastificante – retardador de pega” (SIKA, 2001). O uso desse aditivo melhorou a trabalhabilidade do concreto e colaborou para a excelente *performance* de aumento da resistência a compressão do concreto, principalmente nas primeiras idades. Sabe-se também que, ao se utilizar aditivo plastificante, a temperatura interna do concreto durante a cura é maior se comparada a um outro concreto em que não tenha sido utilizado aditivo.



FIGURA 3.48 – Fissuras de retração hidráulica na face lateral da viga de cobertura

As patologias relacionadas às fissuras de retração hidráulica geralmente estão ligadas à perda precoce da água contida no concreto durante o processo da cura. No caso das vigas do Mineirão, essa perda pode ter ocorrido nas seguintes situações:

- elevação da temperatura interna do concreto durante o período de cura;
- concretagem feita em dias quentes;
- retirada precoce das formas laterais em período de baixa umidade relativa do ar;
- idem, retiradas em dias com bastante vento.

As fissuras ou pequenos “abatimentos” provocados por assentamento plástico são encontrados tanto na face superior das vigas, caracterizados por fissuras que acompanham os estribos, ou nas faces laterais como fissuras ou pequenos vazios

provocados por restrições dos agregados graúdos à movimentação da pasta de cimento e areia.

As falhas de concretagem, gerando pequenos vazios ou ninhos de agregados graúdos, estão presentes em 100% das vigas. Essas falhas, ocorridas durante o processo construtivo, podem ter sido geradas por uma ou pela associação das seguintes causas prováveis:

- elevada concentração de armação negativa na face superior da viga, dificultando a concretagem e a introdução do vibrador. Esta parece ser a causa mais provável, dado que as vigas da cobertura centrais dos setores têm a largura média de 73 centímetros e a armação negativa composta de 57 ϕ 25mm distribuídas em 5 camadas (13 + 13 + 13 + 13 + 13 ϕ 25mm). As vigas das juntas de dilatação, com 35 centímetros de largura, são armadas com 29 ϕ 25mm distribuídas em 5 camadas (6 + 6 + 6 + 6 + 5 ϕ 25mm), como mostrado nas FIG. 3.49 a 3.51;
- perda da pasta de cimento e areia provocada por vazamento das formas;
- forma irregular feita de tábuas, propiciando o impedimento do deslizamento do concreto durante a concretagem.

Após a ocorrência de chuvas por um período de alguns dias, foi escarificada uma pequena região da viga da cobertura em um local que apresentava falha de concretagem, expondo a armação de um estribo (ver FIG. 3.52). Pode-se observar que:

- a armação do estribo apresenta-se corroída;
- pela falha de concretagem, ocorreu a penetração de água de chuva, umedecendo o concreto interno;
- a água da chuva atingiu a armação principal;
- o cobrimento da armação principal de flexão tem 25 milímetros de espessura;
- a armação principal de flexão apresenta-se em processo de corrosão, devido à presença de umidade, de oxigênio e possivelmente da despassivação da armação principal.

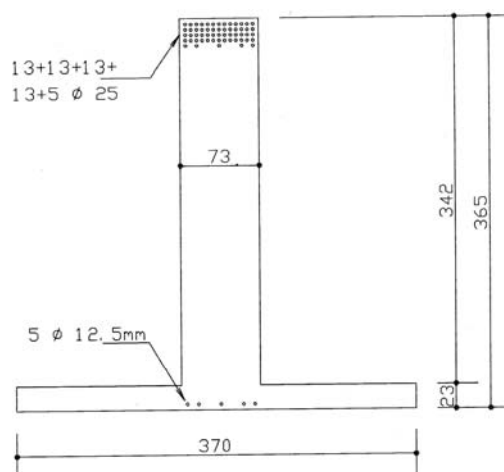


FIGURA 3.49 – Croquis da armação principal longitudinal, presente na seção transversal da viga da cobertura na região de momento máximo

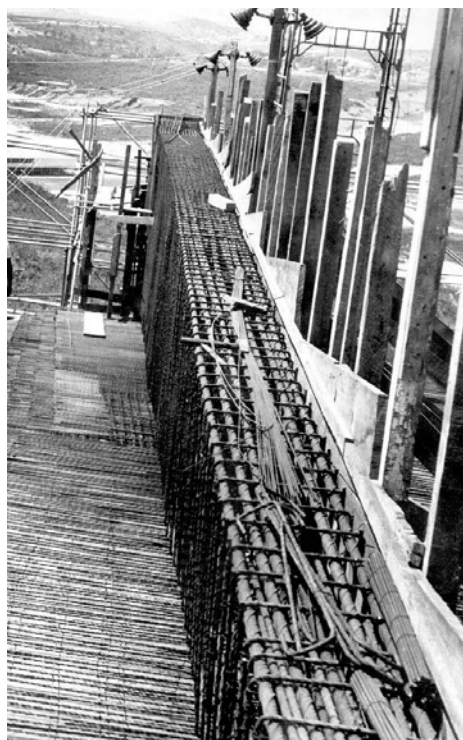


FIGURA 3.50 – Foto mostrando as armações de uma viga da cobertura tirada durante a construção do Mineirão

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.

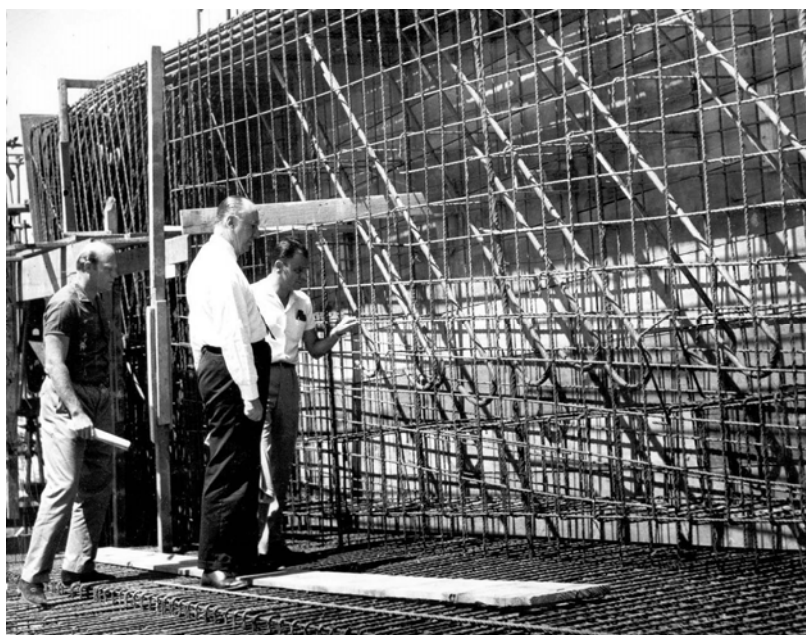


FIGURA 3.51 – Foto da viga de cobertura na região do pilar externo. Observa-se a elevada densidade de armação na parte superior

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.

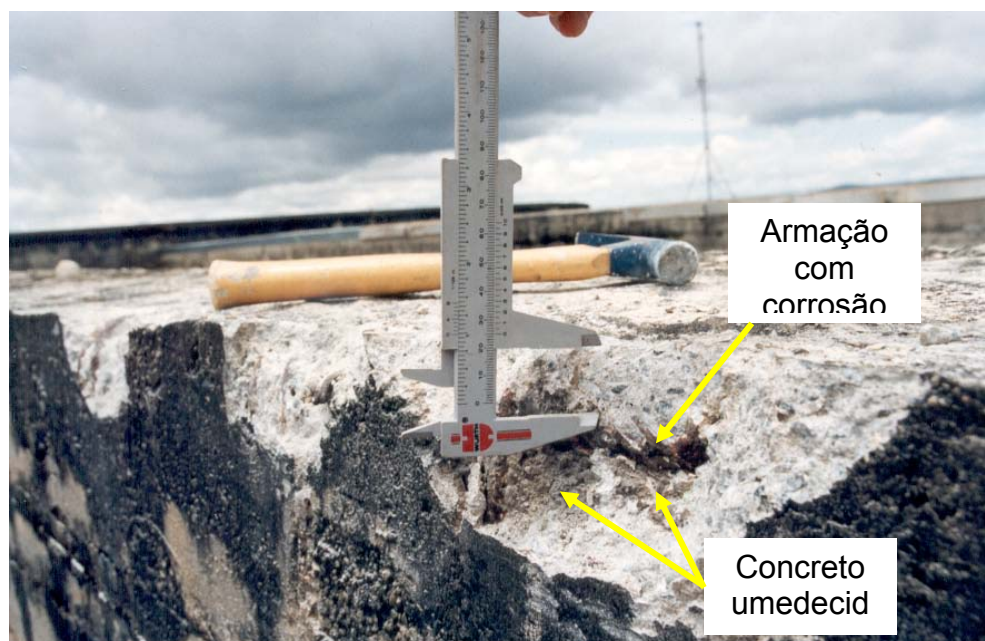


FIGURA 3.52 – Pequeno trecho da viga de cobertura escarificado, mostrando a corrosão da armação principal de flexão

As manchas pretas indicam a ação de microorganismos presentes em todas as vigas, nas três faces expostas (superior e laterais). Esta ação degradativa é bastante lenta e superficial. Os microorganismos produzem substâncias que atacam o concreto,

“quebrando” a estrutura química do cimento e levando à desagregação dos agregados miúdos. Com o descolamento do agregado miúdo, a superfície do elemento estrutural passa a ser porosa e áspera.

Outra patologia bastante comum é a lixiviação do hidróxido de cálcio em 95,0% das vigas, sendo que em 13,6% dos casos essa lixiviação é acentuada. Como explicado em outros itens, a lixiviação do hidróxido de cálcio é indicativa de que o concreto é permeável ou que apresenta fissuras ou microfissuras, permitindo a entrada da água de chuva carreando o hidróxido de cálcio dissolvido até a superfície do concreto, formando manchas brancas, conhecidas como eflorescências. As eflorescências das vigas de cobertura aparecem em maior frequência e intensidade nas extremidades inferiores das fissuras principais de flexão, como mostrado na FIG. 3.53. Pelas fissuras a água da chuva penetra e carrega os elementos do cimento hidratado. Em outros casos, não muito comuns, observam-se também manchas brancas em regiões fora do alinhamento das fissuras e principalmente próximas à extremidade do balanço, onde a viga apresenta menor altura, menor esforço de flexão e sem fissuração visível a olho nu. Nesse caso, a permeabilidade do concreto foi decisiva para o aparecimento de tal patologia, dado que as manchas de eflorescência apresentam-se dispersas em uma região limitada.



FIGURA 3.53 – Lixiviação de hidróxido de cálcio pelas fissuras da viga da cobertura



FIGURA 3.54 – Lixiviação de hidróxido de cálcio pelos poros do concreto

Em alguns casos, as manchas apresentam a cor amarelada, indicando que, no caminho percorrido pela solução de hidróxido de cálcio e água, existe armadura oxidada.

Em 96,6% das vigas foram observadas barras de aço aparentes. Muitas dessas barras estão colocadas horizontalmente rentes às faces externas das vigas de cobertura. Essas barras foram colocadas após as alterações ocorridas em função dos melhoramentos feitos nos projetos e nos processos construtivos após a construção do setor 15 — setor piloto. No depoimento de um dos engenheiros responsáveis pela construção do Mineirão, em entrevista para esta pesquisa (LEITÃO, 2004²⁵), consta que, ao se retirarem as formas das laterais das vigas do setor 15, fissuras verticais surgiram quase que imediatamente, sem que o escoramento tivesse ainda sido retirado. Essas fissuras foram facilmente identificadas como decorrentes do efeito da retração por secagem, ou seja, fissuras de retração hidráulica. A partir desta constatação, foram colocadas barras adicionais nos demais setores, até então não executados, minimizando significativamente a fissuração por retração. As barras de aço horizontais, fixadas externamente aos estribos, ficaram em vários locais com espessura de cobrimento muito pequena, não sendo raro observá-las aparecendo na superfície da seção do concreto. No ano de 1986, foram feitas intervenções localizadas em algumas vigas da cobertura, visando a recuperar as barras que se apresentavam em processo de corrosão.



FIGURA 3.55 – Foto mostrando a recuperação da viga da cobertura que apresentava corrosão da armação destinada a combater as fissuras de retração

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1986.

²⁵ LEITÃO, Ferdinando V. Entrevista concedida por F.V. Leitão à Ana Margarida V. Angelo, em 22/09/2004. Belo Horizonte, 2004.



FIGURA 3.56 – Foto tirada recentemente, registrando as armaduras aparentes

A intensidade de corrosão das armaduras varia de acordo com o nível de solicitação a que elas estão submetidas. Observa-se que, quando se trata de armaduras destinadas a combater a retração, as barras de aço não apresentam oxidações significativas. O mesmo não ocorre com as armaduras com função estrutural, como os estribos e as armaduras principais de flexão. Estas, quando expostas à agressividade do meio ambiente, apresentam elevado índice de oxidação. Caso intermediário de corrosão ocorre com as armaduras de costelas. Observa-se em algumas dessas vigas, cuja armação de costela encontra-se exposta, que a corrosão é pequena (perda menor que 5% da seção transversal pela corrosão). Em outras vigas, essa corrosão passa a ser um pouco maior, em torno de 20%, levando à ruptura do concreto de cobertura (52,3% das vigas observadas têm pelo menos um caso com esta incidência). A explicação para que algumas armaduras encontrem-se corroídas e outras não, estando ambas em condições idênticas ambientais, consiste no fato de que aços idênticos submetidos a tensões distintas podem apresentar processo corrosivo diferenciado, proporcional ao valor da tensão de serviço.

f) Lajes da cobertura

Conforme foi verificado na análise do projeto estrutural do Mineirão e no relatório técnico *Análise da Estrutura do Mineirão* (LIRA et al., 1993), as lajes de cobertura do Mineirão apresentam capacidade resistente suficiente para resistirem aos esforços projetados, e as armações apresentam-se corretamente posicionadas para os esforços correspondentes. As patologias verificadas têm origem em deficiências na fase construtiva, nos materiais empregados para a composição do concreto e em falhas no sistema de impermeabilização, bem como, em pequena proporção, na falta de armação de costura na região de redução da espessura da laje, nas proximidades das vigas.

As patologias principais observadas foram:

- lixiviação do hidróxido de cálcio;
- manchas de oxidação da armação na superfície do concreto da laje;
- corrosão das armações, principalmente daquelas localizadas nas regiões próximas às juntas de dilatação, situadas entre os setores e na extremidade em balanço.

Na TAB. 3.14 são apresentadas as quantidades de lajes analisadas conforme o grau de incidência das áreas afetadas por manchas devido à lixiviação de compostos de cálcio, também denominada de eflorescência.

TABELA 3.14 - Resumo dos percentuais de manifestações patológicas incidentes

Manifestação patológica - Lixiviação de compostos de cálcio										
Porcentagem de área afetada	0-10%	10-20%	20-30%	30-40%	40-50%	50-60%	60-70%	70-80%	80-90%	90-100%
Quantidade de lajes	4	18	4	1	1	----	----	----	----	----

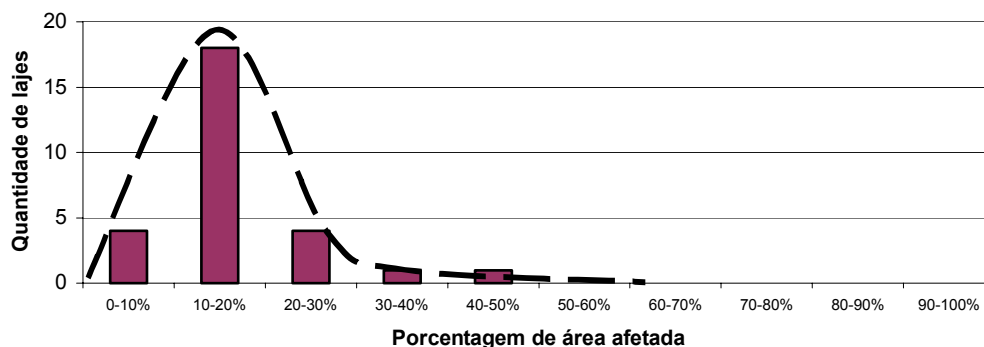


FIGURA 3.57 – Gráfico representativo dos dados da TAB. 3.14

Esta patologia foi encontrada principalmente na região da junta de concretagem, que coincide com o local da variação da espessura da laje, como mostrado na FIG. 3.58. Em outros locais também podem ser encontradas essas anomalias, como no alinhamento de fissuras existentes e juntas de concretagem, em falhas de concretagem, onde ocorre intenso acúmulo de cálcio, formando crostas semelhantes a estalactites, e nas ligações entre as lajes e elementos de iluminação. Essa patologia pode ser percebida desde a construção do Estádio.



FIGURA 3.58 – Lixiviação de hidróxido de cálcio nas juntas de concretagem das lajes da cobertura

A origem desta patologia relaciona-se com possíveis falhas no sistema de impermeabilização em locais que apresentam um concreto permeável, ou em presença de fissuras, ou da falta de continuidade entre concretos nas regiões de parada de concretagem.

A concretagem das lajes da cobertura foi planejada em duas etapas: a primeira parte foi feita junto com a concretagem das vigas da cobertura, tendo sido interrompida no alinhamento das armações negativas, junto à redução da espessura da laje; na segunda etapa concretou-se a parte central das lajes entre as vigas da cobertura. Precauções

extras foram definidas e registradas em ata na reunião do dia 10/09/64²⁶, visando à não-ocorrência de patologias, como por exemplo: tratamento da junta de concretagem da laje com sacos de anagem bem molhados; colocação de armações complementares na região de passagem dos eletrodos; controle severo do processo de cura. Aparentemente foram tomados os cuidados necessários para se evitar o aparecimento de possíveis patologias relativas à retração e à continuidade do concreto. Mesmo assim, observou-se que esses procedimentos não foram suficientes para se evitar a percolação de água com hidróxido de cálcio, principalmente nas juntas de concretagem.

O caimento da laje, inclinado para a parte externa do Estádio, beneficiou consideravelmente o desempenho do escoamento das águas de chuva, favorecendo a sua durabilidade. As águas de chuva que incidem sobre a cobertura rapidamente são escoadas para fora. A NBR 6118:2003 e o CEB/90 enfatizam que deve ser evitado o acúmulo de água sobre as superfícies das estruturas de concreto armado.

Além de ser adotada uma geometria adequada nas lajes, ainda na fase de projeto, favorecendo o escoamento da chuva, foi executado um sistema de impermeabilização na face superior. Em algumas lajes, apesar da impermeabilização, observa-se a percolação da água de chuva, que busca locais com maior facilidade de penetração, como em fissuras e juntas de concretagem. Observa-se também a percolação da água nas ligações entre a laje e os elementos pré-moldados das luminárias.

Analisando os valores encontrados, apresentados na FIG. 3.57 e TAB. 3.14, vê-se que a grande maioria das lajes (18 elementos correspondendo a 64,2%) apresenta manchas provocadas por lixiviação de cálcio, com a ocorrência de 10 a 20% de sua área total.

²⁶ Administração dos Estádios de Minas Gerais – ADEMG. Ata de reunião de 10.09.64. Belo Horizonte:ADEMG, 1964.

Essas manchas se encontram principalmente nos seguintes locais:

- aproximadamente 70% estão localizadas no alinhamento que delimita a alteração da espessura da laje para a formação da mesa comprimida da viga T invertida da cobertura, como mostrado na FIG. 3.59;
- junto aos pontos de iluminação, ocorrendo em cerca de 10% dos casos;
- em ocorrências pontuais, localizadas sob as vigas de cobertura, atingindo aproximadamente 10%;
- nos alinhamentos das fissuras, em que as causas são diversas, há a ocorrência de aproximadamente 5%;
- e 5% estão próximas às juntas de dilatação entre os setores.



FIGURA 3.59 – Lixiviação de hidróxido de cálcio no alinhamento da variação de espessura da laje

A ocorrência segue aproximadamente uma distribuição normal, levemente distorcida para o lado direito do gráfico (ver FIG. 3.57). A média de área afetada por manchas de cálcio é 16,2%, o que corresponde a uma área de aproximadamente 104m².

A espessura diferenciada da laje da cobertura, em forma de degrau, aumenta a probabilidade de ocorrência de patologias, com a formação de fissuras no alinhamento entre a parte mais fina e a mais espessa da laje. Isto tem a ver, portanto, com a mudança abrupta da sua geometria, como relatado no item 2.2.7 desta dissertação — Influência da geometria dos elementos estruturais de concreto armado na durabilidade das estruturas.

Observou-se também que as lajes dos setores 15, 8 e 22 apresentam maiores áreas manchadas por lixiviação de cálcio, com as frações de área total de 41%, 30% e 28%, respectivamente. O setor 15, como já mencionado, foi o primeiro a ser executado, sendo o traço do concreto e o processo executivo adotados como experimentais, para posterior adequação, visando à construção dos demais setores. Os setores 8 e 22, executados consecutivamente ao setor 15, foram também considerados como protótipos após os primeiros ajustes. Pode-se apontar que os traços e/ou os processos executivos inicialmente escolhidos não apresentaram um bom desempenho quanto à permeabilidade e a durabilidade do concreto. Depois de redefinidos o traço e o processo construtivo e adequados-os à realidade da obra, executou-se com eles os demais setores. Observa-se que os índices de porcentagem de áreas manchadas, na maioria dos setores restantes, apresentam valores entre 10% e 20%. Os setores que apresentam menores taxas de manchas são os de número 16 e 19. Não foi notada nenhuma relação entre traço ou processo executivo adotado.

O CEB/90 contém recomendações quanto à escolha adequada da localização das juntas de concretagem, indicando escolher os locais onde os esforços de tração sejam mínimos. É também sugerido que o alinhamento das juntas seja marcado por friso ou que se altere a textura da superfície para “esconder” possíveis fissuras passíveis de ocorrer nesse alinhamento.

A norma NBR 6118:2003 remete para a NBR 14931:2003, a qual recomenda também que as juntas de concretagem devem estar localizadas nos locais de menores esforços de cisalhamento, preferencialmente “em posição normal aos esforços de compressão” e que devem ser devidamente tratadas antes da retomada da concretagem.

Nos setores 4, 6 e 9, o concreto apresentou-se com coloração mais escura. No depoimento de um dos engenheiros responsáveis pela construção do Mineirão, foi justificada a diferença da coloração devido talvez ao cimento “o cimento Cauê era mais escuro que o Itaú”. Outra justificativa pode ser a utilização do agregado mais escuro, seja a areia ou a brita de gnaiss, ambos os materiais fornecidos por diversas empresas localizadas nas regiões de Vespasiano e de Pedro Leopoldo. Observa-se nestes setores que a incidência de lixiviação de cálcio é mais discreta, concentrando-se apenas em alguns pontos do alinhamento da junta de concretagem.

No setor 8, onde a coloração do concreto tende para uma cor marrom e em que provavelmente tenha sido utilizado um traço com quantidade menor de cimento, existe uma elevada incidência de lixiviação de cálcio em todo o alinhamento das juntas de concretagem e sob as vigas da cobertura.

Nos setores 2, 3, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 18, 20, 24, 25 e 28, correspondendo a 57,1% do total, algumas eflorescências apresentam-se manchadas de ferrugem, indicando existir alguma armação que se encontra em processo de oxidação, como mostrado na FIG. 3.60.



FIGURA 3.60 – Lixiviação de hidróxido de cálcio contaminada com óxido de ferro

Observam-se, em pontos isolados, manchas de ferrugem provenientes de corrosão das armações. Não existe, aparentemente, nenhuma relação entre a corrosão e a percolação de água proveniente de infiltração da laje de cobertura; apenas nota-se nestes locais que o cobrimento é menor do que 15 milímetros, como especificado em projeto. Este fato certifica que, nos locais onde o cobrimento foi igual ou maior ao valor especificado em projeto, a corrosão não se desenvolveu e também que a espessura de carbonatação do concreto é efetivamente menor do que a dimensão do cobrimento.

Os setores 8, 13, 14, 22 e 26 apresentaram-se manchados com a oxidação aparente das armações. Essas manchas são apenas superficiais, podendo estar relacionadas com a utilização de formas manchadas com ferrugem das próprias armações das lajes que ficaram expostas até a concretagem da mesma. Essas manchas são semelhantes à exposição das armações colocadas ao raio X e representam apenas patologia de ordem estética. O cobrimento das armações destas lajes, de modo geral, apresenta-se adequado e de acordo com o projeto.

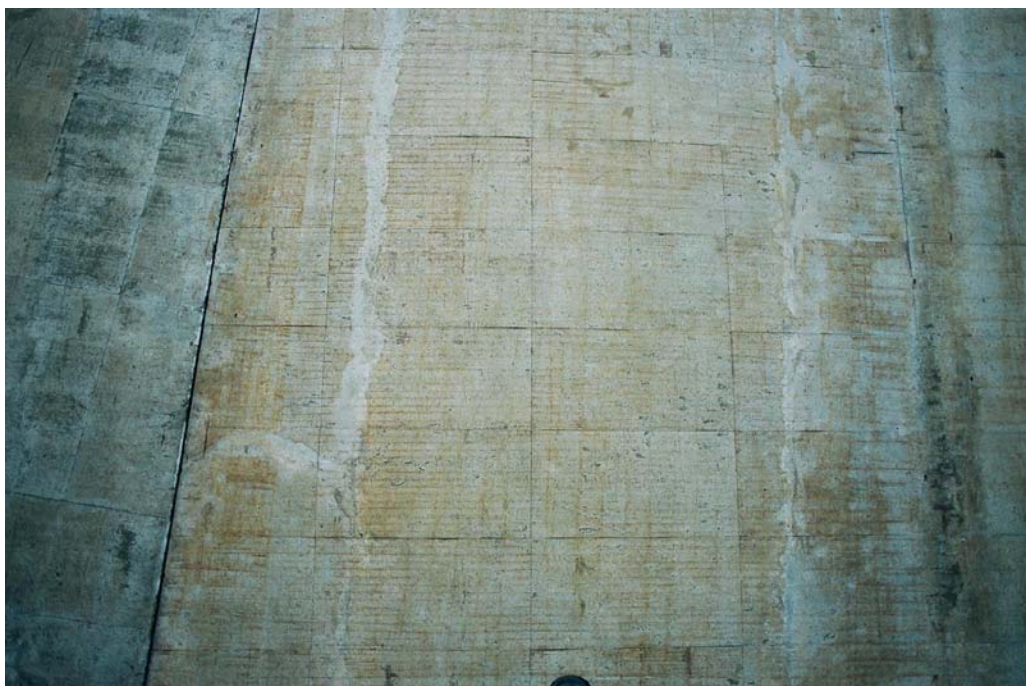


FIGURA 3.61 – Exemplo de setor que apresenta manchas generalizadas de oxidação das armações, semelhante ao raio X

Os setores 2, 3, 4, 7, 10, 12, 13, 14, 16, 18, 21, 22, 23 e 26, que correspondem a 50% do total dos setores, apresentam oxidação das armações na região próxima às juntas de dilatação. Em alguns pontos, a corrosão das armações encontra-se em estágio avançado, inclusive com o deslocamento do concreto do cobrimento. Nas juntas de dilatação do Mineirão é comum encontrar material remanescente da construção, como formas de madeira e sujeira de obra. Estes materiais acumulam umidade proveniente da água de chuva que passa por debaixo dos rufos ou até mesmo proveniente da umidade ambiental dos dias mais úmidos, favorecendo a instalação da corrosão nas armações. Segundo a NBR 6118:2003, item 7.2.3, “todas as juntas de movimento ou de dilatação, em superfícies sujeitas à ação da água, devem ser convenientemente seladas, de forma a torná-las estanques à passagem (percolação) de água”. Apesar de não ser explícito para o caso de juntas de dilatação, o item 7.2.2 desta norma também recomenda que as águas devem ser rapidamente drenadas da superfície das estruturas de concreto armado, visando à não-instalação da corrosão. Critérios semelhantes podem também ser encontrados no CEB/90, no item 8.4, “*Durability design criteria*”. Também no CEB/90 encontram-se recomendações para se evitar quinas vivas, por criarem regiões com maior facilidade de penetração de substâncias, comparadas a outras regiões. No caso do Mineirão, as previsões das normas se comprovaram, sendo que, nos locais onde existe permanência de umidade, ciclos de secagem/molhagem e a presença de quinas vivas, a corrosão se desenvolveu com maior intensidade, como mostrado na FIG 3.62.



FIGURA 3.62 – Corrosão das armações na região da junta de dilatação

As normas atuais, NBR 6118:2003 e CEB/90, também prevêem que cuidados especiais devem ser tomados durante a execução do projeto, visando à durabilidade das estruturas em concreto expostas ao tempo, frente à ação das águas de chuva. No Mineirão, observa-se que não constam do projeto pingadeiras na extremidade em balanço das lajes e nem chapins sobre as platibandas. As pingadeiras existentes foram executadas de acordo com os critérios dos engenheiros da obra. Observa-se, em vários pontos da extremidade em balanço, que o cobrimento da armação na região da pingadeira ficou pequeno ou inexistente. Como previsto pelas normas atuais, algumas patologias se implantaram na região do balanço da laje da cobertura, em consequência da não-observação desses cuidados.



FIGURA 3.63 – Corrosão das armações devido ao pequeno cobrimento na região da pingadeira

Várias lajes apresentam ocorrência de corrosão das armações colocadas nesta região, como nos setores 1, 2, 3, 16, 24 e 28 – representando 21,4% do total. Essas armações encontram-se com redução significativa de sua seção transversal e sem o concreto de cobrimento. A presença constante de umidade na região da pingadeira acelerou o processo corrosivo, implicando o deslocamento do cobrimento das armações, expondo-a às ações agressivas do meio ambiente. Em algumas lajes, a pingadeira não foi capaz de reter a água da chuva, permitindo o seu escoamento para o interior da cobertura.

Em outras lajes, observa-se a existência de manchas escuras devido à fixação de microorganismos implantados na parte inferior das lajes. Esses microorganismos, que podem ser fungos, secretam substâncias ácidas que podem desagregar o concreto.

g) Vigas da arquibancada

O gráfico de barras mostrado na FIG. 3.64 representa os valores contidos na TAB. 3.13.

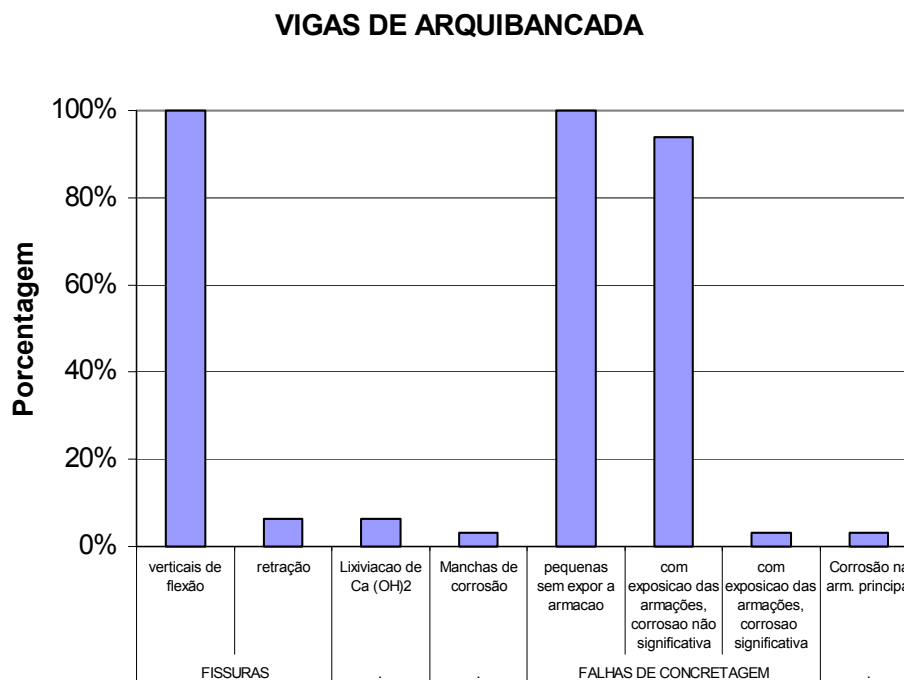


FIGURA 3.64 – Gráfico de barras contendo os percentuais das manifestações patológicas das vigas da arquibancada

O levantamento das patologias das vigas da arquibancada (tramo entre o pilar externo e o pilar interno) foi feito em 32 elementos, tomados como representativos dos demais, por apresentarem sintomas patológicos muito semelhantes e repetitivos.

As vigas das arquibancadas estão protegidas da agressividade direta do meio ambiente, sendo que não incidem sobre elas os raios solares e as águas das chuvas.

Na amostragem pesquisada, todos os elementos apresentaram fissuras verticais de flexão. As fissuras de flexão mais próximas aos pilares externos são levemente inclinadas, mostrando a interferência do esforço biaxial de cisalhamento. Na maioria dos casos, as fissuras apresentam-se com aberturas significativas, ultrapassando o valor de 0,6mm, portanto, maior do que os valores limites preconizados pela norma brasileira

NBR 6118:2003 para estruturas em classe de agressividade CAA II (urbana), que é o caso desta estrutura. Apesar disso, não foi observada a ocorrência de processo corrosivo nas armações, contrariando o primeiro parágrafo do item 13.4.2 da NBR 6118:2003, quando alega que: “a abertura máxima característica w_k das fissuras, desde que não exceda valores da ordem de 0,2 a 0,4mm sob ação das combinações freqüentes, não tem importância significativa na corrosão das armaduras passivas”. Pelo CEB/90 o valor da abertura da fissura pode ser maior que 0,3mm desde que não haja razões especiais para que isto não ocorra.

Neste caso, observou-se que não ocorreu o processo corrosivo nas armaduras, mesmo com aberturas de fissuras de até 0,8mm.

As pequenas falhas de concretagem estão presentes em todos os elementos vistoriados. Na viga da radial 66 ocorreram duas falhas de concretagens de maiores proporções, sendo que ambas as armações ficaram aparentes. Na falha de concretagem próxima à face inferior, as armações apresentaram corrosões apenas superficiais, enquanto que na outra falha de concretagem, rente à face superior da viga, as armações estavam com corrosão significativa. Nessa região observou-se que ocorreu a presença de água em algum momento, dado que ao lado da falha de concretagem a superfície do concreto apresenta-se com manchas brancas provocadas pelo carreamento de hidróxido de cálcio. Este caso foi o único que apresentou corrosão nas armaduras. Das trinta e uma vigas que têm armações expostas, 96,7% apresentavam processo de corrosão apenas superficial.

3.3 Levantamento e Análise das Carbonatações no Concreto do Estádio Magalhães Pinto

3.3.1 Considerações preliminares

Por se tratar de uma estrutura em funcionamento, a profundidade de carbonatação foi feita tentando preservar ao máximo possível o bem público. Foi utilizado um processo amplamente difundido e do qual os engenheiros que trabalham com diagnóstico, análise e recuperação de estruturas de concreto fazem bastante uso. As profundidades de carbonatação foram medidas fazendo-se pequenos desbastes nas quinas da estrutura de concreto e, após limpeza da região com pincel, visando à retirada de material solto e pulverulento, foi aplicada a solução de fenolftaleína com jato de *spray*, caracterizando a região não carbonatada com a cor rosa fúcsia e a carbonatada permanecendo com a cor inalterada.



FIGURA 3.65 – Indicador de carbonatação, solução de fenolftaleína, aplicada em uma viga da cobertura

A solução de fenolftaleína foi utilizada na concentração de 1,0gr do indicador, dissolvida em 50ml de água e 50ml de álcool.

Também foram medidas as profundidades de carbonatação dos corpos de provas retirados da estrutura, que serviram para os ensaios e determinação da resistência à compressão do concreto. Nos corpos de prova, a profundidade de carbonatação foi medida na face lateral, imediatamente após sua retirada da estrutura.



FIGURA 3.66 – Indicador de carbonatação, solução de fenolftaleína, aplicado em um corpo de prova

A linha limítrofe entre o concreto carbonatado e o “sadio”, chamada de frente de carbonatação, não se apresenta regular devido à presença de agregados graúdos ou de algum nicho de concentração de componentes químicos que retarda ou impede o avanço da frente de carbonatação. Portanto, a leitura da profundidade é adotada como a distância entre a face externa do elemento de concreto e uma linha média imaginária da frente de carbonatação.

3.3.2 Apresentação e análise dos resultados

A TAB. 3.15 mostra as profundidades de carbonatação dos corpos de prova retirados da estrutura do Mineirão em 18/03/93 e as profundidades medidas *in loco* nos pilares externos, consolos das circulações e face inferior da laje da cobertura.

TABELA 3.15 - Profundidades de carbonatação de elementos estruturais do Mineirão

Elemento estrutural	Setor	Profundidade de carbonatação (mm)				OBSERVAÇÕES
Pilar externo	Setor 1	12	-----	-----	-----	-----
	Setor 2	8	7	25	-----	-----
	Setor 3	11	9	-----	-----	-----
	Setor 4	9	14	3	5	-----
	Setor 5	5	-----	-----	-----	-----
	Setor 23	8	-----	-----	-----	-----
	Setor 24	13	5	3	12	-----
	Setor 25	24	7	20	7	-----
	Setor 26	17	15	17	14	-----
	Setor 27	6	14	15	16	-----
Setor 28	3	19	17	13	-----	
Pilar interno	Setores 21/22	28	17	-----	-----	Corpo de prova
Consolo	Setor 5	14	6	13		-----
Vigas da cobertura	Setor 27	6	1	2	-----	Corpo de prova
	Setor 28	5	3	-----	-----	Corpo de prova
	Setor 15	3	-----	-----	-----	-----
Viga da arquibancada	Setor 22	14	17	8	-----	Corpo de prova
Laje da cobertura	Setor 19	3	9	-----	-----	-----
	Setor 26	5	4	-----	-----	-----

Nas FIG. 3.67 a 3.74 estão representados os gráficos de cada elemento estrutural e as profundidades de carbonatação respectivas.

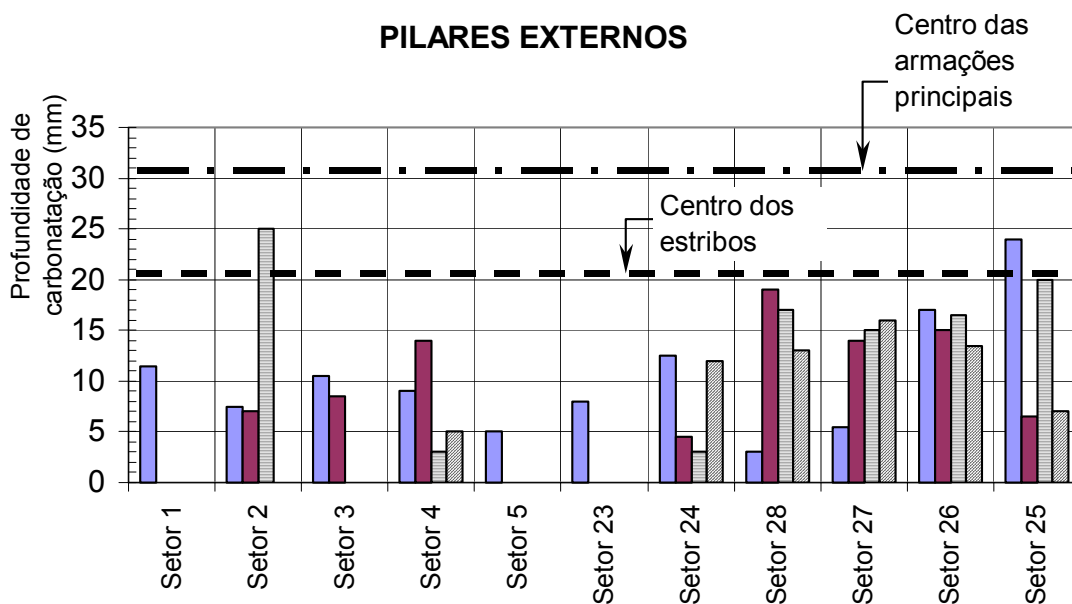


FIGURA 3.67 – Profundidades de carbonatação dos pilares externos

Na FIG. 3.67 é traçada a localização dos centros das armações principais e dos estribos, de acordo com o projeto estrutural.

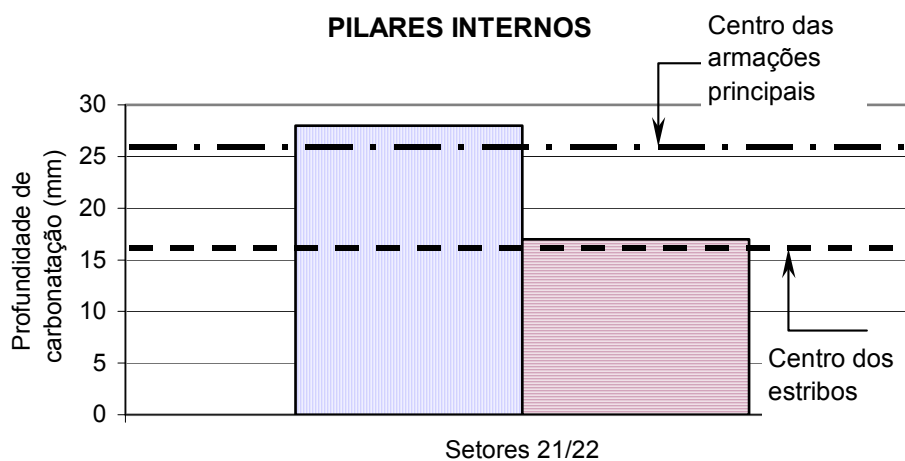


FIGURA 3.68 – Profundidade de carbonatação nos pilares internos

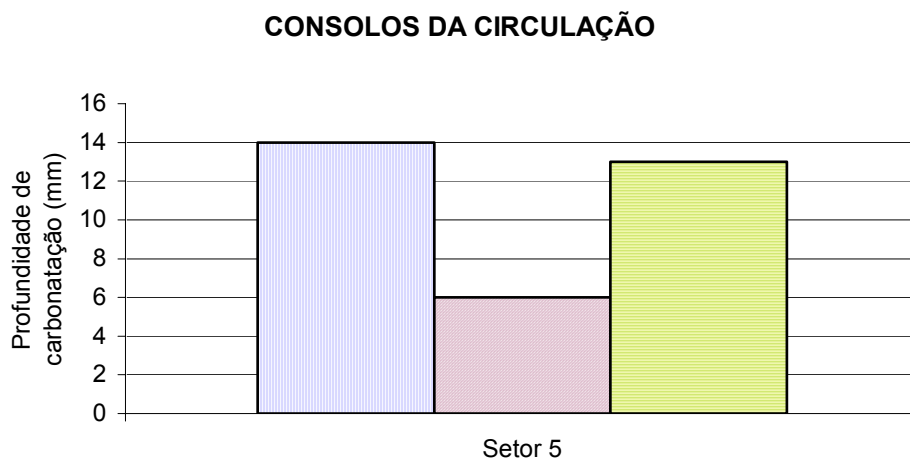


FIGURA 3.69 – Profundidade de carbonatação nos consolos da circulação

Foi encontrado apenas o projeto de detalhamento das armações dos consolos do setor 1, sendo verificado que o cobrimento das barras de aço é de apenas 10mm. Entretanto, foi observado em alguns consolos, principalmente nos que tiveram a necessidade de recuperação, que o cobrimento é inferior a 20mm, como especificado na norma NB1/60 e mostrado nas FIG. 3.70 e 3.71.

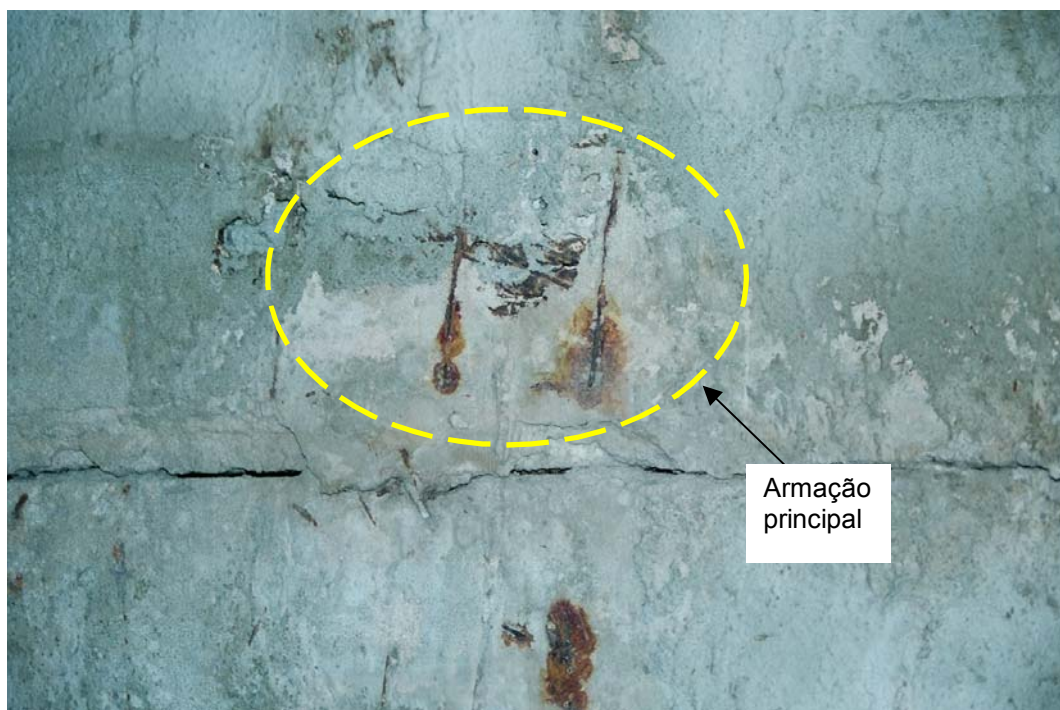


FIGURA 3.70 – Detalhe da armação principal de um consolo da circulação recuperado



FIGURA 3.71 - Fotografia da ocasião da recuperação dos consolos da circulação
Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1986.

VIGAS DA COBERTURA

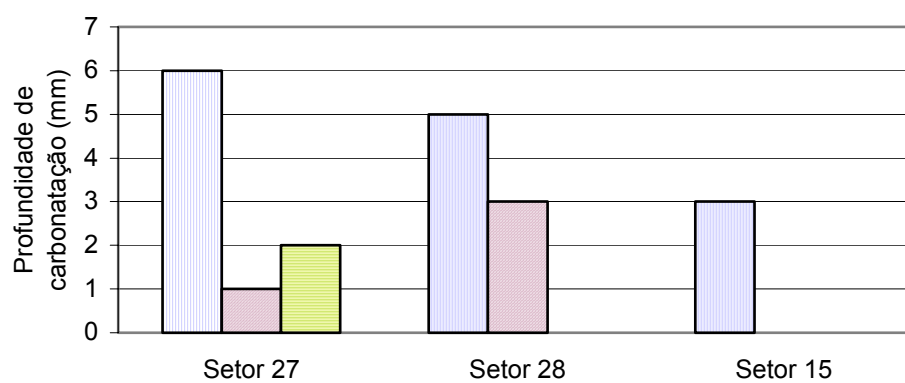


FIGURA 3.72 – Profundidade de carbonatação das vigas da cobertura

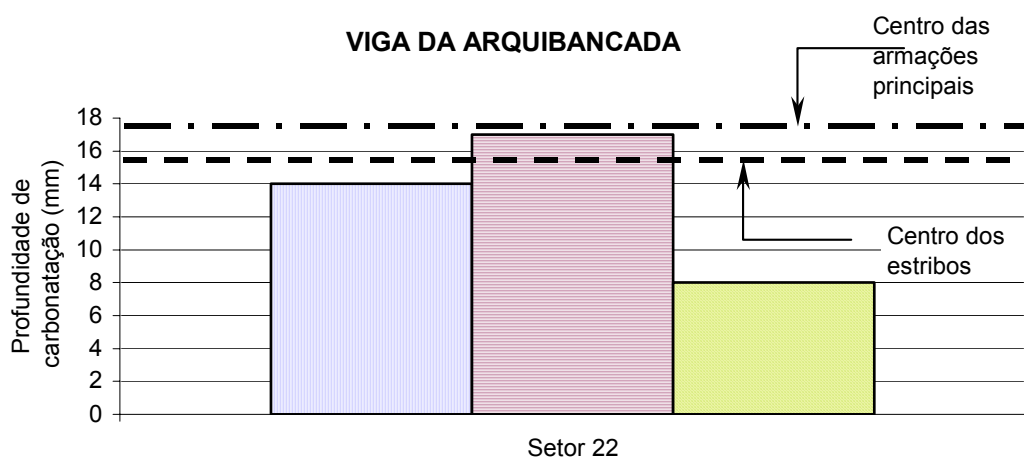


FIGURA 3.73 - Profundidade da carbonatação em uma das vigas da arquivancada

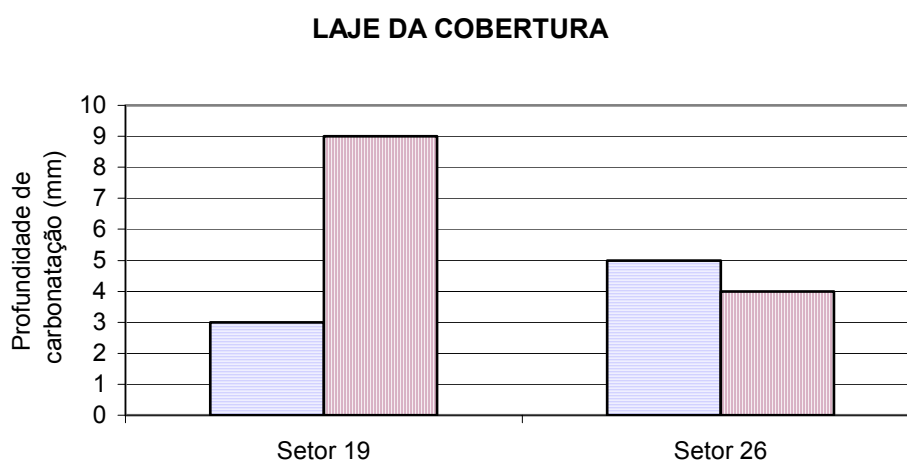


FIGURA 3.74 - Profundidade da carbonatação das lajes da cobertura

Como mostrado nos gráficos das FIG. 3.67 (pilares externos), 3.68 (pilares internos) e 3.73 (viga da arquivancada), algumas profundidades de carbonatação já atingiram as armaduras dos estribos ou as armaduras principais, supondo-se que estas tenham sido colocadas de acordo com o projeto estrutural. Essas armaduras desprotegidas (despassivadas) estão passíveis de iniciar o processo corrosivo, que pode ser induzido por uma diferença de potencial elétrico ou pela presença de umidade, ou até mesmo provocada por uma tensão residual durante o processo de dobramento das armaduras. O processo de corrosão só se efetiva quando se tem oxigênio e água livre para o transporte

dos íons. Por outro lado, se não ocorrer a diferença de potencial nem a presença do oxigênio e da água, o processo corrosivo pode permanecer inativo indefinidamente.

A variação da corrente elétrica na armação acima de $0,1$ a $0,2 \text{ mA/cm}^2$ indica que o processo de corrosão foi instalado no elemento estrutural. (CASCUDO, 1997)

Algumas armações não apresentam o revestimento como especificado no projeto. A FIG. 3.75 mostra a foto, tirada no ano 1987, de uma viga da cobertura que não apresentava revestimento suficiente da armação colocada para evitar o aparecimento de fissuras de retração. Essa armação estava sendo recuperada pois se apresentava corroída. De acordo com os dados coletados, a média das espessuras de carbonatação das vigas de cobertura é 4 milímetros. Caso alguma armação esteja com o revestimento inferior a 4mm, esta já se encontra despassivada e provavelmente já esteja em processo corrosivo.



FIGURA 3.75 – Corrosão já instalada em uma das vigas da cobertura. Observa-se o pequeno revestimento da mesma, tendo sido isto a causa da corrosão

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1987.

A FIG. 3.76 mostra detalhe de armação de uma viga de cobertura corroída. Esta foto foi tirada recentemente. Observa-se que esta região sofreu intervenção em alguma época, tendo sido escolhido como procedimento de recuperação o recapeado do cobrimento com argamassa cimentícia, que não se mostrou muito eficaz.

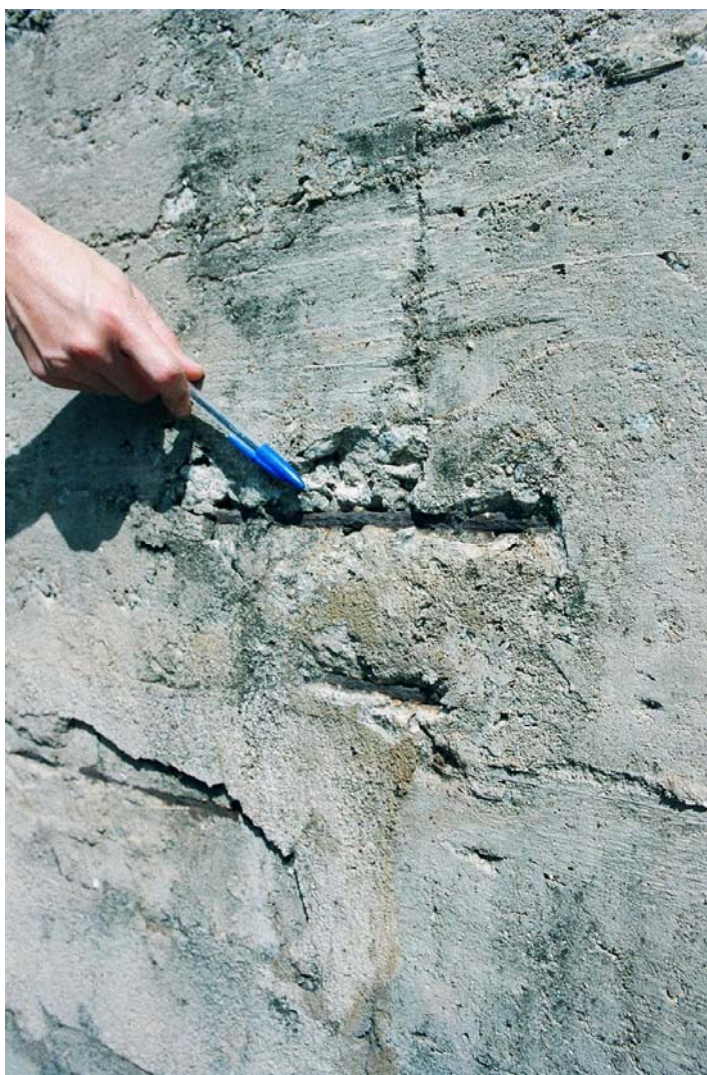


FIGURA 3.76 – Corrosão já instalada no estribo e costela da viga da cobertura

Na FIG. 3.77 observa-se a ocorrência de pilares externos atacados pela corrosão. Na maioria dos casos é constatado que a armação encontra-se na região do concreto carbonatado e, nestes casos, não é rara a ocorrência de cobrimento das armações menor que o especificados em projeto.



FIGURA 3.77 – Corrosão já instalada em uma armação principal e estribos do pilar externo

Outro exemplo de corrosão já instalada pode ser visto na FIG. 3.78, onde é mostrado um pilar interno. Neste caso, o pilar encontra-se em região protegida das chuvas diretas e revestido com reboco e chapisco, mas pode-se constatar a afirmação de vários autores, inclusive a NBR 6118:2003, que revestimentos de argamassa de cimento e areia não são agentes protetores das armações, mesmo apresentando espessuras razoáveis.



FIGURA 3.78 – Corrosão da armação de pilar interno

3.3.2.1 Relação entre profundidade de carbonatação e incidências de manifestações da corrosão

Na FIG. 3.79 são apresentadas todas as espessuras de carbonatação medidas, separadas de acordo com o elemento estrutural.

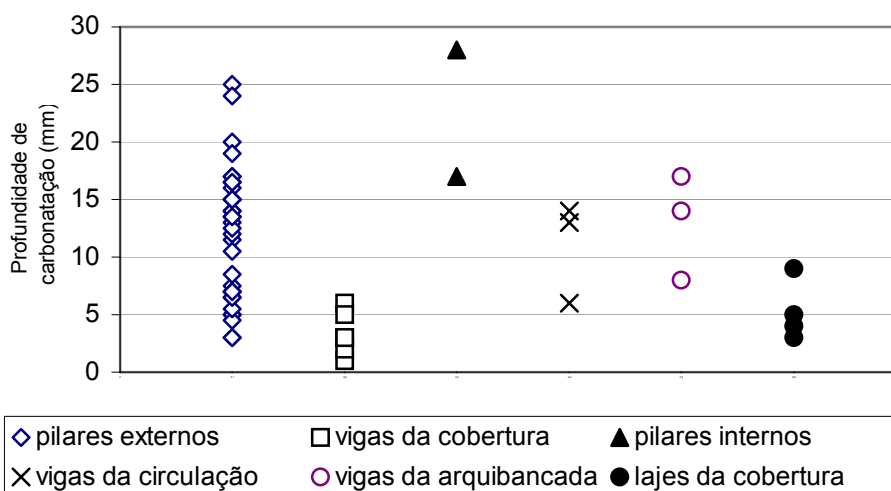


FIGURA 3.79 – Profundidades de carbonatação separadas por tipo de elemento pesquisado

Os elementos que apresentam menor profundidade de carbonatação são as vigas e as lajes da cobertura, e os que apresentam maior profundidade são os pilares internos.

Este aspecto confirma as previsões de vários autores, como SITTER²⁷ (1982), apud SIEMES (1985), e MEYER²⁸, apud SILVA (1995), de que, em ambientes secos, a espessura de carbonatação é maior, visto que os pilares internos são protegidos da água de chuva direta.

As amostras dos pilares externos estão visivelmente agrupadas em duas regiões, tendo a primeira apresentado profundidade de carbonatação entre 5mm e 7,5mm e a segunda, com valores entre 11mm e 17mm. Portanto, esta amostragem não segue a curva de distribuição de Gauss. Os setores analisados que apresentaram profundidade de carbonatação menores foram o 1 ao 5 e o 23, apesar de uma das leituras de carbonatação do setor 2 ter apresentado valor expressivo. Em nenhum dos pontos pesquisados foram observadas as armações dos pilares, de tal forma que pudesse ser avaliado o posicionamento das mesmas e seus estados de corrosão. Caso as armações desses elementos tenham o cobrimento maior ou igual ao fixado no projeto, teoricamente elas estarão ainda protegidas.

Dos pilares externos (74,8%) e vigas da cobertura (96,6%) que apresentam casos de corrosão das armações a grande maioria é decorrente de cobrimentos pequenos ou da ausência destes. Nas lajes da cobertura, o percentual de incidência de corrosão é de 71,4%.

Todos os casos de corrosão observados nos pilares internos, apesar das incidências patológicas não terem sido catalogadas por não fazerem parte do universo pesquisado, são relacionados com a ausência ou falhas do concreto de cobrimento. O mesmo ocorre com as vigas da arquibancada.

²⁷ SITTER, W.R. Berekening van de levensduur van gewapend beton met het oog op corrosie van de wapening, HBG, Report S387, march 1982.

²⁸ MEYER, A. The importance of the surface layer for the durability of concrete structure- SP 100-5. Detroit, ACI, 1987. p. 49-61.

A ausência total ou quase total de umidade nas vigas da arquibancada conduz a um razoável número de casos (87,8%) em que as armações estão expostas mas sem apresentar corrosão significativa.

Nos elementos vistoriados não foram encontrados casos de corrosão de armação com o cobrimento de concreto iguais ou maiores que os valores definidos pela norma NB1/60, que propõem valores aquém dos cobrimentos determinados pela NBR 6118:2003.

3.3.2.2 Relação entre profundidade de carbonatação medida e resistência à compressão do concreto

A relação entre resistência à compressão do concreto e a profundidade de carbonatação é tema bastante pesquisado. A variação entre estas duas propriedades é inversamente linear, como constatado por DURVAL (1992) e NEVILLE (1997).

No gráfico da FIG. 3.80, é mostrado que concreto do Mineirão segue também esta tendência. Os valores de resistência utilizados no gráfico foram obtidos nos ensaios de compressão feitos no ano de 1993 (com idade de aproximadamente 30 anos).

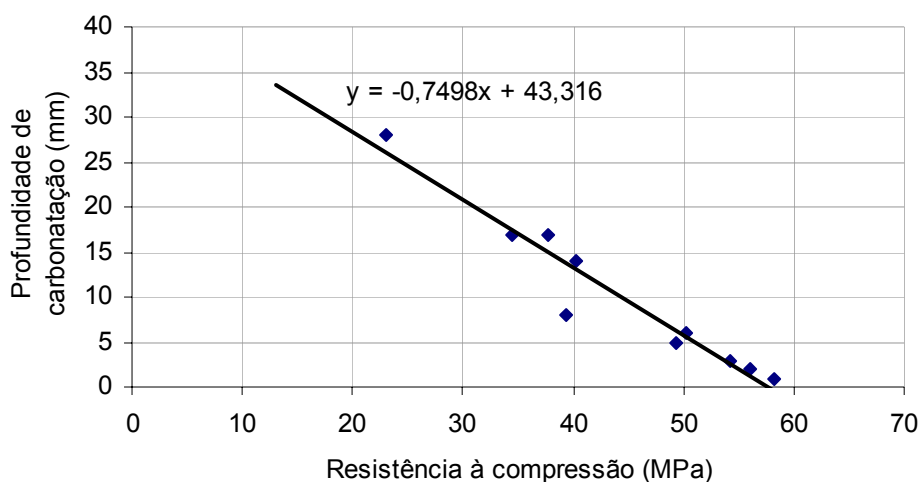


FIGURA 3.80 – Relação entre profundidade de carbonatação e resistência à compressão do concreto do Mineirão

3.3.2.3 Relação entre profundidade de carbonatação medida e as expectativas de evolução no tempo

Na seqüência serão mostradas algumas expectativas de profundidade de carbonatação segundo as equações de SITTER (1982), Eq. (2.13), supondo que o cimento empregado tenha de 30% a 40% de escória ou 50% de escória; PARROTT (1987), Eq. (2.15) utilizando a resistência à compressão do concreto aos 28 dias igual à média dos valores pesquisados de cada elemento estrutural nos arquivos da ADEMG; dois coeficientes de evolução sugeridos por HELENE (1993); e pelo monógrafo de MEYER, mostrado na FIG. 2.22. Todas as teorias e equações são apresentadas na revisão bibliográfica desta dissertação.

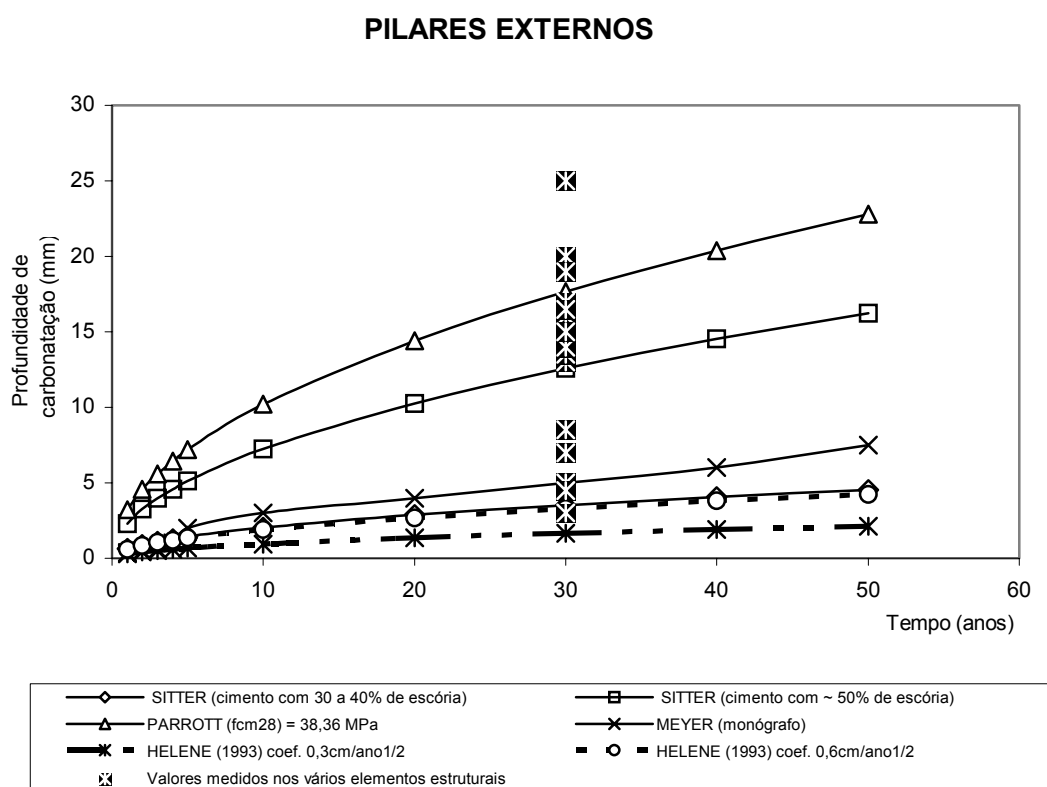


FIGURA 3.81 - Expectativa de profundidade de carbonatação para os pilares externos

VIGAS DA COBERTURA

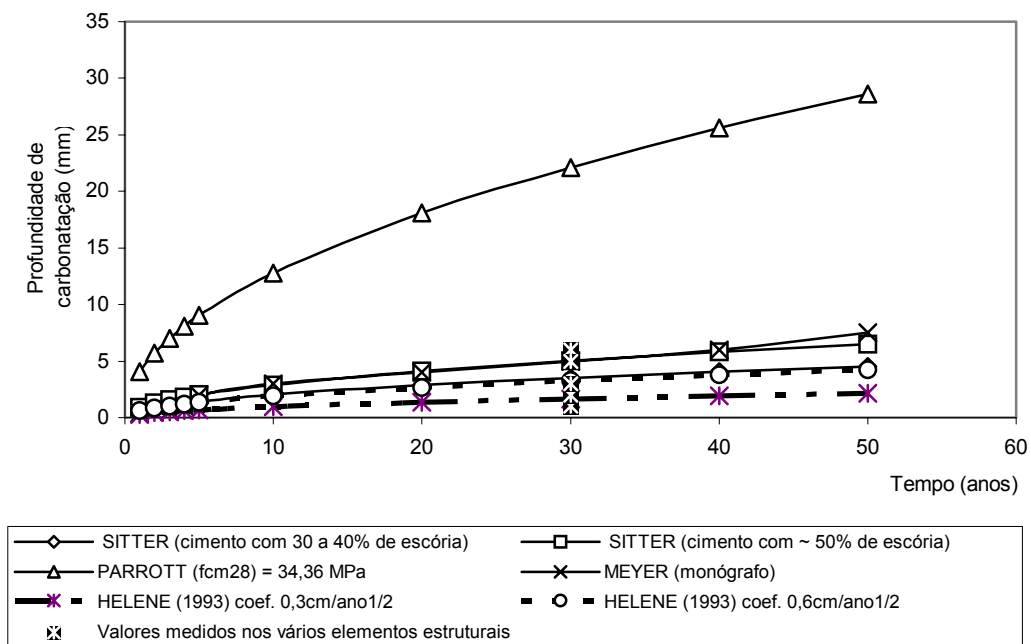


FIGURA 3.82 - Expectativa de profundidade de carbonatação para as vigas da cobertura

VIGAS DA ARQUIBANCADA

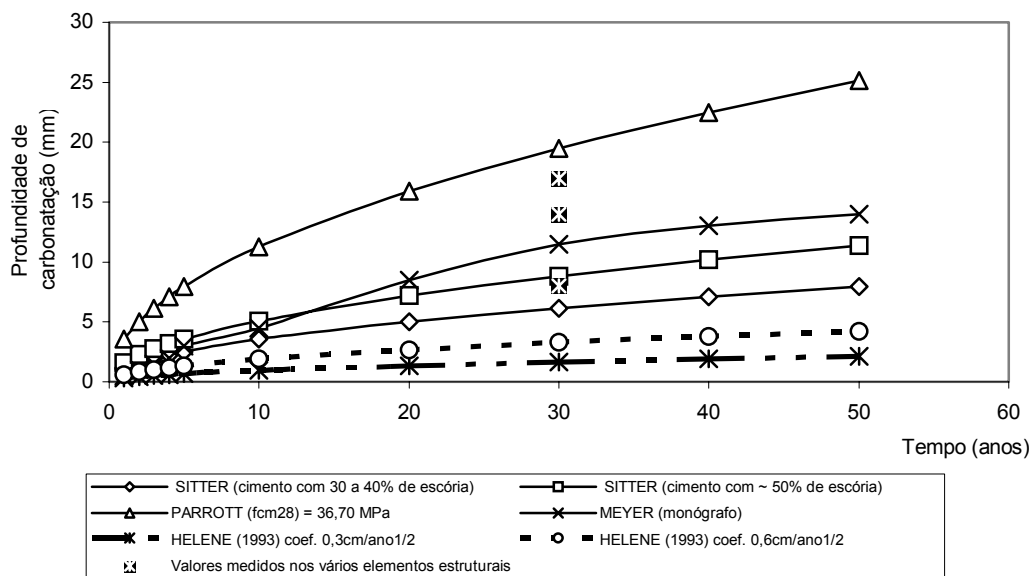


FIGURA 3.83 – Expectativa de profundidade de carbonatação para as vigas da arquibancada

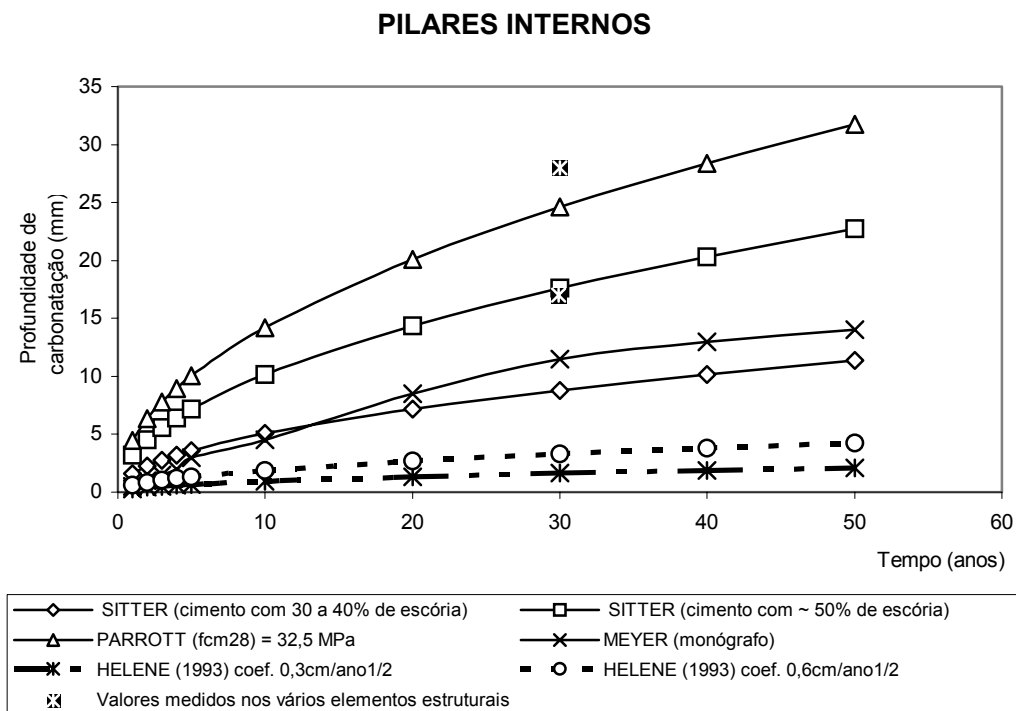


FIGURA 3.84 – Expectativa de profundidade de carbonatação para os pilares internos

Apesar de as resistências à compressão aos 28 dias do concreto das vigas da cobertura não terem o desvio padrão elevado, a curva sugerida por PARROTT (1987) está deslocada em relação às demais. As outras equações, para este caso, descrevem melhor o comportamento da evolução da carbonatação

Com relação aos pilares externos, por terem os dados coletados uma dispersão significativa, variando de 3mm a 25mm, não é possível com esta amostragem determinar qual equação representa melhor a evolução do avanço da carbonatação. Se for adotada como representativa a espessura média igual a 12,9mm (média das profundidades medidas), a curva que mais se aproxima é a de SITTER (1982), com escória de 50%.

Em resumo, a curva de SITTER (1982) com cimento com taxa de 50% de escória foi a que mais aderiu às profundidades de carbonatação de elementos externos com incidência de chuva.

Comparando as FIG. 3.83 e 3.84, que são representativas de elementos estruturais protegidos e ambientes secos, nota-se que os valores encontrados de profundidade de carbonatação enquadram-se nas curvas de PARROTT (1987) e SITTER (1982) com taxa de escória de 50%.

Os valores médios dos coeficientes de carbonatação calculados para os elementos estruturas pesquisados são:

- Pilares externos — $K= 2,20 \text{ mm.ano}^{-0,5}$;
- Pilares internos — $K= 4,25 \text{ mm.ano}^{-0,5}$;
- Vigas da cobertura — $K= 0,63 \text{ mm.ano}^{-0,5}$;
- Vigas da arquibancada — $K= 2,46 \text{ mm.ano}^{-0,5}$;
- Lajes da cobertura — $K= 0,99 \text{ mm.ano}^{-0,5}$;
- Consolos — $K= 2,08 \text{ mm.ano}^{-0,5}$.

Entretanto, devido à pequena amostragem de alguns elementos, é precipitado estender estas conclusões para o restante da estrutura do Mineirão.

3.4 Levantamento e Análise das Fissuras Devido a Esforços no Estádio Magalhães Pinto

3.4.1 Considerações preliminares

Aberturas e espaçamentos entre fissuras em estruturas fletidas de concreto armado, como no caso da flexão simples ou composta de grande excentricidade, surgem em decorrência da baixa capacidade do concreto a deformações de tração, isto é, da baixa capacidade de deformação deste quando submetido a esforços de tração, como é o caso das fissuras nas vigas da cobertura e da arquibancada do Mineirão. O estudo dessas aberturas e dos espaçamentos entre fissuras tem por objetivo fazer a aferição da distribuição das fissuras, verificada no levantamento *in loco* com as formulações

propostas pelas diversas normas, como a NB-1/60, a NBR 6118:2003, o CEB/78 e o CEB/90, bem como constatar que, em ambientes cuja agressividade é classificada como Classe de Agressividade II — agressividade moderada — segundo a Norma NBR 6118:2003, as aberturas das fissuras dentro do limite preconizado em seu item 6.4.2 (TAB. 6.1) não interferem na durabilidade dos elementos de concreto armado, respeitando-se os demais procedimentos desta norma no que tange à qualidade do concreto, cobrimentos das armaduras, etc. Foi feita a verificação da fissuração pela NB1/60 por se tratar da norma que estava em vigor por ocasião do projeto do Mineirão.

Optou-se por calcular também a abertura e o espaçamento das fissuras pelo CEB/78, por se tratar de formulações conhecidas, de amplo emprego na comunidade técnica, no cálculo de previsão de fissuração, como demonstrado por diversos autores, inclusive por CUNHA (1982) e RIGO DA SILVA (1992), no estudo experimental de deformabilidade de pilares fissurados na flexão normal composta e flexão de vigas, respectivamente.

3.4.2 Metodologia e critérios para levantamento dos dados em campo

A medição do espaçamento das fissuras das vigas de cobertura do Mineirão foi feita em 17 elementos estruturais dos setores 20 ao 25, sendo 4 vigas de extremidade (contíguas às juntas de dilatação) e 13 vigas intermediárias desses setores, como mostrado na FIG. 3.85.

Foram medidas as fissuras de 25 vigas da arquibancada, entre os setores 19 e 25, como mostrado na FIG. 3.86. De acordo com o exposto no item 3.2 desta dissertação, apenas o tramo **b** (entre os pilares externo e interno) dessas vigas foi vistoriado.

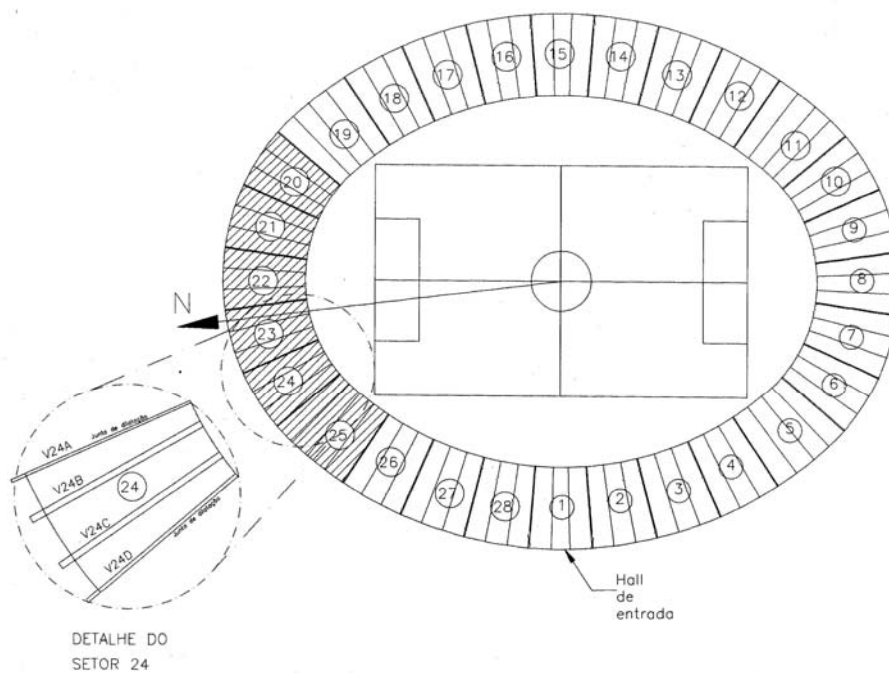


FIGURA 3.85 – Localização das vigas de cobertura em que foram feitos os levantamentos das fissuras – setores 20 ao 25

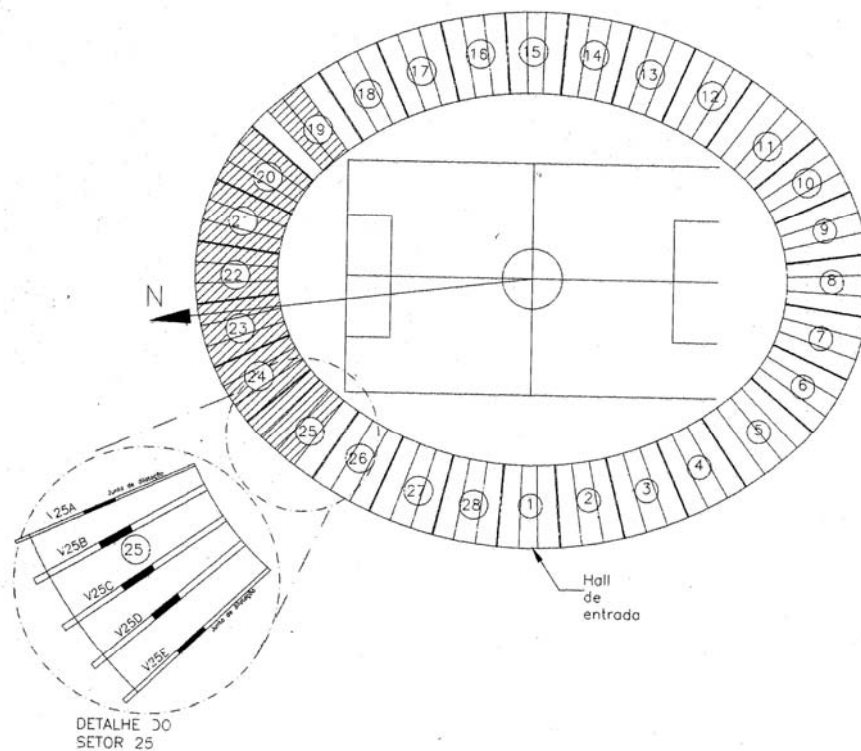


FIGURA 3.86 – Localização das vigas de arquibancada em que foram feitos os levantamentos das fissuras – setores 19 ao 25

Estes setores do Mineirão foram escolhidos por não terem ainda sofrido intervenções significativas de reparo e por se situarem no lado norte, sujeitos a maior insolação sazonal.

As vigas foram numeradas da seguinte forma: a letra “V” seguida do número do setor e de uma letra do alfabeto em ordem crescente, começando pela letra A (viga da junta de dilatação), seguida da B e C (vigas intermediárias) e, por fim, a D (viga da outra junta de dilatação), como mostrado nas FIG 3.85 e 3.86. A exceção ficou com o setor 25, que possui três vigas intermediárias, numeradas com as letras B, C e D e as duas vigas das juntas de dilatação como A e E.

Foram, portanto, coletados dados relativos às fissuras nas seguintes vigas de cobertura:

- Setor 25 — **V25E, V25D, V25C, V25B, V25A**
- Setor 24 — **V24C, V24B, V24A**
- Setor 23 — **V23D, V23C, V23B**
- Setor 22 — **V22C, V22B**
- Setor 21 — **V21C, V21B**
- Setor 20 — **V20C e V20B.**

Os dados coletados relativos às fissuras das vigas de arquibancada foram obtidos dos seguintes elementos:

- Setor 25 — **V25C, V25B, V25A**
- Setor 24 — **V24D, V24C, V24B, V24A**
- Setor 23 — **V23D, V23C, V23B, V23A**
- Setor 22 — **V22D, V22C, V22B, V22A**
- Setor 21 — **V21D, V21C, V21B, V21A**
- Setor 20 — **V20D, V20C, V20B, V20A**
- Setor 19 — **V19C e V19B.**

A leitura das aberturas das fissuras nas vigas foi feita por amostragem aleatória com auxílio de lupa graduada (fissurômetro) nas faces laterais das vigas, na região mais próxima da abertura máxima das mesmas, isto é, nas vigas da cobertura na região mais próxima à face superior e nas vigas das arquibancadas o mais próximo da laje de piso do caixão perdido. A maior parte das vigas de cobertura contíguas às juntas de dilatação possui rufo impedindo a leitura e a visualização das fissuras no ponto de maior abertura. Portanto, estes dados foram obtidos nos locais imediatamente abaixo do rufo, onde se podiam ver as fissuras.



FIGURA 3.87 – Demarcação da região onde foi feita a leitura da abertura das fissuras nas vigas das junta de dilatação

O levantamento do espaçamento entre as fissuras foi feito contando-se o número de fissuras visíveis a cada um metro ao longo de todo o comprimento da viga, de modo a se obter o espaçamento médio para cada trecho.



FIGURA 3.88 – Fotografia de uma viga da cobertura analisada. Algumas fissuras foram realçadas com giz branco



FIGURA 3.89 – Fotografia mostrando as fissuras existentes em um trecho de um metro. Para melhor visualização, as fissuras foram realçadas com giz

Observou-se que em todas as vigas de cobertura ocorreram fissuras acentuadas, mais largas e com maior comprimento, normalmente denominadas de fissuras principais. Tais fissuras encontram-se entremeadas por três ou quatro fissuras menores,

secundárias, tanto em comprimento como em abertura. As fissuras principais apresentam-se espaçadas aproximadamente 70cm umas das outras. Nas vigas da arquibancada não foram observadas distinções entre fissuras principais e secundárias.

As fissuras principais são aquelas que surgem primeiro em um processo de fissuração de vigas fletidas; e as secundárias, as que se formam na seqüência. As fissuras secundárias, como colocado no item 2.4.5.1, só ocorrem quando a deformação de tração do concreto, em alguma região entre as fissuras principais, ultrapassa o valor de 0,1‰ aproximadamente, que é a deformação considerada como crítica para a fissuração do concreto.

Nas anotações das vigas da arquibancada foi utilizada a seguinte representação: as fissuras desenhadas em traço cheio representam as fissuras da face direita da viga e as desenhadas em linhas pontilhadas representam as fissuras da face esquerda, como mostrado na FIG. 3.91.

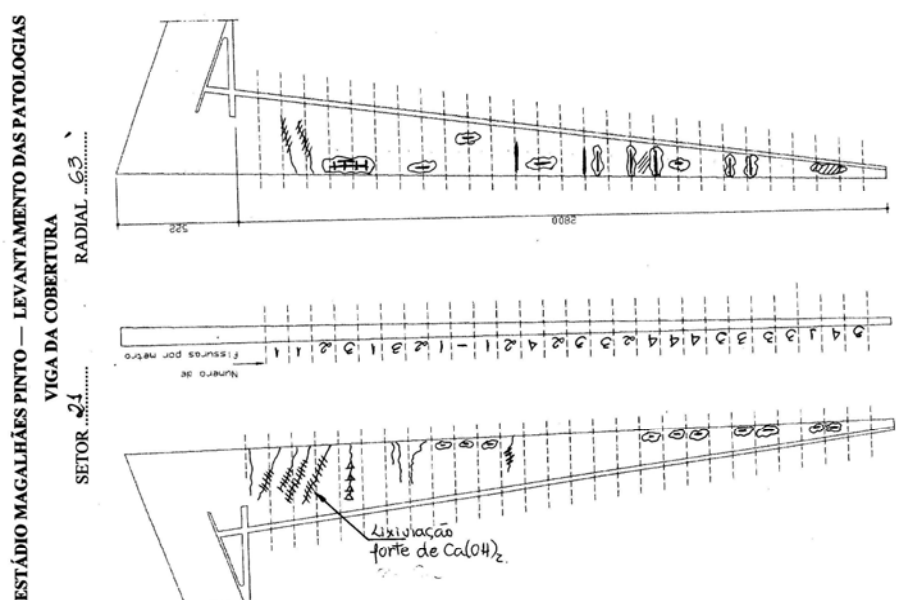


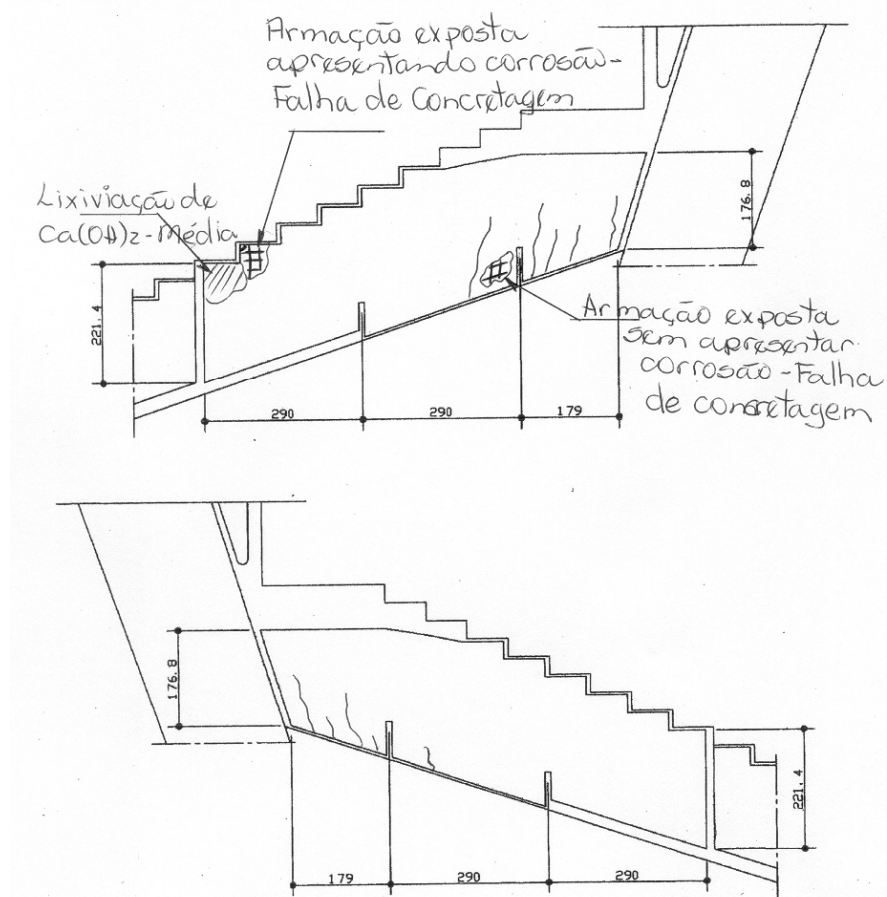
FIGURA 3.90 - Fac-símile do croqui utilizado no levantamento das fissuras e de outras patologias observadas na viga da cobertura do pórtico interno 21C. Os valores colocados em cima do croqui da viga representam o número de fissuras existentes por metro

ESTÁDIO MAGALHÃES PINTO — LEVANTAMENTO DAS PATOLOGIAS

VIGA DA ARQUIBANCADA

SETOR 22.....

RADIAL 66.....



Obs.: O concreto apresenta cor superficial mais clara

FIGURA 3.91 – Fac-símile de um dos croquis utilizados no levantamento das fissuras e das patologias observadas no tramo **b** da viga da arquibancada dos pórticos **25C** e **25D**

3.4.3 Cálculo e verificação dos espaçamentos e aberturas das fissuras

A análise da fissuração nas vigas da cobertura do Mineirão foi feita em três seções posicionadas a 15,50m (seção A-A); 21,70m (seção B-B) e 27,9m (seção C-C) da extremidade em balanço. No critério de escolha dessas seções levou-se em consideração o ponto de esforços máximos representado pela seção C-C, o meio do vão em balanço na seção A-A e uma seção intermediária entre as seções A-A e C-C, representada por B-B.

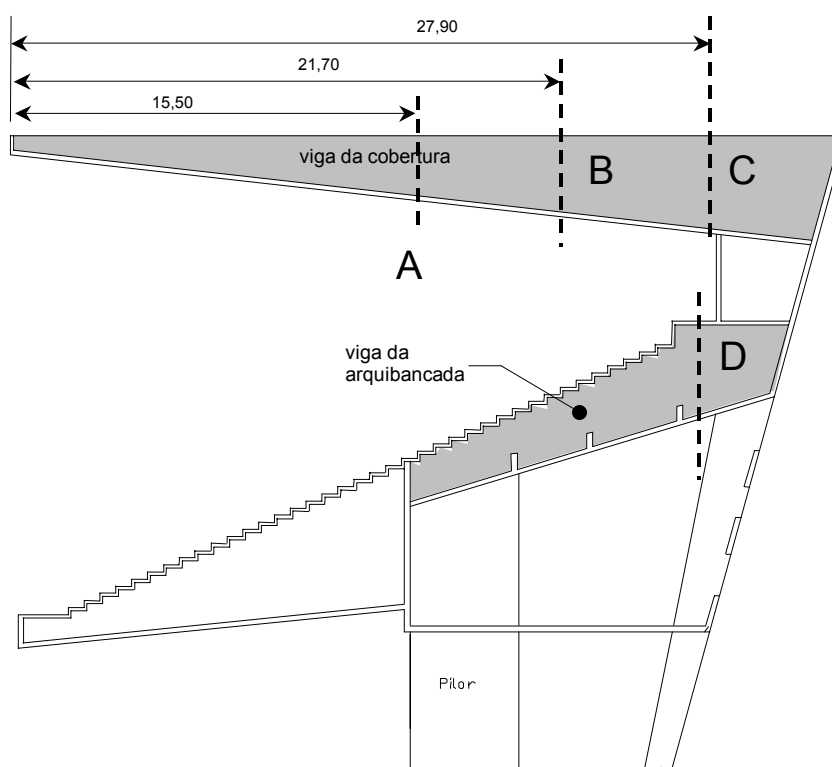


FIGURA 3.92 – Localização das seções analisadas das vigas da cobertura e vigas da arquibancada

Nas vigas da arquibancada foi analisada a seção D-D, localizada próxima ao pilar externo, onde agem os esforços principais.

Para o cálculo das aberturas e espaçamentos das fissuras das vigas da cobertura foram utilizados os seguintes dados:

- resistência do concreto $f_{ck,est} = 21,1$ MPa, que corresponde à resistência característica do concreto aos 28 dias (ADEMG, 1964)
- aço CA-60, com resistência $f_{yk} = 60,0$ kN/cm²;
- esforços atuantes nos pórticos das juntas de dilatações:

Seção transversal	Momentos atuantes (kN.m)	
	Cargas permanentes	Cargas totais
A-A	2344,19	2580,38
B-B	4849,96	5291,95
C-C	8700,00	941181

- esforços atuantes nos pórticos centrais:

Seção transversal	Momentos atuantes (kN.m)	
	Cargas permanentes	Cargas totais
A-A	5403,09	5967,65
B-B	10943,62	11992,62
C-C	19310,96	20992,18

- distribuição das armações conforme projeto estrutural e apresentado no ANEXO.

Como não foi possível localizar o controle sistemático da resistência à compressão do concreto das vigas da arquibancada, foi utilizado o valor de 18 MPa para a verificação das fissuras. Esta é a resistência adotada para o projeto do Mineirão. Os demais dados utilizados foram:

- aço CA-60, com resistência $f_{yk} = 60,0$ kN/cm²;
- esforços atuantes nos pórticos da junta de dilatação:

Seção transversal	Momentos atuantes (kN.m)	
	Cargas permanentes	Cargas totais
D-D	8284,88	9216,63

- esforços atuantes nos pórticos centrais:

Seção transversal	Momentos atuantes (kN.m)	
	Cargas permanentes	Cargas totais
D-D	16936,02	18526,83

- distribuição das armações conforme projeto estrutural e apresentada também no ANEXO.

As TAB. 3.16, 3.17 e 3.18 apresentam os valores calculados das aberturas e espaçamento entre fissuras e as médias dos dados coletados das fissuras presentes nas vigas da cobertura e arquibancada – tramo b.

Os dados relativos à fissuração, medidos *in loco*, representam os espaçamentos residuais da fissuração máxima que ocorreram em algum momento durante as quatro décadas de funcionamento do Mineirão. Considera-se, portanto, que o número de fissuras corresponda ao carregamento total, máximo. Entretanto, os valores relativos às aberturas das fissuras foram obtidos em ocasiões em que as cargas eram apenas as permanentes, podendo, em consequência disso, não corresponderem aos valores máximos ocorridos em algum momento da vida da estrutura.

TABELA 3.16 - Viga da cobertura – junta de dilatação. Espaçamento (s_{rm}) e abertura (w_k) das fissuras calculadas segundo as normas NB-1/60, NBR 6118:2003, CEB/78 e CEB/90 e média dos valores coletados *in loco* (em milímetros)

Pórtico	Seção	Cargas	NB1/60	NBR 6118:2003	CEB/90	CEB/78	Valores médios medidos
Pórticos da junta de dilatação	A-A	Permanentes	$w_k = 0,09$ $s_{rm} = 114,6$	$w1 = 0,19$ $w2 = 0,07^*$	Fiss.principais $w_k = 0,18$ $s_{rm} = 312$	Fiss.principais $w_k = 0,20$ $s_{rm} = 141$	Fiss. principais $w_m \approx 0,15$ $s_{rm} = 474$
					Fiss.secundárias $w_k = 0,05$ $s_{rm} = 52$	Fiss.secundárias $w_k = 0,18$ $s_{rm} = 141$	Fiss.secundárias $w_m \approx 0,15$ $s_{rm} = 233$
		Totais	$w_k = 0,10$ $s_{rm} = 114,6$	$w1 = 0,23$ $w2 = 0,08^*$	Fiss.principais $w_k = 0,24$ $s_{rm} = 343$	Fiss.principais $w_k = 0,20$ $s_{rm} = 141$	Não foram medidos
					Fiss.secundárias $w_k = 0,05$ $s_{rm} = 52$	Fiss.secundárias $w_k = 0,22$ $s_{rm} = 141$	
	B-B	Permanentes	$w_k = 0,09$ $s_{rm} = 104,7$	$w1 = 0,19$ $w2 = 0,06^*$	Fiss.principais $w_k = 0,17$ $s_{rm} = 284$	Fiss.principais $w_k = 0,17$ $s_{rm} = 133$	Fiss.principais $w_m \approx 0,25$ $s_{rm} = 458$
					Fiss.secundárias $w_k = 0,04$ $s_{rm} = 41$	Fiss.secundárias $w_k = 0,18$ $s_{rm} = 133$	Fiss.secundárias $w_m \approx 0,2$ $s_{rm} = 215$
		Totais	$w_k = 0,09$ $s_{rm} = 104,6$	$w1 = 0,23$ $w2 = 0,06^*$	Fiss.principais $w_k = 0,21$ $s_{rm} = 310$	Fiss.principais $w_k = 0,19$ $s_{rm} = 133$	Não foram medidos
					Fiss.secundárias $w_k = 0,04$ $s_{rm} = 41$	Fiss.secundárias $w_k = 0,20$ $s_{rm} = 133$	
	C-C	Permanentes	$w_k = 0,09$ $s_{rm} = 105,2$	$w1 = 0,23$ $w2 = 0,06^*$	Fiss.principais $w_k = 0,21$ $s_{rm} = 311$	Fiss.principais $w_k = 0,19$ $s_{rm} = 136$	Fiss.principais $w_m \approx 0,30$ a $0,35$ $s_{rm} = 467$
					Fiss.secundárias $w_k = 0,04$ $s_{rm} = 42$	Fiss.secundárias $w_k = 0,21$ $s_{rm} = 136$	Fiss.secundárias $w_m \approx 0,25$ $s_{rm} = 241$
		Totais	$w_k = 0,10$ $s_{rm} = 105,2$	$w1 = 0,26$ $w2 = 0,07^*$	Fiss.principais $w_k = 0,25$ $s_{rm} = 337$	Fiss.principais $w_k = 0,21$ $s_{rm} = 137$	Não foram medidos
					Fiss.secundárias $w_k = 0,05$ $s_{rm} = 43$	Fiss.secundárias $w_k = 0,23$ $s_{rm} = 137$	
(*) valor admitido como provável abertura de fissura pela NBR 6118:2003							

TABELA 3.17 - Viga da cobertura – pórticos centrais. Espaçamento (s_{rm}) e abertura (w_k) das fissuras calculadas segundo as normas NB-1/60, NBR 6118:2003, CEB/78 e CEB/90 e média dos valores coletados *in loco* (em milímetros)

Pórtico	Seção	Cargas	NB1/60	NBR 6118:2003	CEB/90	CEB/78	Valores médios medidos
Pórticos centrais	A-A	Permanentes	$w_k = 0,12$ $s_{rm} = 113$	$w1 = 0,30$ $w2 = 0,07^*$	Fiss. principais $w_k = 0,32$ $s_{rm} = 388$	Fiss. principais $w_k = 0,21$ $s_{rm} = 130$	Fiss. principais $w_m \approx 0,2$ $s_{rm} = 381$
					Fiss. secundárias $w_k = 0,06$ $s_{rm} = 51$	Fiss. secundárias $w_k = 0,23$ $s_{rm} = 130$	Fiss. secundárias $w_m \approx 0,2$ $s_{rm} = 190$
		Totais	$w_k = 0,13$ $s_{rm} = 113$	$w1 = 0,37$ $w2 = 0,08^*$	Fiss. principais $w_k = 0,40$ $s_{rm} = 428$	Fiss. principais $w_k = 0,24$ $s_{rm} = 130$	Não foram medidos
					Fiss. Secundárias $w_k = 0,07$ $s_{rm} = 51$	Fiss. secundárias $w_k = 0,26$ $s_{rm} = 130$	
	B-B	Permanentes	$w_k = 0,09$ $s_{rm} = 102$	$w1 = 0,24$ $w2 = 0,07^*$	Fiss. principais $w_k = 0,22$ $s_{rm} = 311$	Fiss. principais $w_k = 0,18$ $s_{rm} = 124$	Fiss. principais $w_m \approx 0,25$ $s_{rm} = 493$
					Fiss. secundárias $w_k = 0,04$ $s_{rm} = 40$	Fiss. secundárias $w_k = 0,19$ $s_{rm} = 124$	Fiss. secundárias $w \approx 0,2$ $s_{rm} = 219$
		Totais	$w_k = 0,10$ $s_{rm} = 102$	$w1 = 0,29$ $w2 = 0,07^*$	Fiss. principais $w_k = 0,27$ $s_{rm} = 341$	Fiss. principais $w_k = 0,20$ $s_{rm} = 123$	Não foram medidos
					Fiss. secundárias $w_k = 0,05$ $s_{rm} = 40$	Fiss. secundárias $w_k = 0,22$ $s_{rm} = 123$	
	C-C	Permanentes	$w_k = 0,09$ $s_{rm} = 100$	$w1 = 0,23$ $w2 = 0,06^*$	Fiss. principais $w_k = 0,20$ $s_{rm} = 294$	Fiss. principais $w_k = 0,17$ $s_{rm} = 122$	Fiss. principais $w \approx 0,30$ a $0,35$ $s_{rm} = 456$
					Fiss. secundárias $w_k = 0,04$ $s_{rm} = 37$	Fiss. secundárias $w_k = 0,19$ $s_{rm} = 122$	Fiss. secundárias $w \approx 0,25$ $s_{rm} = 221$
		Totais	$w_k = 0,10$ $s_{rm} = 100$	$w1 = 0,26$ $w2 = 0,07^*$	Fiss. principais $w_k = 0,24$ $s_{rm} = 319$	Fiss. principais $w_k = 0,19$ $s_{rm} = 122$	Não foram medidos
					Fiss. secundárias $w_k = 0,04$ $s_{rm} = 37$	Fiss. secundárias $w_k = 0,21$ $s_{rm} = 122$	
(*) valor admitido como provável abertura de fissura pela NBR 6118:2003							

TABELA 3.18 - Viga da arquibancada. Espaçamento (s_{rm}) e abertura (w_k) das fissuras calculadas segundo normas as NB-1/60, NBR 6118:2003, CEB/78 e CEB/90 e média dos valores coletados *in loco* (em milímetros)

Pórtico	Seção	Cargas	NB1/60	NBR 6118:2003	CEB/90	CEB/78	Valores médios medidos
Pórticos centrais	D-D	Permanentes	$w_k = 0,13$ $s_{rm} = 110$	$w1 = 0,48$ $w2 = 0,11^*$	Fiss. principais $w_k = 0,52$ $s_{rm} = 497$	Fiss. principais $w_k = 0,27$ $s_{rm} = 123$	$w_m \approx 0,43$ $s_{rm} = 434$
					Fiss. secundárias $w_k = 0,08$ $s_{rm} = 47$	Fiss. secundárias $w_k = 0,28$ $s_{rm} = 123$	
	D-D	Totais	$w_k = 0,14$ $s_{rm} = 110$	$w1 = 0,59$ $w2 = 0,12^*$	Fiss. principais $w_k = 0,65$ $s_{rm} = 546$	Fiss. principais $w_k = 0,30$ $s_{rm} = 123$	Não foram medidos
					Fiss. secundárias $w_k = 0,09$ $s_{rm} = 47$	Fiss. secundárias $w_k = 0,30$ $s_{rm} = 123$	
Pórticos da junta de dilatação	D-D	Permanentes	$w_k = 0,12$ $s_{rm} = 109$	$w1 = 0,40$ $w2 = 0,10^*$	Fiss. principais $w_k = 0,42$ $s_{rm} = 450$	Fiss. principais $w_k = 0,25$ $s_{rm} = 123$	$w_m \approx 0,42$ $s_{rm} = 399$
					Fiss. secundárias $w_k = 0,07$ $s_{rm} = 47$	Fiss. secundárias $w_k = 0,25$ $s_{rm} = 123$	
	D-D	Totais	$w_k = 0,13$ $s_{rm} = 109$	$w1 = 0,50$ $w2 = 0,11^*$	Fiss. principais $w_k = 0,54$ $s_{rm} = 501$	Fiss. principais $w_k = 0,27$ $s_{rm} = 123$	Não foram medidos
					Fiss. secundárias $w_k = 0,08$ $s_{rm} = 47$	Fiss. secundárias $w_k = 0,28$ $s_{rm} = 123$	
(*) valor admitido como provável abertura de fissura pela NBR 6118:2003							

3.4.4 Análise dos valores obtidos dos espaçamentos e aberturas das fissuras

As medidas das fissuras coletadas *in loco* das vigas de cobertura centrais apresentam-se bastante homogêneas. Os valores dos espaçamentos entre elas, após a estabilização, giram em torno de 210mm, com abertura média de 0,22mm. As fissuras principais dessas vigas apresentam espaçamento médio da ordem de 443mm.

Para as vigas das juntas de dilatação o espaçamento médio medido entre as fissuras é de 230mm, o espaçamento entre fissuras principais é de 466mm e a abertura média é de 0,23mm.

Nas vigas da arquibancada dos pórticos centrais a distância média entre fissuras é de 434mm e a abertura média, de 0,43mm. Para as vigas dos pórticos da junta de dilatação, o espaçamento médio é de 399mm e a abertura média é de 0,42mm.

Analisando os valores obtidos nos cálculos das propriedades das fissuras (abertura e espaçamento), vê-se que não existe uma consonância entre as várias normas. Isto se deve, em parte, ao fato de a norma NB1/60 utilizar a Teoria Clássica para o cálculo das fissuras (teoria esta que não leva em consideração o cobrimento e a distância entre as armações), enquanto as demais normas utilizam a Teoria Combinada. Mesmo assim, entre as normas CEB/90, CEB/78 e NBR 6118:2003, os resultados não têm valores similares.

Para as vigas de cobertura (pórticos das juntas ou pórticos centrais), nenhuma das teorias propostas pelas normas representou valores similares ao espaçamento medido *in loco*. Entretanto, as aberturas estimadas das fissuras, previstas pelas normas, tiveram razoável similaridade com as medidas *in loco*, com exceção das propostas pelas normas NB1/60, NBR 6118:2003 — no cálculo da menor abertura das fissuras — e o CEB/90 — para o cálculo da abertura das fissuras secundárias. Na seção C-C todos os valores calculados foram inferiores à média das aberturas das fissuras verificada *in loco*.

Nas vigas da arquibancada também existe uma homogeneidade nas representações das fissuras medidas *in loco*, como caminhamento, espessura e comprimento, mas não é possível distinguir, com bastante clareza, entre fissuras principais e secundárias, como visto nas vigas da cobertura. Observa-se, entretanto, que a abertura e o espaçamento pesquisados *in loco* tendem relativamente para os valores calculados pelo CEB/90, na avaliação das fissuras principais.

Os valores calculados pelo CEB/90 para o espaçamento das fissuras principais — fase na qual a fissuração ainda não está estabilizada — é aproximadamente a média entre os valores medidos das fissuras principais e os das fissuras secundárias.

A fórmula proposta pela NB1/60 para o cálculo do espaçamento entre as fissuras é equivalente à proposta pela Eq.(2.17), corrigindo-a por 1,5, que seria a correção estatística do valor obtido. Mesmo levando-se em consideração essa correção, o espaçamento calculado é, em média, a metade do valor encontrado nas vigas de cobertura e um quarto do valor para as vigas da arquibancada. A mesma diferença é observada com as aberturas das fissuras. Essa diferença, como já foi colocado, talvez seja em decorrência da não-consideração de variáveis importantes no cálculo da fissuração, como o cobrimento e a distância das armações, prevalecendo unicamente na estimativa o equilíbrio interno entre o concreto e o aço frente às solicitações externas impostas.

Fazendo-se uma análise do cálculo da abertura das fissuras a partir da NBR 6118:2003, observa-se que em uma das equações esta norma, reproduzida como Eq. (2.41) nessa

dissertação — $w_2 = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$ — também não representa os valores

médios encontrados nas vigas da cobertura e arquibancada, para as condições existentes. Os valores calculados são três vezes menores que os valores encontrados na realidade. O mesmo pode ocorrer quando se verifica a fissuração na fase já estabilizada pelo CEB/90. O outro valor encontrado w_1 , correspondente à aplicação da Eq. (2.40) desta

dissertação — $w_1 = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$ —, representa com razoável aproximação os

valores de aberturas medidos *in loco*.

A partir da norma NBR 6118:2003 não é possível calcular o espaçamento entre fissuras. Caso seja necessário, pode-se aplicar a fórmula fundamental da Eq. (2.29) ($w_m = s_m \cdot \varepsilon_{sm}$), em que o espaçamento é a relação entre a abertura das fissuras e o alongamento do aço entre elas. Para se ter uma idéia dos valores, na viga de cobertura

do pórtico central, seção A-A, com suas cargas permanentes, os espaçamentos calculados, tomando-se as aberturas $w_1 = 0,30\text{mm}$ e $w_2 = 0,07\text{mm}$, seriam, respectivamente, $s_{rm1} = 272,4\text{mm}$ e $s_{rm2} = 65,7\text{mm}$. A mesma observação do parágrafo anterior é também válida para o cálculo de espaçamento entre fissuras, já que são valores proporcionais.

O cálculo da estimativa da fissuração pelo CEB/78 também não representa os valores medidos levando-se em consideração os parâmetros existentes (seção geométrica da seção de concreto, resistência, propriedades, localização e geometria dos aços).

No caso do Mineirão, estas distorções entre os valores calculados e os verificados *in loco* podem ter como origem inúmeras variáveis envolvidas e não consideradas nessas formulações, tais como:

- a escolha da variabilidade estatística da coleta dos dados;
- a incerteza dos valores dos carregamentos máximos ocorridos durante a vida da estrutura;
- a incerteza das propriedades do concreto na ocasião da liberação das vigas de cobertura e arquibancada;
- idem, por ocasião do carregamento máximo;
- influência de efeitos secundários sazonais que agem sobre as estruturas da cobertura, como a variação térmica e umidade do ar;
- o posicionamento do centro dos esforços de tração, influenciado pela geometria das vigas.

As distorções entre os valores apresentados podem ser indicativas, também, de que as vigas da cobertura e arquibancada ainda não atingiram a formação generalizada da fissuração, como definido nas normas. Ou seja, que as tensões e deformações nas armaduras estariam sempre abaixo dos limites que permitiriam o surgimento de fissuração generalizada.

Observa-se, entretanto, que de um modo geral para as vigas da cobertura, com algumas exceções, as expectativas de aberturas de fissuras calculadas pelas normas citadas satisfazem às condições impostas para a durabilidade de acordo com as condições ambientais que as envolvem, que são:

- NB1/60 – $w_k \leq 0,2\text{mm}$ — para elementos expostos em ambientes não agressivos;
- NBR 6118:2003 – $w_k \leq 0,3\text{mm}$ — para elementos expostos em ambientes com classe de agressividade CAA II;
- CEB/78 – $w_k \leq 0,2\text{mm}$ — para elementos expostos em ambientes de moderada agressividade, ações de combinações freqüentes e aço com fraca sensibilidade de corrosão;
- CEB/90 – $w_k \leq 0,3\text{mm}$ — para elementos expostos à classe de exposição 2.

As vigas da cobertura nos pórticos localizados nas juntas de dilatação e os centrais, seções B-B e C-C, apresentam aberturas médias de fissuras, medidas *in loco*, maiores que as permitidas pelas normas. Apesar disso, não foram observadas deteriorações nas armações em decorrência da fissuração. Isso comprova que:

- os limites de abertura de fissuras propostos pelas normas atuais são suficientes para evitar a corrosão das armações, em ambientes com agressividade moderada;
- no local onde se encontram as armações, as fissuras têm suas aberturas reduzidas, comparadas às aberturas no alinhamento rente à face mais extrema das vigas (local onde é feita a leitura da abertura), conduzindo ao favorecimento da preservação das armações;
- no caso das fissuras finas, elas se obturam devido à carbonatação do hidróxido de cálcio, que expande cerca de 11% do seu volume (COUTINHO, 1974);
- a fissuração transversal não tem grande influência na durabilidade das estruturas de concreto armado em ambientes que não apresentam classes de agressividade rigorosas, como já comprovado em diversos outros estudos.

Na FIG. 3.93 é mostrada uma escarificação executada na viga da cobertura no alinhamento de uma fissura para se verificar o cobrimento e o grau de deterioração das armaduras. Observa-se que o estribo, por ter um cobrimento menor, apresenta pontos de corrosão, enquanto a armadura principal, que está com cobrimento razoável, ainda permanece com a camada de ferrato de cálcio íntegra e não exibe corrosão, apesar de a fissura ter interceptado a mesma.



FIGURA 3.93 – Foto de viga de cobertura do pórtico central escarificada, para a pesquisa do grau de corrosão das armaduras

Nas vigas da arquibancada, as expectativas de aberturas de fissuras calculadas pelas normas não ultrapassam os limites máximos definidos por estas, de acordo com as condições ambientais do seu micro-clima e por se tratar de concreto armado aparente. Os limites de abertura de fissuras são:

- NB1/60 – $w_k \leq 0,2\text{mm}$ — para elementos expostos em ambientes não agressivos;
- NBR 6118:2003 – $w_k \leq 0,4\text{mm}$ — para elementos expostos em ambientes com classe de agressividade CAA II, mas que se encontram em local protegido das chuvas, admitindo-se as condições de agressividade mais branda;

- CEB/78 – $w_k \leq 0,3\text{mm}$ — para elementos expostos em ambientes de fraca agressividade, ações de combinações freqüentes e aço com suave sensibilidade de corrosão;
- CEB/90 – $w_k > 0,4\text{mm}$ — para elementos no interior dos edifícios.

Apesar de as aberturas médias das fissuras medidas *in loco* apresentarem valores maiores que o limite máximo exigido pelas normas CEB/78, NBR 6118:2003 e NB1/60, as vigas das arquibancadas também não apresentam sinais de corrosão causada por penetração de agentes agressivos pelas aberturas das fissuras, mesmo tendo em muitos locais aberturas que ultrapassam o valor de 0,8mm.

Certificou-se mais uma vez que, seguindo as recomendações que visam à obtenção de um concreto de qualidade, com o emprego de maior quantidade de cimento, baixo fator a/c e cuidados durante a execução da concretagem e da cura com o propósito de obter um concreto de baixa permeabilidade, obtêm-se estruturas de alta *performance* frente à durabilidade, mesmo estas apresentando, para ambientes com nível de agressividade moderada, aberturas de fissuras significativas.

3.5 Levantamento e Análise das Deformações do Estádio Magalhães Pinto

3.5.1 Considerações preliminares

As deformações que tenham origem em esforços solicitantes de flexão, de cortante ou de rotações são limitadas em valores máximos, de tal forma que as estruturas apresentem:

- deformabilidade compatível com os princípios da teoria da elasticidade;
- deformações que não causem desconforto visual ou estético aos que a utilizam;
- deformações que não prejudiquem os encaixes e apoios rotulados;

- deformações que não interfiram na integridade dos elementos não estruturais;
- deformações que não interfiram na operacionalidade dos equipamentos que permaneceram apoiadas sobre estas estruturas.

Somado aos fatores acima listados, busca-se, também, uma menor deformabilidade das estruturas objetivando restringir as oscilações ou vibrações indesejáveis dos elementos estruturais, de modo a proporcionar melhor conforto ao equilíbrio do corpo humano. Esse deve ser sempre o objetivo, principalmente em edificações que têm por finalidade a concentração de seres humanos, como estádios, teatros, cinemas, *shoppings centers*, passarelas, instalações comerciais, etc.

A análise das deformações do Estádio Magalhães Pinto tem por objetivo a comparação entre as expectativas das formulações propostas pelas normas NB-1/60 (em vigor na época do projeto e da construção do Mineirão), a NBR 6118:2003 e o CEB/90, com as deformações medidas nas extremidades dos balanços das vigas de cobertura e da arquibancada, em diferentes idades, quais sejam: após a retirada do escoramento; decorridos aproximadamente 1.000 dias do descimbramento; e passados 30 anos.

As flechas imediatas e com a idade de aproximadamente 1000 dias do descimbramento das vigas da cobertura foram levantadas em pesquisas feitas nos arquivos relativos à época da construção do Mineirão, em documentos tais como: relatórios, cartas, atas de reuniões daquela época, que gentilmente a ADEMG colocou à disposição para esta pesquisa.

3.5.2 Deformações nas vigas da arquibancada

Por ser uma edificação especial e com grande volume de concreto, além de sua razoável complexidade executiva, a construção da superestrutura do Mineirão foi precedida de estudo minucioso do projeto estrutural por parte de todas as pessoas envolvidas com a obra. Estes estudos visavam:

- ao planejamento das etapas construtivas;
- à definição dos esquemas de escoramentos utilizados;
- ao planejamento das concretagens em que se previram os equipamentos necessários para realização desta tarefa, bem como os traços que atendessem à resistência exigida no projeto e os esquemas de paradas de concretagem;
- ao planejamento e pré-montagem das armações do pórtico principal (cobertura e arquibancada) através de um gabarito em escala 1/1, montado no chão próximo à obra, conforme observado no canto superior da foto da FIG. 3.94;
- à definição do tempo de cura necessário ou à necessidade de utilização de cura química;
- à previsão da data provável de desforma;
- à seqüência de descimbramento;
- à previsão do monitoramento das flechas.



FIGURA 3.94 – Fotografia aérea mostrando o setor 15 (à direita) com a estrutura da arquibancada pronta, o setor 16 com a forma em execução e, no canto superior esquerdo, o gabarito que serviu para alojar e verificar o posicionamento do aço dobrado do setor 15

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.

Nesta ocasião, por volta do início do ano de 1963, já tendo sido definido o projeto estrutural da superestrutura, foi decidido que seria executado um primeiro setor piloto, que serviria para avaliar as decisões construtivas previamente definidas em equipe, ainda que passíveis de alterações e de adequações, do ponto de vista da construção. O setor escolhido para ser o piloto foi o de número 15, “talvez por uma questão de planejamento da seqüência definida da execução dos demais setores”. (LEITÃO, 2004²⁹).

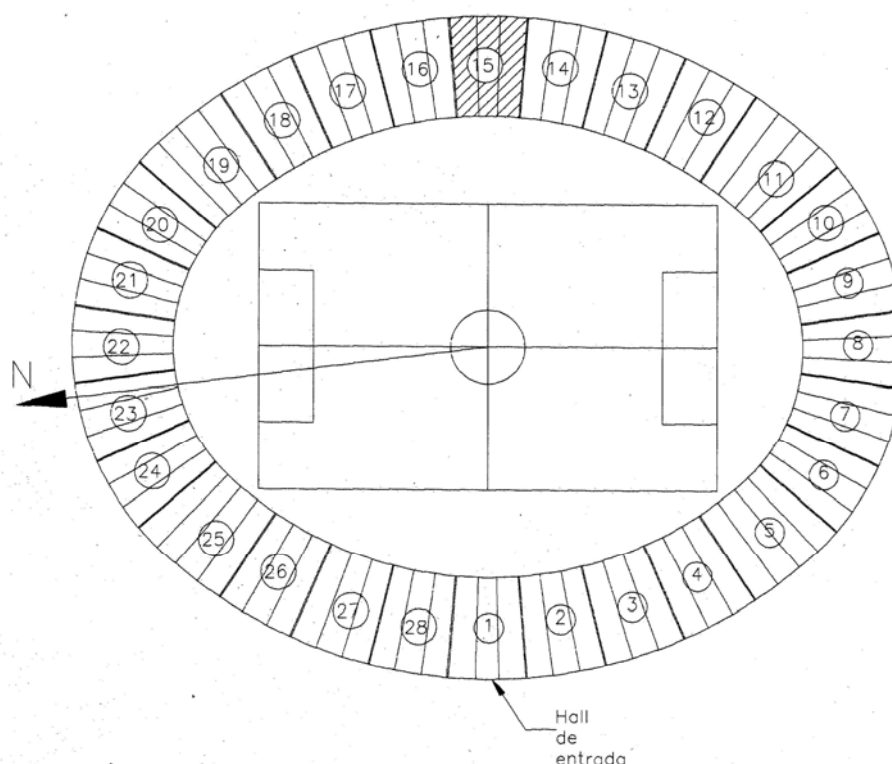


FIGURA 3.95 – Planta esquemática do Mineirão com a localização do setor 15

No planejamento acordado pelos engenheiros da obra para a construção do setor 15, adotou-se a seguinte seqüência:

- concretagem do pilar central (pilar 100) até o nível 851.250, que corresponde à base da viga da arquibancada, deixando esperas para a ligação com essa viga;

²⁹ LEITÃO, F.V. Entrevista concedida por F.V. Leitão à Ana Margarida V. Angelo, em 22/09/2004. Belo Horizonte, 2004.

- concretagem do pilar externo (pilar 00) até o nível da base da viga da arquibancada, FIG. 3.96;
- escoramento e colocação da forma da laje do fundo da arquibancada, com a mesma inclinação da face inferior da viga, FIG. 3.97;
- concretagem da viga e da laje do fundo da arquibancada;
- concretagem da arquibancada.



FIGURA 3.96 – Vista lateral externa da montagem da forma e do escoramento do pilar externo e viga da arquibancada

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.

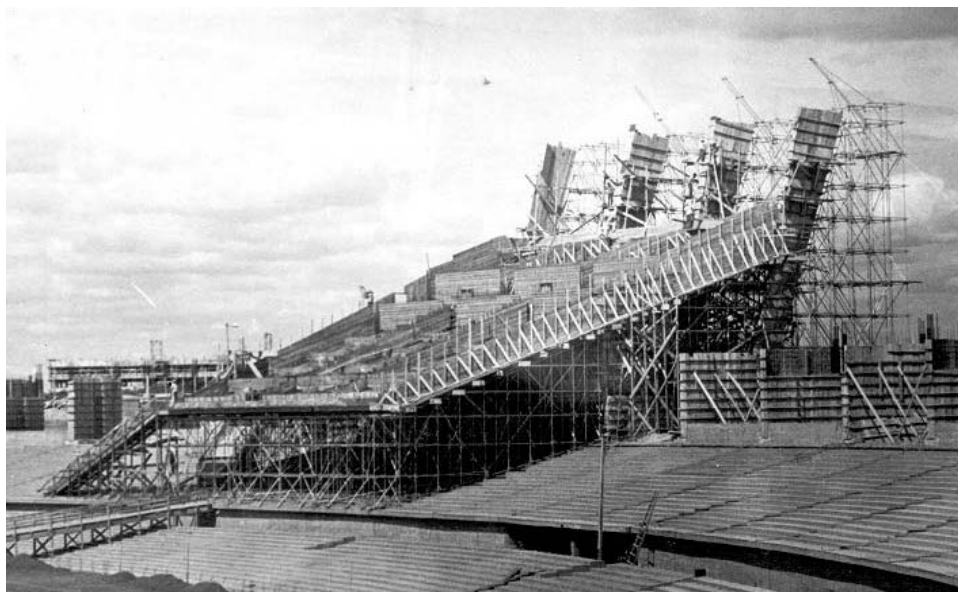


FIGURA 3.97 – Vista interna da forma e do escoramento das lajes e vigas da arquibancada do setor 15, que serviu como setor piloto para possíveis adequações executivas

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.

Os desenhos de forma e armações originais do setor 15 não foram localizados. De acordo com as informações disponíveis, observadas em atas de reunião³⁰ realizada em 27/04/1964 e em depoimentos colhidos com pessoas diretamente ligadas à construção do Mineirão, o projeto original do pórtico era composto por viga da arquibancada, apoiada sobre o pilar central com dimensões máximas no balanço da ordem de 180 centímetros, como mostrado na FIG. 3.98.

³⁰ Administração dos Estádios de Minas Gerais – ADEMG. Ata de reunião de 27.04.64. Belo Horizonte:ADEMG, 1964.

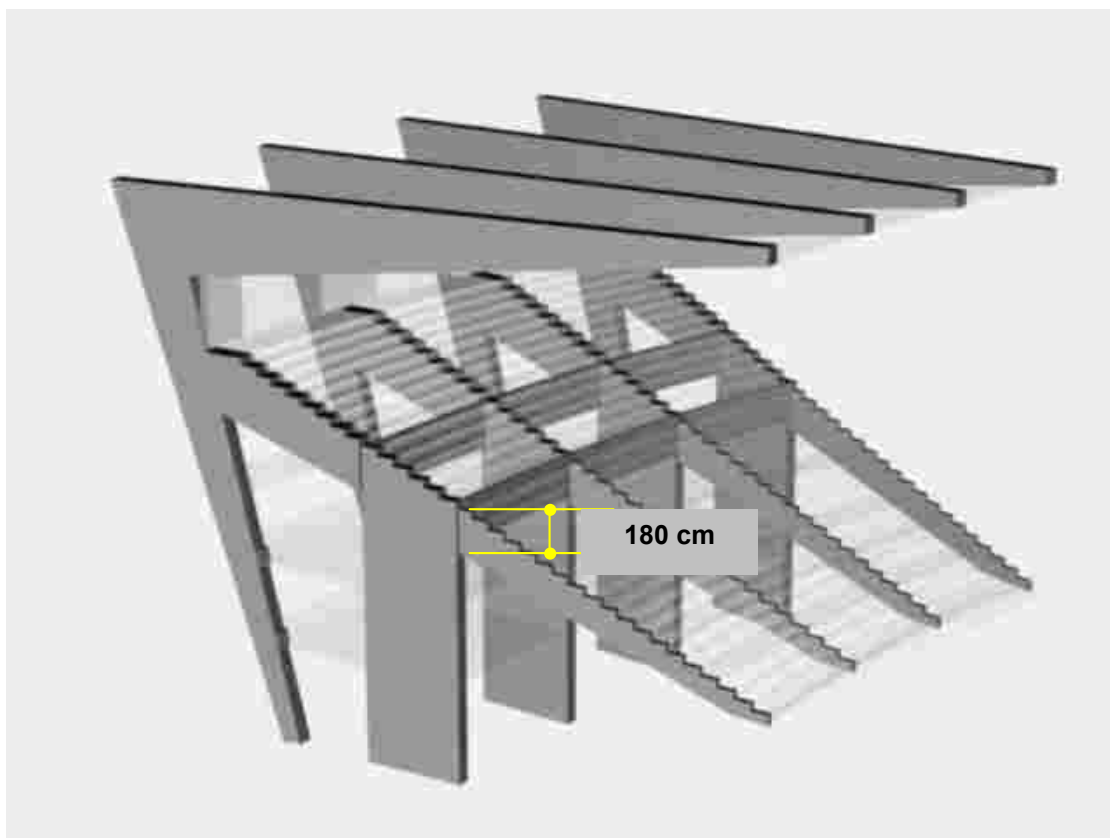


FIGURA 3.98 – Croquis do projeto original do pórtico do setor 15, que serviu de piloto para a construção

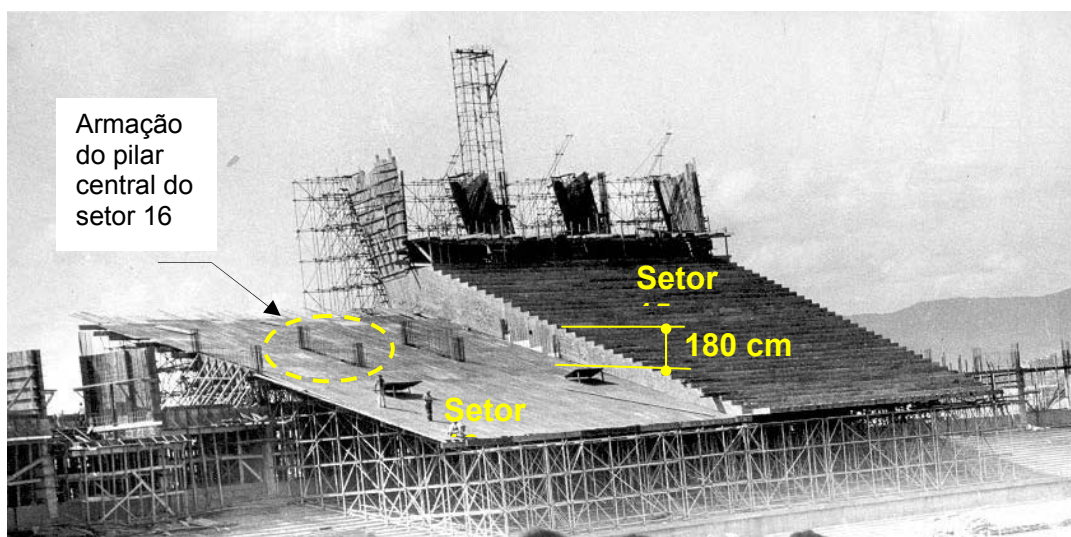


FIGURA 3.99 – Setor 15 com a arquibancada já concretada segundo a geometria original. Do lado esquerdo, observa-se a forma inferior da laje feita em madeirite para a execução do setor 16, que ainda está com a mesma inclinação da face inferior da viga do setor 15

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.

A execução da viga da arquibancada do setor 15 foi monitorada (acompanhada) pelos engenheiros de campo, engenheiros projetistas e engenheiros de tecnologia do concreto, como relatado em documento colocado no ANEXO. Algumas alterações necessárias foram feitas nas regiões de elevada concentração de armações, principalmente relacionadas a alguns procedimentos de construção das vigas principais, durante a execução deste setor, como: substituição do traço com britas 1 e 2 para brita 0 lavada; reposicionamento de algumas armações negativas principais na região do patamar superior da viga da arquibancada, reduzindo o cobrimento para dois centímetros; alteração do aço das armações das vigas principais para T-60; dentre outras coisas. Essas mudanças foram estendidas aos demais setores que ainda não haviam sido executados.

Na ata de reunião do dia 14/04/64³¹, aponta-se que o setor 15 (vigas e lajes da arquibancada) já se encontrava quase totalmente concretado e que o escoramento do balanço da arquibancada poderia ser retirado.

Houve um cuidado especial quanto à seqüência da retirada do escoramento da estrutura da arquibancada, como foi documentado na ata de reunião do dia 24/04/64³², transcrito a seguir.

“Esta tarefa deve ser executada observando a não inversão do momento fletor. O esquema da retirada do escoramento deve seguir a seguinte sistemática: 1) retirada de escoras das lajes; 2) retirada das escoras das vigas transversais; 3) retirada de escoras das vigas principais, estas seguindo o princípio de afrouxar-se aos poucos, em conjunto, da extremidade do balanço para o apoio até que o escoramento estivesse solto; 4) observar por 48 horas até que se retirasse completamente o escoramento.”

Neste documento aqui citado é também relatado que as estruturas da cobertura e da arquibancada seriam independentes, desde que existisse a condição de engastamento da arquibancada ao nó do pórtico.

³¹ Administração dos Estádios de Minas Gerais – ADEMG. Ata de reunião de 14.04.64. Belo Horizonte:ADEMG, 1964.

³² Administração dos Estádios de Minas Gerais – ADEMG. Ata de reunião de 24.04.64. Belo Horizonte:ADEMG, 1964.

A flecha medida na viga principal da arquibancada após a retirada total do escoramento foi de 60mm, evoluindo para 85mm após três dias. Após aproximadamente 30 dias, verificou-se a estabilização da flecha em 96mm. As flechas previstas na extremidade da viga da arquibancada nessa fase do setor 15 foram: 95mm para as cargas permanentes e 135mm para a carga total.

Para verificarem as condições de segurança da estrutura da arquibancada, foi prevista uma prova de carga, antes da colocação do escoramento da cobertura, que foi realizada com a colocação de sacos de cimento, distribuídos nos degraus da arquibancada (ata de reunião de 10/04/1964³³). Do ponto de vista da resistência, conforme previsto em projeto, o setor 15 apresentou desempenho satisfatório, conforme registrado em documentos.

³³ Administração dos Estádios de Minas Gerais – ADEMG. Ata de reunião de 10.04.64. Belo Horizonte:ADEMG, 1964.



FIGURA 3.100 – Fotografia aérea do Mineirão em construção com a arquibancada do setor 15 já concretada e a forma da arquibancada do setor 16 sendo executada

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.

Na semana do dia 23/04/64, tendo já sido retirado o escoramento das vigas da arquibancada e lajes do setor 15, verificou-se que, ao pular repetidamente no primeiro ao décimo degrau deste setor, a estrutura apresenta-se flexível, “oscilando em movimento pendular”, como é relatado em ata de reunião de 23/04/64.

O problema observado no comportamento da estrutura da arquibancada do setor 15, que oscilava além de valores aceitáveis para esse tipo de estrutura, foi motivo de inúmeras reuniões de trabalho da engenharia de projeto e de construção, conduzidas pela fiscalização e coordenação da Comissão Construtora. A solução desse problema consistia em encontrar uma forma de resolvê-lo sem interferir na arquitetura original do

Mineirão, que previa uma laje inclinada sobre a Geral, seguindo a harmonia da inclinação inferior da viga da arquibancada, como ilustra a FIG. 3.101.

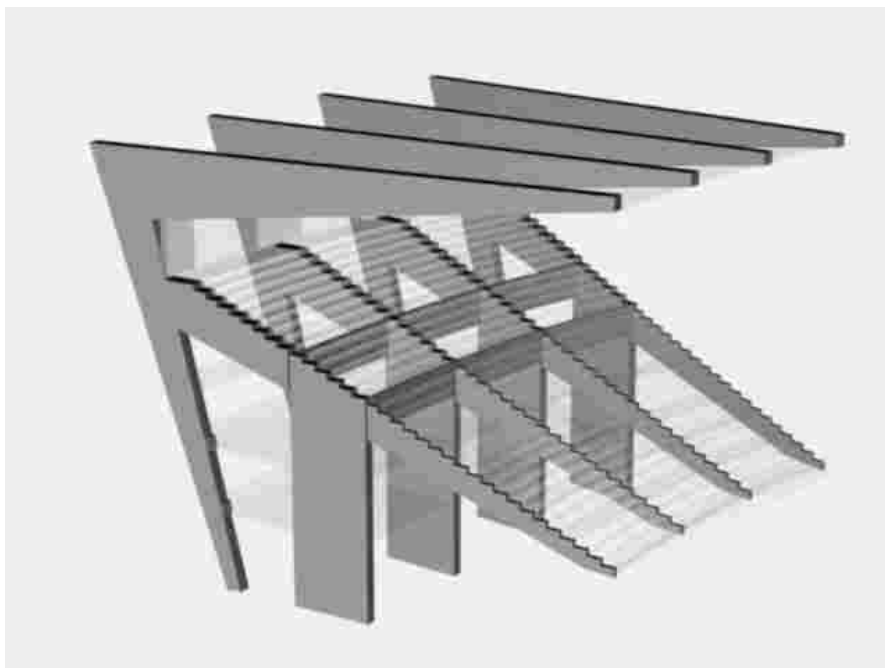


FIGURA 3.101 – Croquis do projeto das estruturas principais do setor 15, antes de serem introduzidas as modificações estruturais

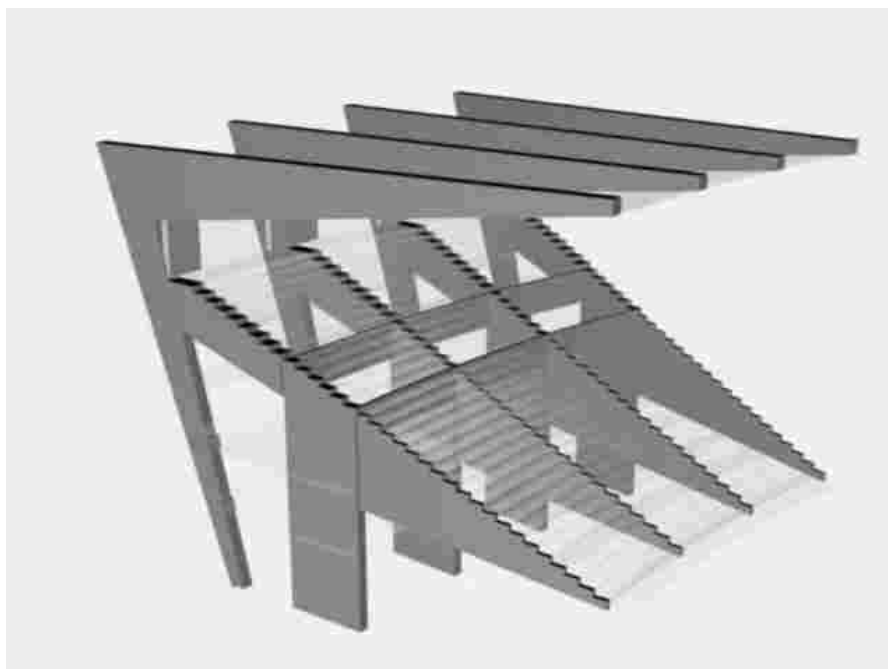


FIGURA 3.102 – Croquis do projeto das estruturas principais dos demais setores do Mineirão, após a alteração necessária da viga da arquibancada

A solução estrutural encontrada para enrijecer as vigas da arquibancada dos setores ainda não construídos previu a modificação da altura do trecho em balanço da viga da arquibancada, passando de 180cm para 524cm. Para que tal solução estrutural fosse implementada, fez-se necessária uma modificação importante e bem equacionada no projeto arquitetônico, como ilustrado na FIG. 3.103. Ou seja, a laje inferior dessas vigas que serviam de “teto” para a Geral teriam uma inclinação menor que a que foi inicialmente projetada para o Estádio.

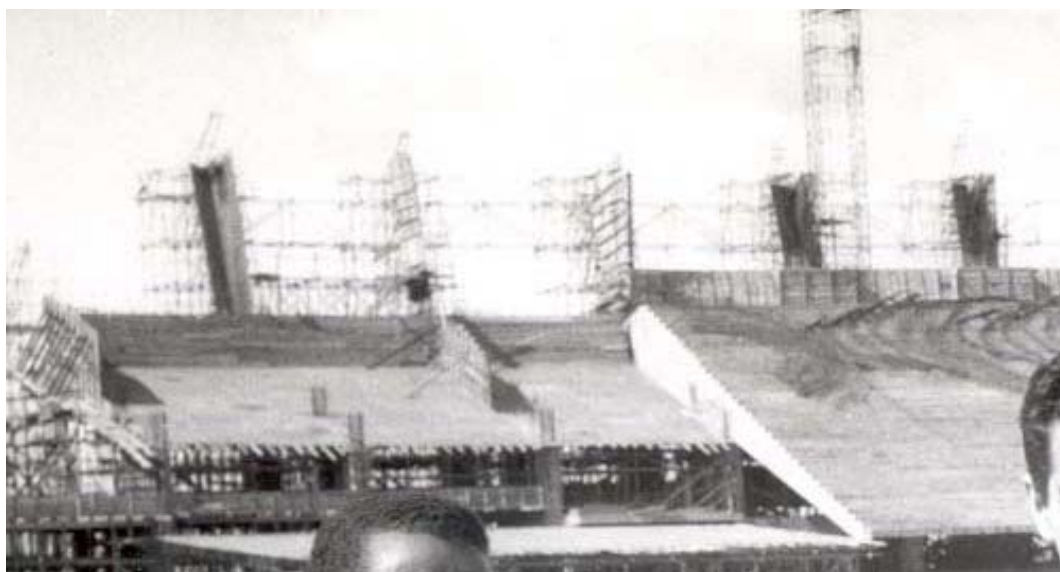


FIGURA 3.103 – Na estrutura do lado direito, a viga principal da arquibancada com altura aproximada de 180cm na região do engaste no pilar 100 e no lado esquerdo do setor 16, com a forma alterada conforme novo projeto

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.

Foi executado um reforço estrutural em concreto armado na viga em balanço do setor 15 utilizando-se uma treliça em concreto, introduzindo-se tirantes e vigas horizontais na região abaixo da viga da arquibancada, semelhante a uma mão francesa, reabilitando a estrutura.

Com isso, as novas estruturas foram reprojatadas visando à execução dos demais setores, exclusivamente na região do balanço da arquibancada, alterando-se a geometria

do trecho em balanço. Essa alteração foi projetada de tal forma que promovesse uma maior rigidez, levando-se em conta que os pilares centrais (fila 100) já se encontravam concretados até o nível 851.250, e de tal forma que a nova estrutura não alterasse significativamente as formas definidas no projeto arquitetônico. Os demais setores foram executados seguindo o novo projeto estrutural, ou seja, com uma viga cheia, em balanço, permitindo um bom desempenho da estrutura do setor quando submetido a esforços de serviços.

As resistências dos concretos utilizados na execução das vigas e lajes das arquibancadas dos setores 14 e 16 estão apresentadas na TAB. 3.19.

TABELA 3.19 - Valores das resistências a compressão dos concretos das vigas da arquibancada dos setores 14 e 16, nas idades de 7 e 28 dias

SETOR	DADOS DOS CORPOS DE PROVA		
	Idade (dias)	Resistência (MPa)	Cimento
Setor 14	7	31,3	Cimento Cauê
		31,6	
		26,3	
		24,9	
	28	37,0	Cimento Cauê
		37,9	
		37,9	
		35,6	
Setor 16	28	43,8	Cimento Cauê
		44,6	
		40,1	
		39,8	
		38,7	
		39,0	
		35,6	
		35,6	
		39,5	
		38,1	

O monitoramento das flechas da arquibancada da nova estrutura não foi encontrado, apenas existe o relato de que a flecha imediata devido ao peso próprio ficou em torno de 1cm.

Conforme consta no trabalho apresentado no III Congresso Brasileiro, no Rio de Janeiro, (ABREU, 1966) sobre a obra do Mineirão, foi feita uma prova de carga sobrecarregando-se os degraus da arquibancada com caixotes de areia, simulando uma sobrecarga de aproximadamente $6,0\text{kN/m}^2$. Com esse carregamento a viga da arquibancada apresentou flecha máxima na extremidade do balanço da ordem de 18 milímetros. Posteriormente, outras provas de cargas foram feitas com cargas móveis — “2500 operários, (...) obedecendo ao seguinte esquema: homens sentados; em movimento; e saltando” (ABREU, 1966) — como mostrado nas FIG. 3.104 a 3.106. Desta prova de carga foram registradas nas vigas da arquibancada flechas de 2,3mm para carga estática e para carga dinâmica “amplitude do movimento nunca superior a 0,5mm” (ABREU, 1966).



FIGURA 3.104 – Fotografia documentando a prova de carga realizada no setor 15, após a alteração da estrutura. Observar que nessa ocasião a cobertura já estava concluída

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.



FIGURA 3.105 – Fotografia documentando a prova de carga realizada no setor 13
Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.

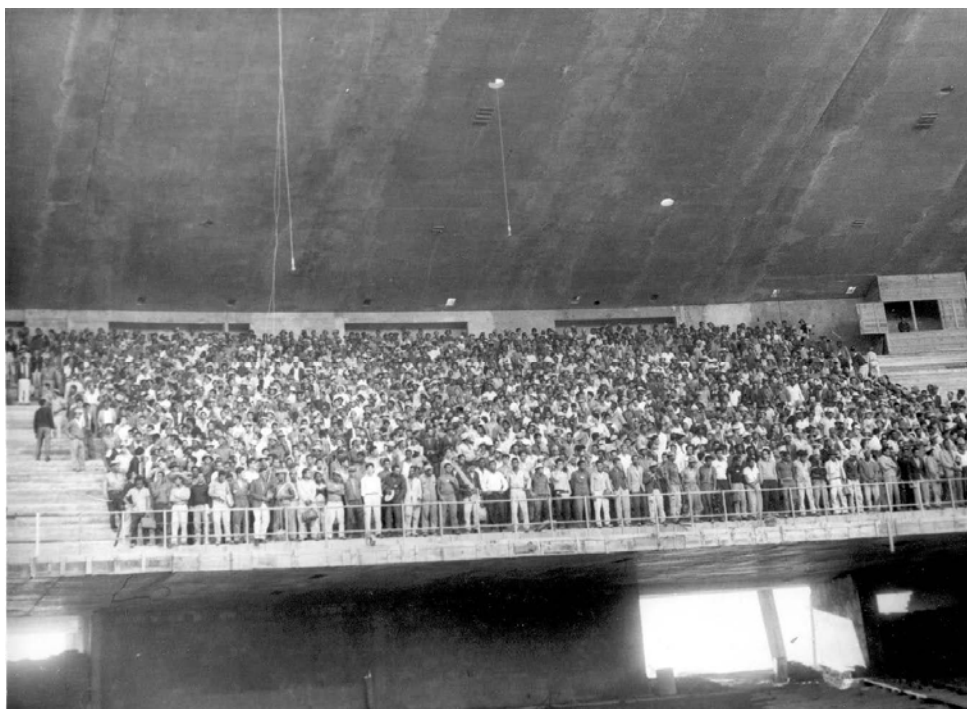


FIGURA 3.106 – Fotografia documentando a prova de carga realizada em setor não
identificado

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1965.

As deformações totais, depois de decorridos 30 anos da liberação do escoramento, foram medidas por um topógrafo contratado pela ADEMG a partir do levantamento dos níveis atuais e de referências existentes na obra. Foram feitas cinco leituras de níveis das extremidades em balanço de vigas das arquibancadas dos setores 2, 8, 13, 15, 22, 24 e 28, como mostrado na FIG. 3.107. O aparelho utilizado para esse levantamento foi um Nível N3 *Wild* com mira falante e fio *INVAR*. Os níveis de referência foram os *bench marks*, fixados no perímetro externo do Mineirão, que serviram para controle de recalque dos tubulões desde a construção e o nível do degrau 25 do setor 8, que é 858,124.

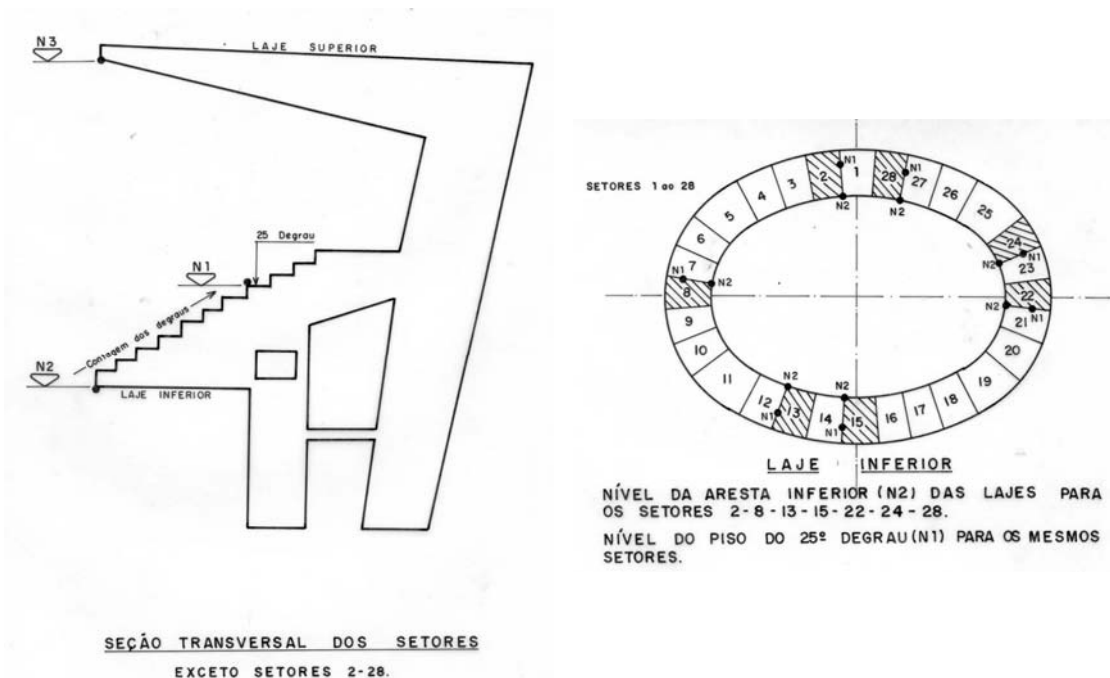


FIGURA 3.107 – Localização dos pontos de leitura nos níveis medidos em levantamento topográfico após 30 anos do descimbramento da viga da arquibancada. A figura da esquerda representa uma elevação esquemática e a da direita, a planta esquemática da arquibancada com a localização dos pontos de leitura

Na TAB. 3.20 são apresentados os níveis medidos na extremidade em balanço das arquibancadas dos setores 8, 13, 15, 22 e 24, após 30 anos da liberação das estruturas. As flechas foram medidas tomando-se o nível de projeto como referência.

TABELA 3.20 – Níveis medidos das flechas das vigas da arquibancada após 30 anos

Local	Setores e radiais	Níveis medidos	Flechas medidas (mm)
Vigas da arquibancada	setor 8, radial 21	849.958	156
	setor 13, radial 37	850.012	102
	setor 15, radial 43	849.899	215
	setor 22, radial 65	849.945	169
	setor 24, radial 74	849.954	160

Não estão listados na TAB. 3.20 os dados relativos aos níveis dos setores 2 e 28, por não serem de interesse nesta análise. Nestes setores, atípicos, estão localizadas as cabines de rádio e de televisão na extremidade em balanço da viga da arquibancada, apresentando assim alterações estruturais diferentes da estrutura típica dos demais setores do Mineirão.

3.5.3 Deformações nas vigas da cobertura

Por se tratar de elementos esbeltos e com comprimento significativo, as vigas da cobertura foram criteriosamente monitoradas desde o início de sua construção. Houve controle dos escoramentos; do posicionamento das armações; do alojamento de dispositivos construtivos que assegurassem a durabilidade — como, por exemplo, pastilhas que garantiriam o cobrimento das armações —, do traço do concreto e das concretagens; do descimbramento e, por fim, houve a monitoração das flechas ao longo do tempo. Esse monitoramento foi acompanhado de perto pelos engenheiros de campo, projetistas e tecnólogos de materiais, dentre outros.

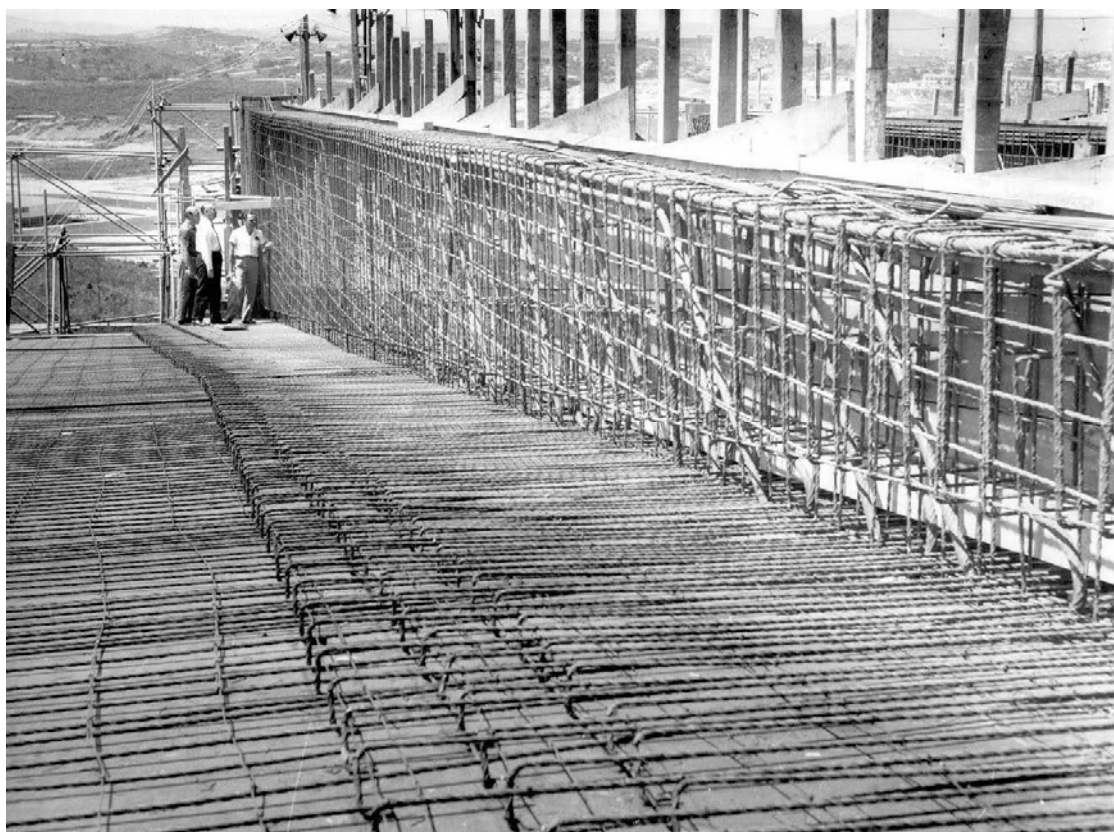


FIGURA 3.108 – Armação de uma viga e laje da cobertura sendo vistoriadas por engenheiros

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.

O escoramento da cobertura foi feito utilizando-se estrutura metálica tubular (tubos Mannesman), apoiado sobre os degraus da arquibancada, cujas vigas permaneceram escoradas no nível abaixo. Por ocasião da concretagem foram re-escoradas apenas as vigas principais das arquibancadas, garantindo-se a rigidez suficiente para que as formas da cobertura não sofressem deformações prematuras, com o concreto ainda fresco. Esse escoramento pode ser observado na FIG. 3.109. No período de 24/11/64 a 27/4/65, a obra contava com seis jogos de escoramentos metálicos, sendo utilizados na cobertura de setores distintos. As escoras metálicas possuíam dispositivos rosqueados, do tipo telescópico, que permitiram o ajuste das formas no nível correto e o descimbramento controlado das estruturas de concreto sem choques. Para garantir que os escoramentos fossem retirados, caso ocorresse algum imprevisto, foi criado um dispositivo de segurança que consistia em caixotes de areia sobre os quais as escoras metálicas ficaram apoiadas, em atendimento a uma recomendação do item 62 da norma NB1/60: “(...) para

que se possa fazer esta retirada sem choques, o escoramento deve apoiar-se sobre cunhas, caixa de areia ou outros dispositivos apropriados a esse fim (...)”. Esses caixotes de areia tinham altura suficiente para permitir a retirada do escoramento das vigas da cobertura após o esvaziamento da areia do seu interior.

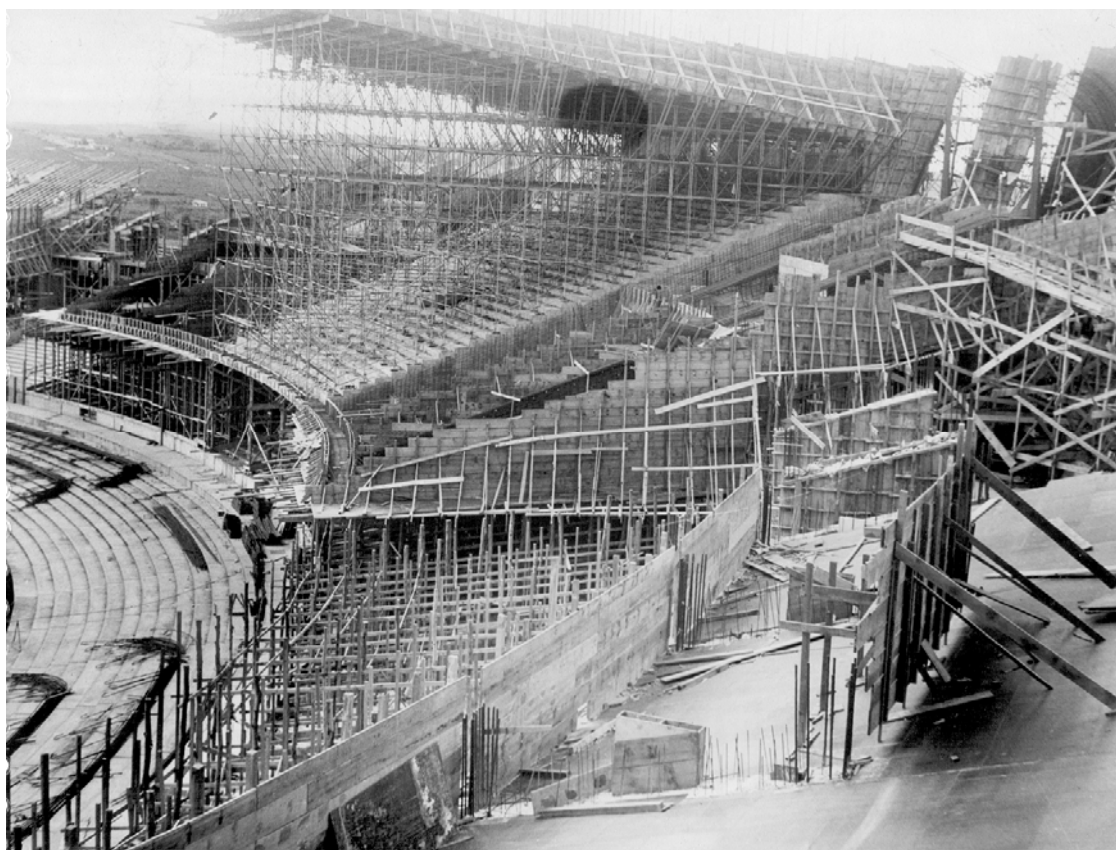


FIGURA 3.109 – Sistema de escoramento das estruturas da cobertura

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.



FIGURA 3.110 – Fotografia dos caixotes de areia colocados sob o escoramento metálico

Fonte: Administração dos Estádios de Minas Gerais (ADEMG), 1964.

Não foi prevista contra-flecha na extremidade da viga em balanço, possivelmente devido à sua forma inclinada, com a extremidade em “contra-flecha” natural, de 392,9cm na parte inferior das lajes da cobertura. A forma da estrutura da cobertura, portanto, foi feita seguindo-se os níveis determinados pelo projeto estrutural.

Durante a colocação das armações eram conferidos todos os detalhes de comprimento, posicionamento e características de cada barra de aço.

As concretagens eram antecedidas de verificação da armação pelos engenheiros de campo e pelo representante do escritório de cálculo. O traço do concreto das vigas principais da cobertura foi o mesmo utilizado na execução das vigas da arquibancada. O esquema de concretagem previamente estabelecido em ata de reunião está parcialmente transcrito logo a seguir.

“Esquema de concretagem – (...) Concretar as vigas e as mesas em seguida a laje. Na interrupção da mesa com a laje antes dos negativos, tratar a junta com saco de alinhagem bem molhado. Nunca deixar o concreto escorrer, caso haja necessidade de parar a viga em curto trecho. Colocar tábuas fazendo sistema de escadas. (...)”. (Ata de reunião do dia 10/09/64³⁴)

O processo de desforma e retirada do escoramento seguiu um roteiro criteriosamente estudado pelos engenheiros responsáveis pelo cálculo da estrutura, conforme transcrição da ata de reunião feita em 10/09/1964, 30 dias antes do descimbramento da primeira estrutura da cobertura.

“(...) 3) Esquema de descimbramento – desde que os corpos de prova atinjam $200\text{kg}/\text{cm}^2$ em 7 dias poderá ser desformado, deixando a viga principal escorada (...). a) verificar que o escoramento da cobertura não sacrifica as peças estruturais da arquibancada que servem de apoio do escoramento;
b) desformar as faces das vigas principais 7 (sete) dias após concretadas;
c) desafrouxar paulatinamente o escoramento da laje propriamente dita da cobertura, partindo do centro da laje para as vigas;
d) após totalmente desafrouxada a laje, efetuar a retirada das escoras sob as vigas principais, partindo da extremidade para o pilar;
e) medir as deformações ocorridas durante estas operações, especialmente no meio da viga de borda e na extremidade livre da viga principal, imediatamente após o afrouxamento e após as 24 horas de observação;

³⁴ Administração dos Estádios de Minas Gerais – ADEMG. Ata de reunião de 10.09.64. Belo Horizonte:ADEMG, 1964.

- f) conservar o escoramento total pelo menos 24 horas após todo desfrouxamento. Somente após este período, é que o escoramento seria removido e desformado a cobertura;
- g) conservar escora de madeira sob as vigas principais para totalizar 30 dias após a concretagem caso o escoramento seja removido mais cedo.” (Ata de reunião do dia 10/09/64³⁴)

A estrutura da cobertura do setor 15 foi a primeira a ser executada. As concretagens das lajes e vigas da cobertura foram feitas entre os dias 18/09/64 e 20/09/64. O processo de cura do concreto foi rigoroso, sendo acompanhado por engenheiros de campo. A desforma e o descimbramento deste setor foram executados entre os dias 08/10/64 e 10/10/64, isto é, 21 dias após a sua concretagem. No dia 25/09/64 foram rompidos os primeiros corpos de prova, que indicaram a resistência com 7 dias de 31,3 e 35,6MPa. Nos dias 16/10/64 e 18/10/64 foram rompidos os corpos de prova com idade de 28 dias, indicando resistência à compressão de 41,5; 37,3; 37,9 e 33,3MPa.

Observa-se que nesse caso, como nos demais setores, não foi atendido o disposto no item “g” da ata citada anteriormente, que pretendia conservar o escoramento até aos 30 dias da concretagem.

Estão também cadastradas, em documentos técnicos da ADEMG, as resistências dos concretos dos setores 14 e 17, feitos nos dias 01/12/1964 e 26/01/1965, respectivamente, como mostrado na TAB. 3.21.

TABELA 3.21 - Valores das resistências à compressão dos concretos das vigas de cobertura dos setores 14 e 17, nas idades de 7 e 28 dias

SETOR	DADOS DOS CORPOS DE PROVA		
	Idade (dias)	Resistência (MPa)	Cimento
Setor 14	28	32,2	Cimento Campeão
		33,9	
		32,2	
		36,7	
		28,8	
		30,5	Cimento Cauê
		29,4	
		30,5	
		28,2	
		30,8	
	7	18,0	Cimento Cauê
		21,0	
		20,2	
Setor 17	7	20,3	Não conhecido
		20,9	
		30,2	
		19,2	
		20,6	

As flechas imediatas do setor 15, medidas logo após o descimbramento da cobertura, estão apresentadas na TAB. 3.22. No ANEXO encontra-se uma cópia do relatório completo de descimbramento da cobertura do setor 15, contendo a progressão das flechas de 30 em 30 minutos, por 24 horas, após a retirada total do escoramento. Na TAB. 3.22 estão também registradas as flechas imediatas verificadas no setor 12.

TABELA 3.22 – Flechas imediatas medidas nas vigas de cobertura dos setores 12 e 15

Setores	Radiais	Flechas imediatas medidas (mm)
Setor 15	44	198
	45	210
	46	174
Setor 8	22	194
	23	197
Setor 12	34	180
	35	180
	36	180
	37	165

Não foram encontrados dados relativos ao controle de resistência à compressão do concreto e nem detalhes sobre a retirada da forma e escoramento da estrutura da cobertura do setor 12.

Em documentos anexados ao trabalho apresentado por ABREU (1966) no III Congresso Brasileiro, encontra-se o controle de flechas de algumas vigas da cobertura, mostrado da FIG. 3.111. Nestes gráficos vê-se a evolução rápida da deformação nos primeiros dias, seguida da estabilização da flecha em torno de 28cm, ocorrida aproximadamente após 30 dias.

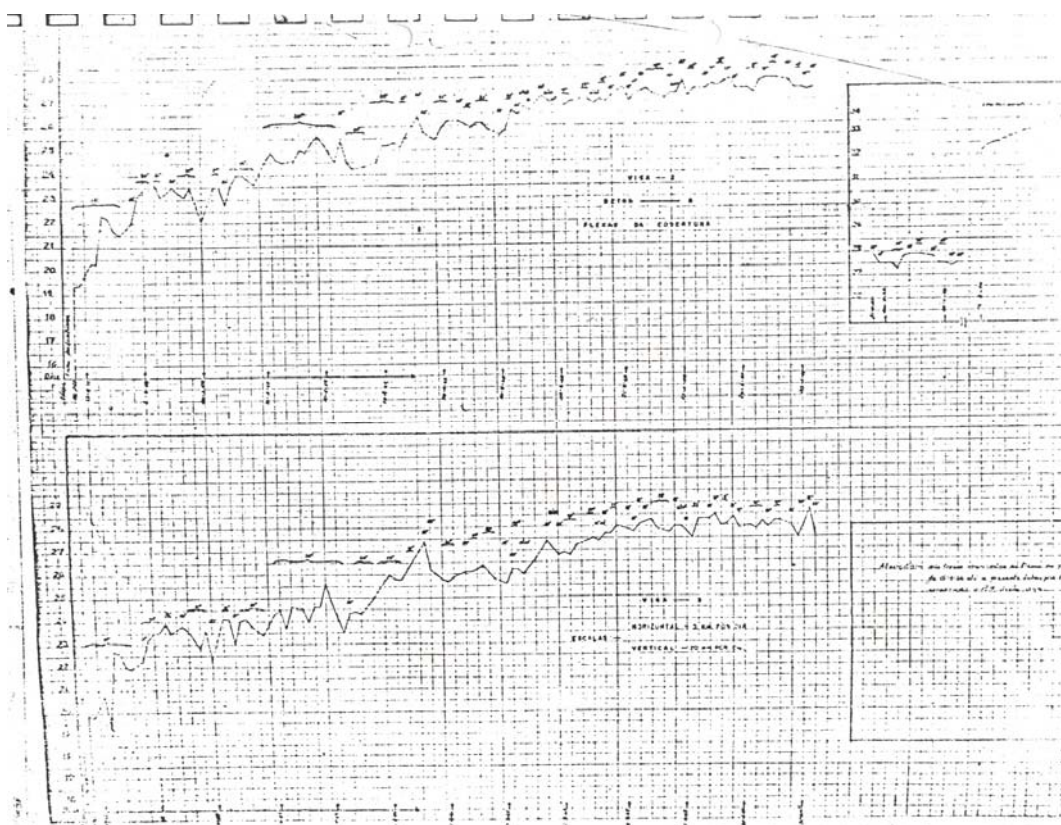


FIGURA 3.111 – Fac-símile do gráfico do acompanhamento das flechas de duas vigas da cobertura no período aproximado de 30 dias após o descimbramento

Fonte: ABREU, 1966.

No dia 27/01/1967 o escritório de cálculo comunicou à administração do Estádio, em resposta aos dados enviados pela obra, que as flechas da estrutura da cobertura estavam com o comportamento de acordo com a previsão anteriormente estabelecida e que o “ligeiro aumento das flechas em todos os setores, indica a influência da deformação lenta” (ADEMG, 1967³⁵).

Após aproximadamente 1000 dias, nas datas de 09/09/68 e 30/09/68, foram feitas medidas das flechas das vigas da cobertura. Os valores encontrados estão transcritos na TAB. 3.23. Nestes dias, as temperaturas ambientes no momento das leituras se apresentavam com 18°C e 20°C, respectivamente.

³⁵ Administração dos Estádios de Minas Gerais – ADEMG. Carta encaminhada a SEEBLA em 27.01.1967.

TABELA 3.23 – Níveis medidos das extremidades das vigas de cobertura em 09/09/68 e 30/09/68

Datas	Setor e radial	Nível	Flechas medidas (mm)
09/09/68	setor 1, radial 2	868.742	387
	setor 2, radial 5	868.762	385
	setor 8, radial 24	868.854	352
	setor 14, radial 42	868.816	356
	setor 16, radial 48	868.812	376
30/09/68	setor 1, radial 2	868.746	383
	setor 2, radial 5	868.766	381
	setor 8, radial 24	868.863	343
	setor 14, radial 42	868.821	311
	setor 16, radial 48	868.816	372

Os mesmos procedimentos e equipamentos foram adotados para se fazer a leitura dos níveis das vigas da cobertura após 30 anos da liberação do escoramento. Apurou-se os níveis das extremidades em balanço de três vigas da cobertura dos setores 11, 19 e 25, como mostrado na FIG. 3.112.

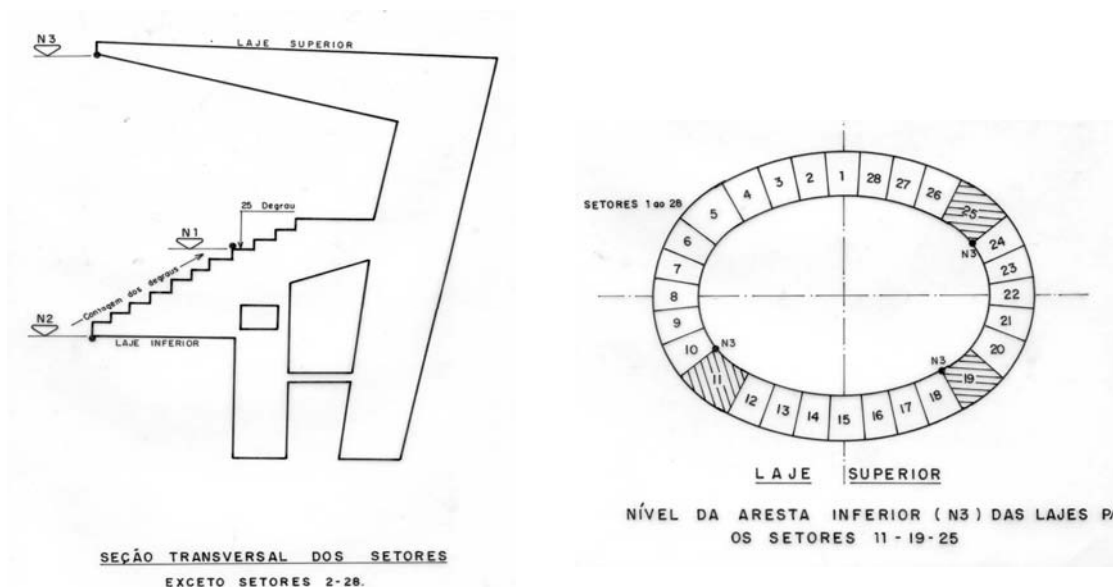


FIGURA 3.112 – Localização dos pontos de leitura dos níveis medidos em levantamento topográfico das flechas da cobertura decorridos 30 anos do descimbramento

Os níveis medidos da extremidade das vigas em balanço dos setores 11, 19 e 25 após 30 anos da liberação das estruturas das coberturas, e as flechas correspondentes, são apresentados na TAB. 3.24.

TABELA 3.24 – Níveis medidos das vigas de cobertura com a idade de 30 anos.
Temperatura média de 18°C

Local	Setores e radiais	Níveis medidos	Flecha medidas (mm)
Vigas da cobertura	setor 11, radial 30	868.215,22	364
	setor 19, radial 55	868.236,47	343
	setor 25, radial 76	868.227,83	352

3.5.4 Análise das deformações das vigas em balanço

3.5.4.1 Considerações iniciais

O objetivo da análise das deformações ocorridas nas vigas em balanço no Mineirão, cobertura e arquibancada é o de inicialmente avaliar as flechas máximas medidas logo após a retirada completa do escoramento, comparando-as aos valores obtidos de modelos teóricos, tomando como base cálculos expeditos a partir de modelos simples que são encontrados nas normas vigentes.

Em um segundo estudo, foram avaliadas as flechas acrescidas devido aos fenômenos diferidos, sobretudo à fluência do concreto, tomando como exemplo as deformações das vigas em balanço do Mineirão, medidas em diversas datas e comparando-as com os processos aproximados indicados pela norma brasileira NBR 6118:2003, o CEB/90 e normas contemporâneas da época da construção, como o CEB/61.

Para a análise das flechas ocorridas na fase de construção, após a liberação das formas e escoramentos, foram utilizadas as seguintes informações:

- as resistências virtuais do concreto à compressão aos 10 ou 21 dias, tendo em vista que nestas idades ocorreram as retiradas dos escoramentos de grande parte dos 28 (vinte e oito) setores. Os valores dessas resistências foram obtidos tendo como base os modelos de crescimento da resistência à compressão do concreto, sugeridos pela NBR-6118:2003, pelo CEB/90 e por FOURÉ (1988), sendo conhecidas as resistências aos 7 e 28 dias obtidas em ensaios à compressão realizados na época da obra;
- módulos de elasticidade obtidos pelas fórmulas que os relacionam à resistência à compressão do concreto, definidos pelas normas CEB/61, CEB/90 e NBR 6118:2003;
- propriedades geométricas diversas, supondo-se a inércia plena, a inércia da seção completamente fissurada e a inércia equivalente de Branson, conforme a NBR 6118:2003.

O modelo estrutural analisado para a obtenção das deformações das vigas da cobertura e do balanço da arquibancada do Mineirão foi em pórtico plano, como apresentado na FIG. 3.113. Os dados utilizados estão apresentados no ANEXO.

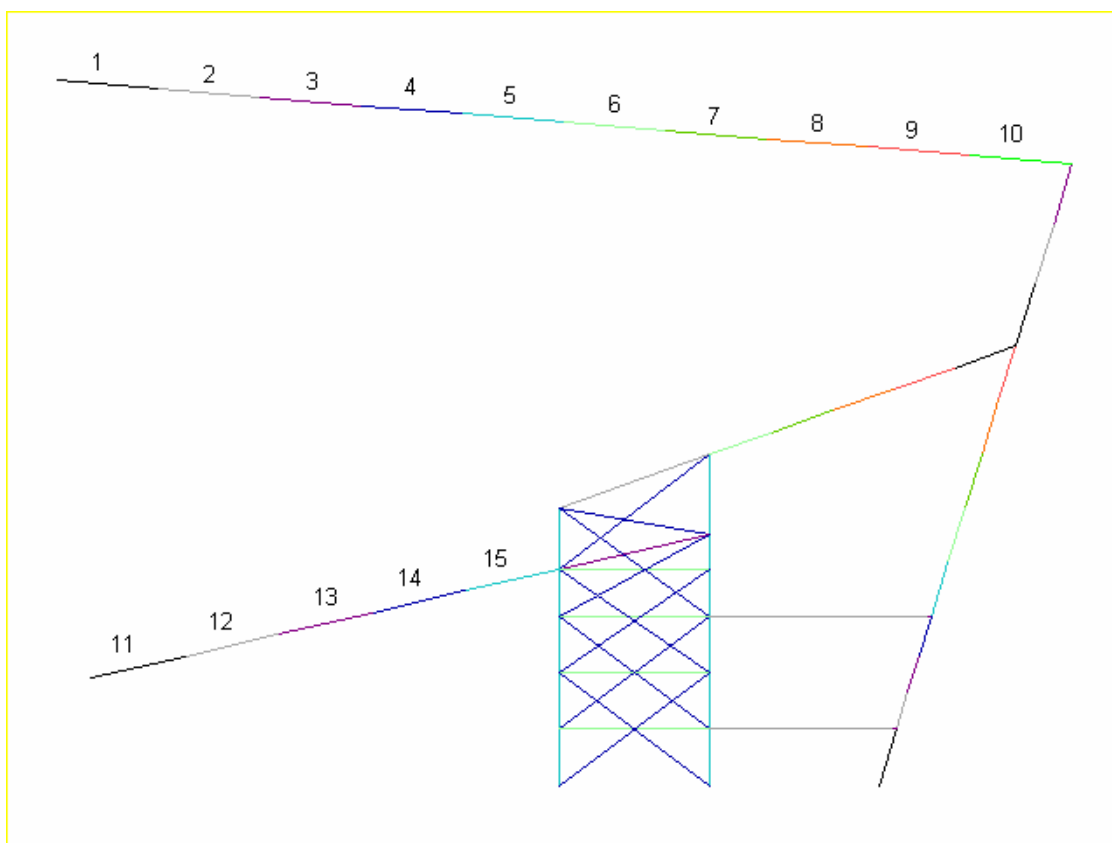


FIGURA 3.113 – Modelo estrutural, em pórtico plano

No modelo do pórtico reticulado, utilizou-se a mesma geometria do pórtico típico que foi desenvolvido para se fazer a análise da estrutura do Mineirão, no trabalho feito pelo Departamento de Engenharia de Estruturas da EE.UFMG, no ano de 1993. Utilizaram-se também as mesmas coordenadas dos nós e a numeração das barras. O pórtico constitui-se de uma geometria simples, mas que representa perfeitamente a estrutura real, sendo composto de 49 nós e 68 barras. A viga da cobertura é representada por dez barras; o balanço da arquibancada por cinco barras e o vão da arquibancada entre os pilares central e externo é também representado por cinco barras. O pilar central é representado por uma treliça rígida intertravada, composta de duas barras verticais com a área equivalente à metade da área do pilar, intertravada por barras horizontais e inclinadas com inércia muito pequena e com rigidez elevada, visando transmitir os esforços de tração e compressão de uma barra vertical para outra.

Para o cálculo das flechas das vigas da cobertura foram utilizadas as cargas devidas ao peso próprio e uma sobrecarga que atua permanentemente sobre a estrutura, referente à impermeabilização e ao peso da argamassa de proteção desta.

Os valores das flechas das arquibancadas foram calculados levando-se em consideração as cargas permanentes, devidas ao peso próprio da estrutura, somadas ao peso da argamassa de nivelamento dos degraus. Considerou-se a argamassa de nivelamento com espessura média de três centímetros. Para as flechas devidas às sobrecargas, foram consideradas as cargas de $6,0\text{kN/m}^2$ e $3,45\text{kN/m}^2$ (correspondente à sobrecarga de 2500 homens posicionados em um setor), iguais aos valores estimados nas provas de cargas executadas após a construção dos setores, como relatado por ABREU (1966).

3.5.4.2 Resistência à compressão e módulo de elasticidade

Os valores do módulo de elasticidade do concreto foram aqui definidos em função das resistências à compressão, obtidas na época da construção do Mineirão. Tais valores estão listados nos relatórios de ensaios, conforme reproduzidos nas TAB. 3.19 e 3.21. Foram utilizadas as formulações do CEB/61³⁶, apud VAN LANGENDONCK (1962), para calcular o módulo de elasticidade secante em função da evolução da resistência do concreto à compressão com o tempo, por serem aquelas as bases de cálculo dessas propriedades na época da construção, representadas nas Eq. (3.1a) e (3.1b). São também calculados os módulos conforme a NBR 6118:2003, Eq. (3.2), e o CEB/90, Eq. (3.3). De acordo com esses procedimentos, os valores dos módulos de elasticidade são calculados em função da resistência à compressão do concreto.

$$E_{cs} = 21000\sqrt{\sigma_{cj}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}, \text{ onde} \quad (3.1a)$$

$$\sigma_{cj} = 0,8.t \cdot \frac{8 + 7.t}{1 + 7.t + 4.t^2} \sigma_{c28} \quad (3.1b)$$

³⁶ CEB/1961 - Recommandations pratiques à l'usage des constructeurs —
Recommandations

$$E_{cs} = 0,85 \cdot (5600 \sqrt{f_{ckj}}) \quad (\text{MPa}) \quad (3.2)$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 2,15 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{f_{ckj} + 8}{10} \right)^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad (3.3)$$

Durante a obra do Mineirão, por ocasião das concretagens, foram feitas amostras para o controle da resistência e ensaiados corpos de prova de concreto com idades de 7 e 28 dias. Os descimbramentos das estruturas foram efetuados com idades de 10 ou de 21 dias após a concretagem dos elementos estruturais. Como não houve coincidência entre as datas de retirada do escoramento e o controle tecnológico do concreto, foram utilizadas para esse trabalho curvas de evolução da resistência à compressão do concreto definidas de acordo com a NBR 6118:2003, Eq. (3.4), que coincidem com a equação utilizada no CEB/90, bem como com a equação proposta por FOURÉ (1988), Eq. (3.5), visando a obter valores das resistências nas idades de 10 e 21 dias e assim determinar os valores dos módulos de elasticidades para os dias do descimbramento.

$$f_{cj} = \beta_1 \cdot f_{c28}, \text{ onde } \beta_1 = \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \quad (3.4)$$

Onde:

t — idade efetiva do concreto, em dias;

s — constante que depende do tipo do cimento

s = 0,38 para concreto de cimento CPIII e IV;

s = 0,25 para concreto de cimento CPI e II;

s = 0,20 para concreto de cimento CPV-ARI.

$$f_{cj} = \frac{j}{a + bj} f_{c28}, \text{ com } a = 28 \cdot (1 - b) \text{ para } j \leq 28 \text{ dias} \quad (3.5)$$

Seja,

j — idade do concreto, em dias;

a e b — constantes definidas para cada tipo de concreto.

Todos os valores de resistência à compressão obtidos na pesquisa feita nos arquivos disponíveis da ADEMG fazem parte do lote analisado, dado que a amostragem é constituída de poucos exemplares. Isso é possível tendo em vista que os valores disponíveis não apresentam dispersão significativa em torno da média.

Na TAB. 3.25 estão colocados os resultados das resistências à compressão com 10 e 21 dias, calculados segundo as Eq. (3.4) e (3.5), em função dos dados coletados de resistência com a idade de 7 e 28 dias, listados nas TAB. 3.19 e 3.21. Os valores das resistências com 10 e 21 dias das amostragens feitas dos setores 17 (cobertura) e 16 (arquibancada) não foram calculados, por existir apenas uma das duas resistências tomadas como referência (7 ou 28 dias).

TABELA 3.25 - Valores estimados das resistências à compressão dos concretos com idade de 10 e 21 dias, com base nos dados dos ensaios aos 7 e 28 dias

Localização	Setores	Resistência média (MPa) (ADEMG)		Resistências estimadas (MPa)					
		7 dias	28 dias	10 dias			21 dias		
				NBR 6118:2003 CEB/90	FOURÉ	Média	NBR 6118:2003 CEB/90	FOURÉ	Média
Elementos da cobertura	15	33,45 sd=3,04	37,50 s=3,36	34,72	34,96	34,84	36,84	37,00	36,92
	14	19,73 sd=1,55	31,22 s=2,44	22,92	23,14	23,03	29,08	29,32	29,20
	17	23,57 sd=5,17	----	----	----	----	----	----	---
	14 e 17	22,29 sd=4,58	32,22 s=2,44	25,14	25,42	25,28	30,44	30,70	30,57
Elementos da arquibancada	14	28,53 sd=3,43	37,10 s=1,09	31,09	31,43	31,26	35,62	35,90	35,76
	16	----	39,48 s=2,95	----	----	----	----	----	---
	14 e 16	28,53 sd=3,43	38,80 s=2,75	31,54	31,91	31,72	37,00	37,31	37,21

sd – desvio padrão da amostra

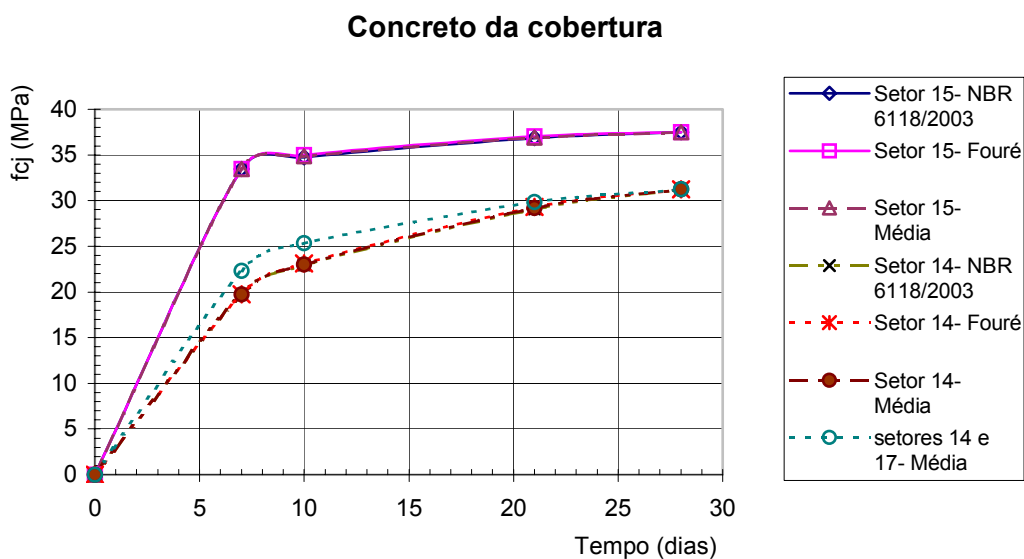


FIGURA 3.114 – Gráfico da evolução estimada da resistência com o tempo dos concretos utilizados no cálculo dos elementos da cobertura

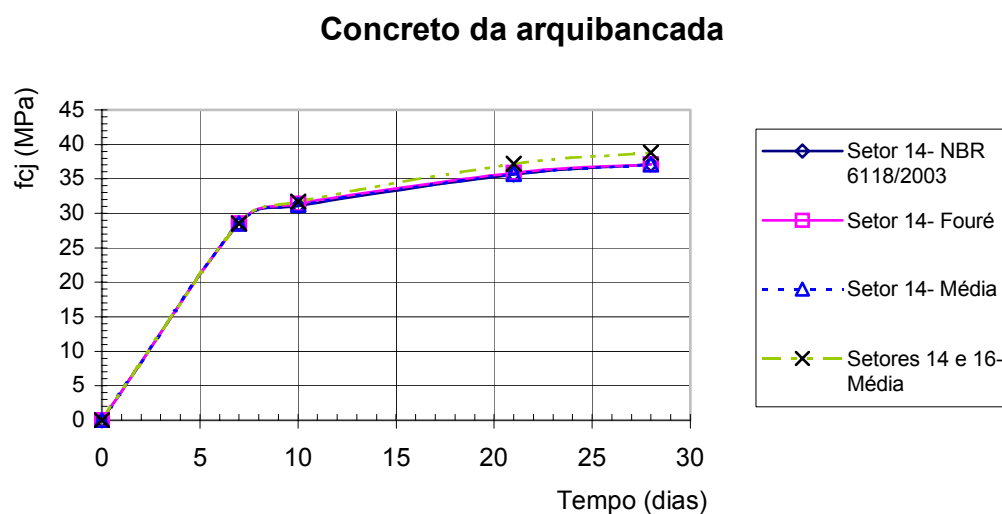


FIGURA 3.115 – Gráfico da evolução estimada da resistência com o tempo dos concretos utilizados nos elementos da arquibancada

Observa-se nos gráficos das FIG. 3.114 e 3.115 que as curvas propostas pela NBR 6118:2003 e por FOURÉ (1988) são praticamente coincidentes, possibilitando então usar a média dos valores calculados de resistência à compressão nas idades de 10 e 21

dias. Dos concretos utilizados na cobertura nota-se que: os valores de resistência do setor 14 e a combinação dos setores 14 e 17 são praticamente iguais e permitem escolher a combinação (setores 14/17) como representativa dos demais setores, exceto o de número 15. Os valores de resistências do setor 15 (setor piloto) são bastante superiores aos dos setores 14 e 17, percebendo-se claramente que o traço do concreto foi certamente ajustado para a construção dos setores restantes.

Portanto, para o cálculo do módulo de elasticidade foram utilizadas as resistências médias dos seguintes elementos:

- Cobertura: setor 15 isoladamente ($f_{c10}=34,84$ MPa e $f_{c21}= 36,92$ MPa), por ter resistências maiores que a média das resistências da composição dos setores 14 e 17 ($f_{c10}=25,28$ MPa e $f_{c21}= 30,57$ MPa);
- Elementos da arquibancada: composição dos valores de resistências dos setores 14 e 16 ($f_{c10}=31,72$ MPa e $f_{c21}= 37,21$ MPa).

TABELA 3.26 - Valores dos módulos de elasticidades dos concretos com idade de 10 e 21 dias

Localização	Setores	Módulo de elasticidade secante Idade: 10 dias (MPa)			Módulo de elasticidade secante Idade: 21 dias (MPa)		
		CEB/61	NBR 6118:2003	CEB/90	CEB/61	NBR 6118:2003	CEB/90
Cobertura	15	34731	28097	29681	38986	28924	30154
	14 e 17	34690	23813	27215	35572	25968	28458
Arquibanca- da	14 e 16	35328	26811	28944	39656	29014	30206

Nota: para a NB1/60 o valor do módulo secante é considerado constante e igual a 14.000 MPa, ou seja, seu valor é tomado como 1/15 do módulo de elasticidade do aço.

Os valores obtidos do módulo de elasticidade utilizando-se o CEB/61 são superiores aos calculados pelas normas NBR 6118:2003 e CEB/90. Seguindo-se as prescrições da norma brasileira contemporânea da construção, NB1/60, o valor do módulo de elasticidade secante é de 14.000 MPa, sendo 1/15 vezes o módulo de elasticidade do aço. Esse valor é considerado constante no tempo e independente do valor da

resistência. Por outro lado, observando-se as indicações do 1º ante-projeto da NB-22, que ainda não estava homologada para uso, os valores de módulos seriam calculados pela Eq. (3.6), obtendo-se valores superiores aos do CEB/61.

$$E_c = 500(\sigma_R + 400\text{kg/cm}^2) \quad (3.6)$$

O que daria módulos de elasticidade de:

- cobertura
 - setor 15 → $E_{c10 \text{ dias}} = 37.420 \text{ MPa}$, $E_{c21 \text{ dias}} = 38.460 \text{ MPa}$;
 - setores 14 e 17 → $E_{c10 \text{ dias}} = 32.640 \text{ MPa}$, $E_{c21 \text{ dias}} = 35.285 \text{ MPa}$;
- arquibancada
 - setores 14 e 16 → $E_{c10 \text{ dias}} = 35.860 \text{ MPa}$, $E_{c21 \text{ dias}} = 38.605 \text{ MPa}$.

3.5.4.3 Características geométricas das seções de concreto

Os pórticos foram processados considerando as propriedades geométricas das barras calculadas como vigas de seção do tipo T invertido, isto é, levando em consideração a parte comprimida da laje, tanto para a viga de cobertura em balanço como para o trecho do balanço da arquibancada. No modelo inicial supõe-se que a seção de concreto não esteja fissurada (estádio I). Em outro modelo estrutural foi considerada para o cálculo das propriedades a seção de concreto fissurada, levando-se em conta a armação existente em cada trecho, conforme o projeto (estádio II).

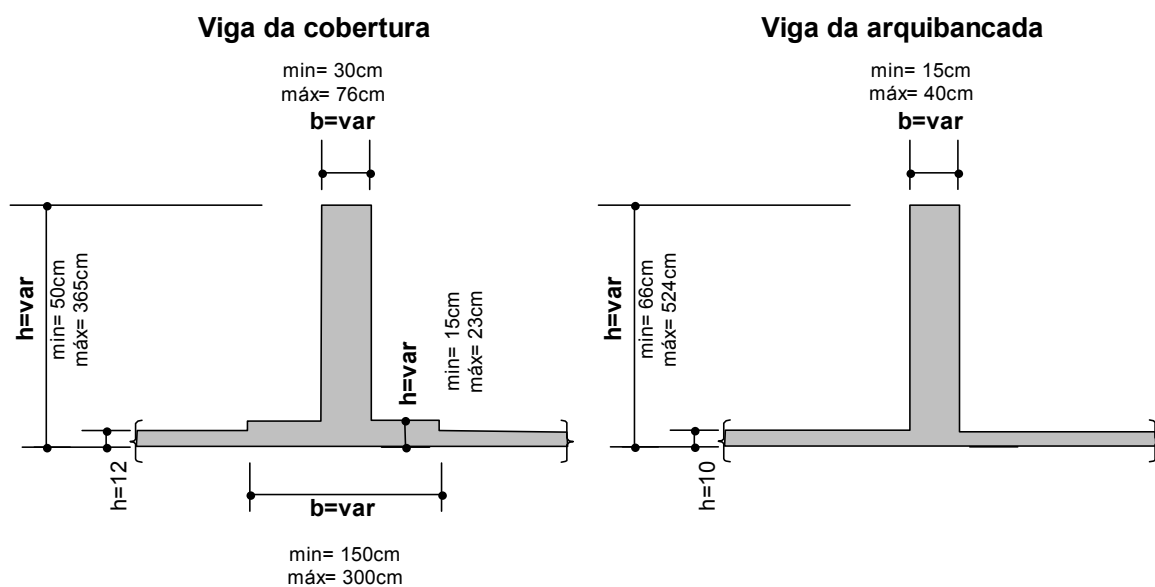


FIGURA 3.116 – Croquis da seção transversal das vigas da cobertura e arquibancada

3.5.4.4 Combinações estudadas

Os valores calculados de inércia da seção transversal das vigas, considerando-se a seção trabalhando no estágio I ou II, foram combinados aos módulos de elasticidades, segundo cada norma ou procedimento, processando-se os pórticos conforme as combinações apresentadas nas TAB. 3.27 e 3.28.

Essas combinações foram assim escolhidas visando à comparação dos dados coletados de flechas na estrutura do Mineirão através de um cálculo direto das deformações com base na teoria da elasticidade.

TABELA 3.27 - Combinações de dados, módulo de elasticidade e inércia escolhidos para os pórticos, visando ao estudo das flechas das vigas da cobertura

Localização	Setores	Idade da retirada do escoramento	Módulos de elasticidade secante	Geometria da seção de concreto	Cargas
Cobertura	15	21 dias	CEB/61	Não fissurado	Permanentes
				Fissurado	
			NBR 6118:2003	Não fissurado	
				Fissurado	
				Branson	
			CEB/90	Não fissurado	
	Fissurado				
	Demais	10 dias	CEB/61	Não fissurado	
				Fissurado	
			NBR 6118:2003	Não fissurado	
				Fissurado	
				Branson	
			CEB/90	Não fissurado	
		Fissurado			
		21 dias	CEB/61	Não fissurado	
Fissurado					
NBR 6118:2003	Não fissurado				
	Fissurado				
CEB/90	Não fissurado				
	Fissurado				

TABELA 3.28 - Combinações de dados, módulo de elasticidade e inércia escolhidos para os pórticos da arquibancada, visando ao estudo das flechas das vigas em balanço

Localização	Setores	Idade da retirada do escoramento	Módulos de elasticidade secante	Geometria da seção de concreto	Cargas
Arquibancada	Todos	10 e 21 dias	CEB/61	Não fissurado	Sobrecarga aplicada na idade superior a 28 dias
				Fissurado	
			NBR 6118:2003	Não fissurado	
				Fissurado	
		CEB/90	Não fissurado		
			Fissurado		
		10 e 21 dias	CEB/61	Não fissurado	Permanentes
Fissurado					
NBR 6118:2003	Não fissurado				
CEB/90	Não fissurado				

A viga da cobertura do setor 15 foi analisada separadamente pelas seguintes razões:

- por fazer parte de um setor experimental;
- por existir banco de dados mais completo;
- por apresentar maiores resistências do concreto à compressão;
- e por ser a arquibancada uma estrutura diferenciada, comparando-a aos demais setores.

3.5.4.5 Apresentação e análise dos resultados

3.5.4.5.1 Flechas imediatas medidas e calculadas

a) Vigas da cobertura

a.1) Setor 15

Na TAB. 3.29 são apresentadas as inércias utilizadas para o cálculo do pórtico, tendo como rigidez os valores nos estádios I e II e a rigidez equivalente de Branson, preconizada pela NBR 6118:2003.

A inércia equivalente de Branson, para cada um dos 10 (dez) trechos da viga do pórtico, foi obtida aplicando-se na Eq. (2.73) os valores de momentos atuantes, extraídos do trabalho de LIRA et al. (1993), bem como os de fissuração apresentados na TAB. 3.30.

TABELA 3.29 - Inércias de cada seção transversal mediana dos 10 trechos da viga de cobertura, nos estádios I e II e a respectiva inércia equivalente de Branson (NBR 6118:2003)

Seção	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Inércia no estádio I (m ⁴)	0,016	0,059	0,145	0,294	0,570	1,005	1,637	2,539	3,748	5,249
Inércia no estádio II (m ⁴)	0,009	0,016	0,055	0,126	0,271	0,491	0,794	1,232	1,788	2,385
Inércia equivalente de Branson (m ⁴)	0,011	0,019	0,062	0,138	0,298	0,541	0,882	1,377	2,006	2,689

TABELA 3.30 - Momento de fissuração e momento atuante para cada seção transversal da viga de cobertura

Seção	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Momento atuante (kN.m)	345	1009	2036	3476	5388	7841	10910	14680	19250	24710
Momento de fissuração (kN.m)	154	384	731	1214	1938	2900	4119	5646	7460	9558

Na TAB. 3.31 são apresentadas, além das flechas medidas após o descimbramento, as flechas calculadas para a mesma condição, considerando-se os estádios I e II e a rigidez equivalente de Branson.

TABELA 3.31 - Cobertura do setor 15 - Valores das flechas imediatas, medidas após o descimbramento, e as flechas calculadas com a idade do concreto de 21 dias, considerando-se carga permanente, os estádios I, II e a rigidez equivalente de Branson

Flechas imediatas medidas e calculadas para as vigas da cobertura do setor 15									
Descimbramento aos 21 dias									
Seção T invertida									
Flechas medidas			Flechas calculadas (milímetro)						
			Rigidez no estágio I			Rigidez no estágio II			Branson
			Módulo de elasticidade segundo o			Módulo de elasticidade segundo o			Módulo de elastic.
Radial	Flecha	Média/ desvio padrão	CEB/61	NBR 6118/03	CEB/90	CEB/61	NBR 6118/03	CEB/90	NBR 6118:2003
44	198	$f_{\text{média}} = 194 \text{ mm}$ $s = 18,3 \text{ mm}$	124,6	167,7	161,0	204,6	267,6	257,7	256,9
45	210								
46	174								

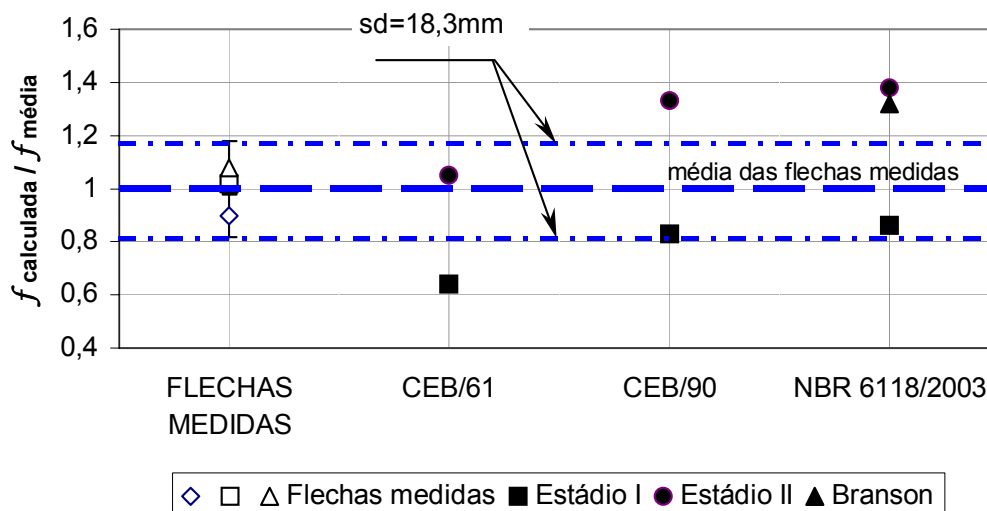


FIGURA 3.117 – Cobertura do setor 15 – Gráfico de valores relativos das flechas medidas e das flechas calculadas

As flechas medidas do setor 15, FIG. 3.117, apresentam-se intermediárias aos valores calculados considerando-se a seção de concreto com rigidez correspondente aos estádios I, II e equivalente de Branson.

A relação entre os momentos solicitantes em serviço das vigas da cobertura e os respectivos momentos resistentes (últimos) extraídos do trabalho de LIRA et al. (1993) indicam valores próximos de 0,45, para as várias seções analisadas, ou seja, há uma relativa segurança nas seções dessas vigas. Tendo como base os trabalhos de CUNHA (1985), (1993) e RIGO DA SILVA (1992) — que consideram a relação entre o nível relativo de carregamento (S/R_d ou M_i/M_r) e a variação da rigidez relativa (K_i/K_0) de vigas superarmadas e paredes finas de concreto armado (ver FIG. 3.118 e 3.119).—, para esta solicitação relativa de 0,45, a viga da cobertura deveria apresentar uma perda de rigidez da ordem de até 20% (ver FIG. 3.118). Para alguns casos avaliados, como vigas e paredes com elevada taxa de armação, como é o caso das vigas da cobertura do Mineirão, isso foi verificado. Ou seja, que é provável que a rigidez real observada nas vigas da cobertura, possam apresentar valores superiores aos calculados tanto com inércia fissurada, como no estádio II, como na formulação proposta por Branson. Isto explica a diferença observada no gráfico da FIG. 3.117, para o caso das vigas da

cobertura do Mineirão em que os valores das flechas calculados no estágio I são os que mais se aproximam dos valores médios das flechas medidas.

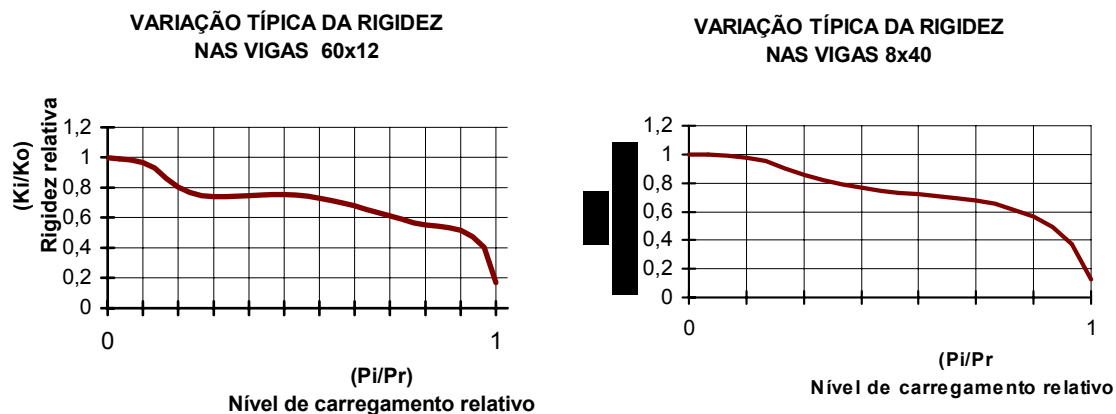


FIGURA 3.118 - Gráficos característicos da perda da rigidez de vigas superarmadas de C.A.R. ensaiadas na LAEES- UFMG.

Fonte: CUNHA, 1993.

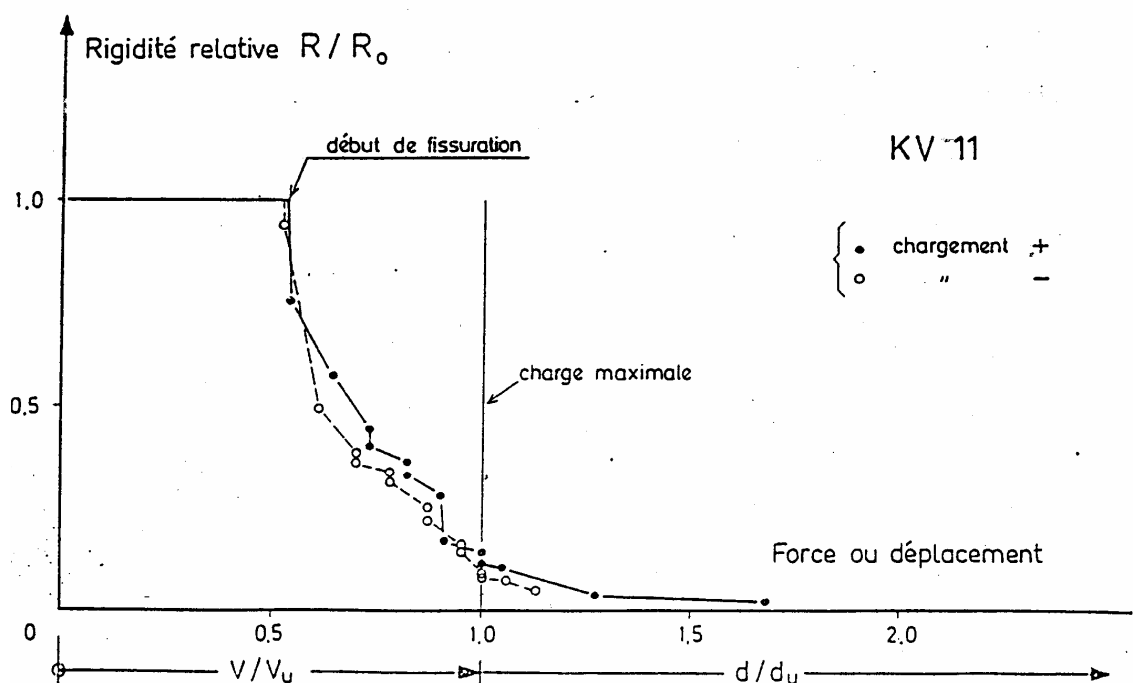


FIGURA 3.119 - Gráfico característico da perda de rigidez de paredes em concreto armado

Fonte: CUNHA, 1985, p. 21.

Diante disso, observa-se que os valores das flechas calculadas, considerando-se a inércia correspondente ao estágio I e os módulos obtidos segundo o CEB/90 e o NBR 6118:2003, estão mais próximos da linha média unitária da relação entre a flecha calculada e a flecha medida ($f_{\text{cal}} / f_{\text{medida}}$), do que os valores obtidos no cálculo considerando-se o estágio II.

Considerando-se a inércia da rigidez equivalente proposta por Branson, os valores de flechas calculados tendem a valores intermediários entre as flechas dos estágios I e II. Para a viga da cobertura, a inércia prevista na rigidez equivalente de Branson é composta de aproximadamente de 94% da inércia no estágio II e de 6% da inércia no estágio I.

Observa-se que, a prevalecer a formulação prevista para o cálculo dessas flechas e utilizando-se o método simplificado, o módulo de elasticidade passa a ter uma influência marcante no cálculo dessas flechas, nesses casos, talvez uma influência maior do que realmente deveriam apresentar. Fixando-se as inércias com a rigidez do estágio I, vê-se que o valor do módulo de elasticidade sugerido pelo CEB/61, notadamente superior ao das demais propostas, resulta no cálculo de flechas menores. Pela comparação com o que se conhece hoje em dia sobre formulações que permitem o cálculo do módulo de elasticidade, as formulações preconizadas pelo CEB/90 e pela NBR 6118:2003 são mais condizentes com a realidade do que a formulação prevista pelo CEB/61.

Cria-se então aqui um impasse: ou não se consideram os módulos previstos pelas novas normas, CEB/90 e NBR 6118:2003, dando-se mais crédito ao valor previsto pelo CEB/61, que resulta em valores maiores do que se espera hoje em dia, ou abandona-se a formulação de Branson na busca de uma rigidez que possa auxiliar na previsão dessas flechas. No campo das hipóteses é preferível ficar com a segunda, em que se reconhece serem mais válidas as equações atualizadas para o cálculo do módulo de elasticidade (CEB/90 e NBR 6118:2003), aceitando-se que a formulação de Branson não se aplica ao caso estudado.

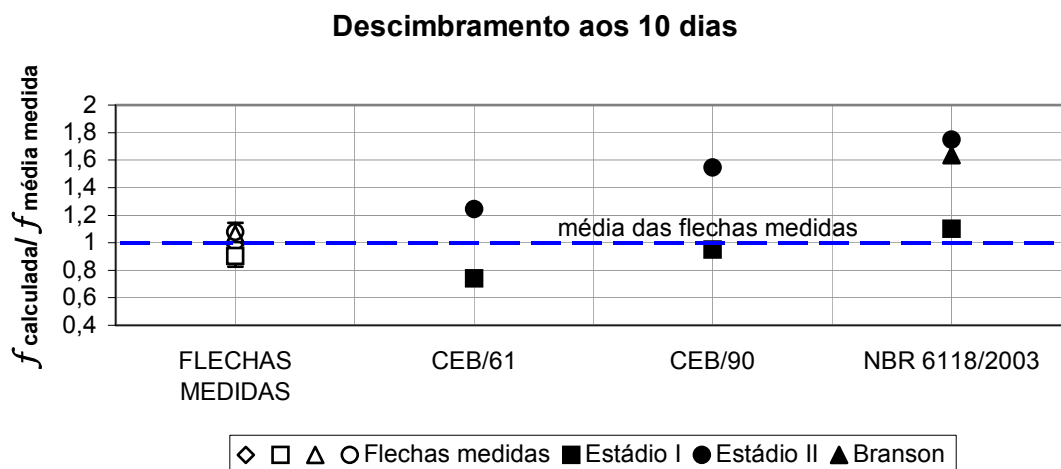


FIGURA 3.120 – Gráfico de valores relativos entre flechas calculadas e medidas das vigas dos setores 8 e 12, da cobertura, considerando-se descimbramento aos 10 dias

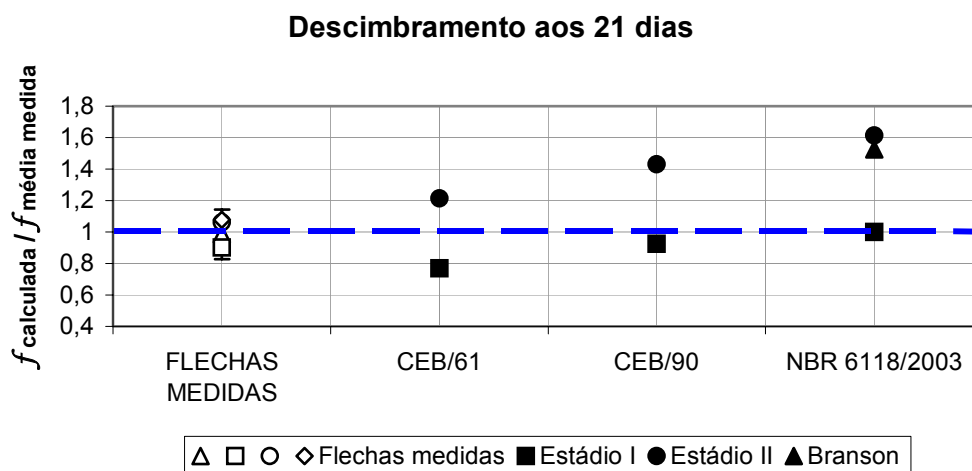


FIGURA 3.121 – Gráfico de valores relativos entre flechas calculadas e medidas das vigas dos setores 8 e 12, da cobertura, considerando-se descimbramento aos 21 dias

Nos setores analisados (setores 8 e 12), em que não eram conhecidas as datas de descimbramento da cobertura, as flechas imediatas calculadas aproximam-se dos valores considerando-se o descimbramento aos 21 dias.

Comparando os valores de flechas calculadas pela NBR 6118:2003 com descimbramentos aos 10 e 21 dias, têm-se diferenças de 18,10mm ($f_{10}=201,1$ e $f_{21}=183,0$), correspondendo a aproximadamente a 10% para o estágio I ($r = 18,10/183,0$); e 24,4mm correspondendo a 8,3% para o estágio II ($r = 24,4/295,2$).

Estas diferenças de flechas durante a construção de setores consecutivos, causadas por retiradas de escoramentos em idades distintas, supondo o mesmo controle de qualidade das resistências do concreto, forçaram a adoção imediata de homogeneização das deformações através de barras de ligações entre setores — chamadas de “barras estabilizadoras de deformação” (ABREU, 1966).

b) Vigas da arquibancada

Na TAB. 3.33 estão apresentados os valores calculados das flechas imediatas da extremidade em balanço das vigas das arquibancadas considerando-se as sobrecargas de $6,0\text{kN/m}^2$ (feita com sacos de areia) e uma sobrecarga de 2500 homens, como relatado em ABREU (1966) (ver FIG. 3.104 a 3.106).

Consideraram-se para o cálculo das flechas imediatas os módulos de elasticidade referentes às resistências mostradas na TAB. 3.19, para a idade de 28 dias, e inércias da seção de concreto nos estádios I e II.

Tomou-se a sobrecarga aproximada de $3,45\text{kN/m}^2$ como equivalente ao peso de 2500 homens. Esse valor possível foi calculado tomando-se como referência o peso médio de um homem igual a $0,80\text{kN}$, dos citados 2500 que participaram da prova de cargas, considerando-se que os mesmos foram então distribuídos em 775 metros lineares de arquibancada com 75cm de largura.

TABELA 3.33 - Valores de flechas (milímetro) calculadas para a arquibancada com sobrecarga de $6,0\text{kN/m}^2$ e $3,45\text{kN/m}^2$ com idade superior a 28 dias, Estádios I e II e módulos de elasticidades de acordo com o CEB/61, CEB/90 e NBR 6118:2003

Localização	Normas		CEB/61	NBR 6118:2003	CEB/90	
Arquibancada	Módulo de elasticidade		41365 MPa	29649 MPa	30568 MPa	
	Flechas	Sobrecarga de $6,0\text{kN/m}^2$	Estádio I	4,8	6,0	5,9
			Estádio II	11,1	14,8	14,4
			Medida	18mm		
		Sobrecarga de 2500 homens $\approx 3,45\text{kN/m}^2$	Estádio I	2,4	3,1	2,9
			Estádio II	5,7	7,6	7,4
			Medida	2,3mm		

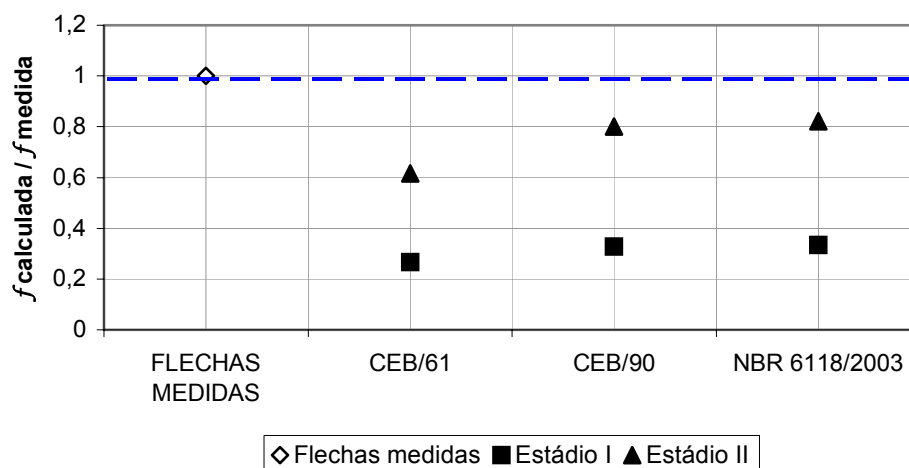


FIGURA 3.122 - Gráfico de valores relativos da flecha medida e das flechas calculadas da arquibancada, considerando-se sobrecarga de $6,0\text{kN/m}^2$

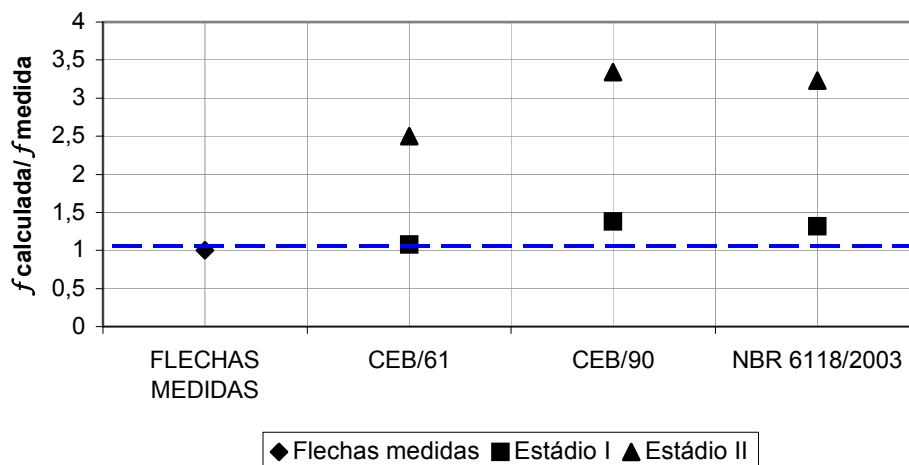


FIGURA 3.123 – Gráfico de valores relativos da flecha medida e das flechas calculadas da arquibancada, como sobrecarga de 2500 homens equivalente a $3,45\text{kN/m}^2$

As diferenças entre as flechas medidas e as calculadas podem ser devidas à incerteza da carga aplicada durante a prova de carga, já que em uma delas se tratava de pessoas posicionadas sobre os degraus da arquibancada, situação em que não se tem controle sobre a perfeita distribuição do carregamento. A outra prova de cargas foi feita com caixotes de areia, que pode propiciar uma grande variação do seu peso específico quando se leva em conta o teor de umidade.

3.5.4.5.2 Flechas ao longo do tempo

O efeito da fluência nas flechas nas vigas da cobertura é analisado segundo as formulações adotadas pelas normas CEB/61, CEB/90 e NBR-6118:2003, considerando-se como valores iniciais as médias das deformações imediatas observadas logo após a retirada do escoramento.

a) Vigas da cobertura

Nas FIG. 3.124 e 3.125 foram traçados gráficos utilizando-se os controles de flechas feitos em duas vigas da cobertura em um período de 30 dias. Os originais desses controles estão apresentados no fac-símile da FIG. 3.111. Os valores das flechas imediatas destas duas vigas são de 194mm e 197mm. Nesses gráficos também foram colocados os valores calculados segundo as normas estudadas.

Para o cálculo das flechas feitas com base no CEB/61, utilizaram-se os seguintes parâmetros:

- ambiente ao ar livre com $\varphi_a = 3,0$ e idade da aplicação da carga permanente igual a 21 dias, ou seja, $t_0 = 0,7$ mês.

Para o cálculo segundo a NBR 6118:2003, adotaram-se:

- A_s' igual a 5 ϕ 12,5mm (ver geometria das seções no ANEXO);
- seção de concreto medida no eixo do pilar externo, tendo 76cm de base e 382,5cm de altura.

Já pelo CEB/90, adotaram-se:

- umidade relativa do ar de 70%;
- resistência média de compressão aos 28 dias igual a 37,5 MPa para o setor 15 e 32,2 MPa para os demais setores;
- A_s' igual a 5 ϕ 12,5mm (ver geometria das seções no ANEXO);
- seção de concreto medida no eixo do pilar externo, tendo 76cm de base e 382,5cm de altura;
- idade do concreto no carregamento igual a 21 dias, equivalente a 0,7 do mês.

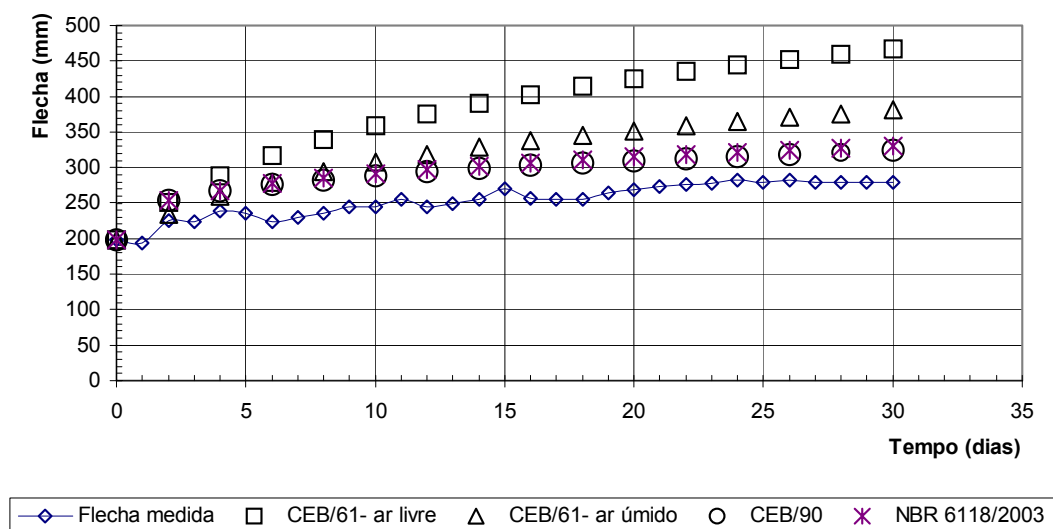


FIGURA 3.124 – Evolução das flechas medidas na viga da radial 25, setor 8, em um período de 30 dias e as expectativas calculadas segundo as normas

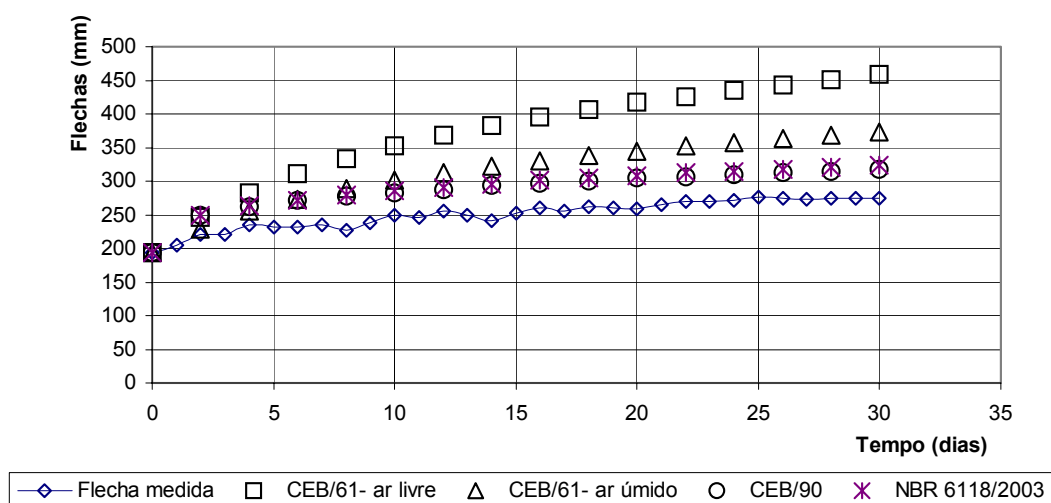


FIGURA 3.125 – Evolução das flechas medidas na viga da radial 24, setor 8, em um período de 30 dias e as expectativas calculadas segundo as normas

Analisando-se os gráficos das FIG. 3.124 e 3.125, nota-se que em um período de 30 dias as flechas reais passaram de 194mm e 197mm para 274mm e 280mm, ou seja, aumentaram 80mm e 83mm, respectivamente. Esses aumentos representam 41,2% e 42,1%, e ambas as evoluções de crescimento das flechas no tempo apresentam-se

similares entre si e sem distorções expressivas. Em alguns pontos isolados ocorreram pequenas distorções maiores diferenças nessa evolução, que podem ser atribuídas à variação da temperatura ambiente agindo na estrutura.

Os valores calculados, considerando-se a fluência prevista pelo CEB/90 e a NBR 6118:2003, são bastante próximos, proporcionando graficamente uma quase coincidência. Entretanto, os valores calculados pelo CEB/61 são bastante distintos dos outros dois, sendo que ao final de 30 dias esta diferença seria na ordem de 137mm, ou seja, aproximadamente 36% do valor medido.

Comparando-se os valores medidos com os valores propostos pelas normas no que se refere aos efeitos diferidos, por um período de 30 dias, observa-se que:

- os valores propostos pelas normas atuais brasileira e europeia aproximam-se dos valores medidos, para um período de 30 dias, tomando-se como comparação a norma contemporânea à construção;
- nenhuma das duas normas atuais conseguiu estimar com maior precisão os valores das flechas medidas nas duas vigas, mas apresentou, por outro lado, uma razoável ordem de grandeza das flechas após 30 dias da retirada do escoramento;
- as diferenças das flechas entre os valores medidos e os calculados pelas normas atuais são de 50mm e 51mm, isto é, 18,3%, para o período de 30 dias;
- as evoluções das flechas calculadas pelas normas atuais são similares às desenvolvidas pelas estruturas reais, para o período analisado.

Outros controles de flecha foram feitos pelos engenheiros da ADEMG em outros anos de existência do Mineirão, ou seja, no ano de 1968 e 1993. Os valores medidos são mostrados nas TAB. 3.23 e 3.24.

Foram feitas duas análises considerando-se os valores das flechas medidas. A primeira focaliza o setor 8, por apresentar maiores dados específicos sobre ele. Na segunda análise é tomada a média dos valores medidos como representativos dos demais setores.

A FIG. 3.126 contém as flechas medidas no setor 8, tomando-se para flecha inicial a média dos valores no tempo $t_0 = 0$ (zero) dia. Aos 30 dias e 1000 dias adotou-se a média dos valores medidos nas vigas do setor 8. Para a idade de 11000 dias adotar-se-á a média de todas as leituras nesta data, como está mostrado na TAB. 3.34.

TABELA 3.34 - Flechas medidas nas vigas da cobertura nas idades de zero a 11000 dias do setor 8

Idade (dias)	Flechas medidas (mm)	Média (mm)	Setor onde foi feita a leitura
Zero	194	195,5 sd = 2,1	Setor 8
	197		
30	280	277,0 sd = 4,2	Setor 8
	274		
1000	343	347,5 sd = 6,4	Setor 8
	352		
11000	364	353,0 sd = 10,5	Setor 11
	343		Setor 19
	352		Setor 25

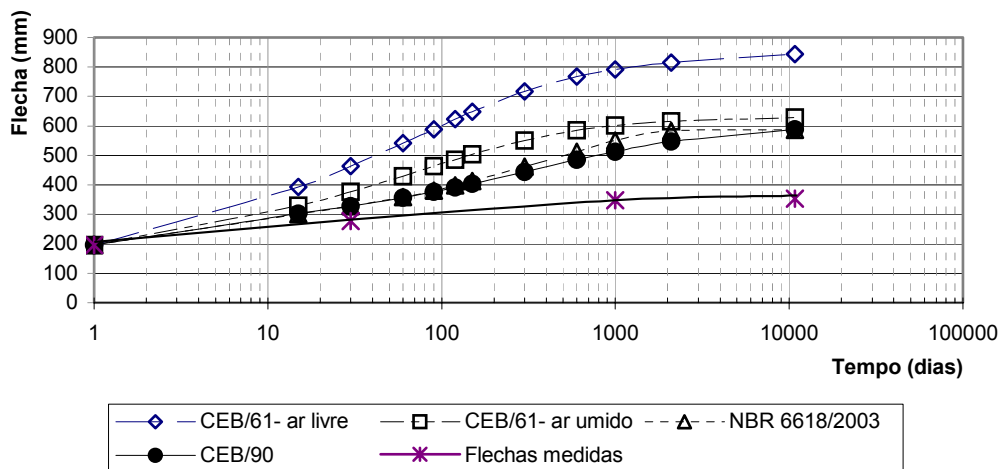


FIGURA 3.126 – Gráfico das médias das flechas medidas nas vigas do setor 8 e as calculadas com base em algumas normas

TABELA 3.35 - Flechas medidas nas idades de zero a 11000 dias nas vigas da cobertura

Idade (dias)	Flechas medidas (mm)	Média (mm)	Setor onde foi feita a leitura
Zero	198	186,4 sd = 14,1	Setor 15
	210		
	174		Setor 8
	194		
	197		Setor 12
	180		
	180		
	165		
30	280	277,0 sd = 4,2	Setor 8
	274		
1000	387	364,6 sd = 24,23	Setor 1
	383		Setor 2
	385		Setor 8
	381		Setor 14
	352		Setor 16
	343		
	356		
	311		
	376		
372			
11000	364	353,0 sd = 10,5	Setor 11
	343		Setor 19
	352		Setor 25

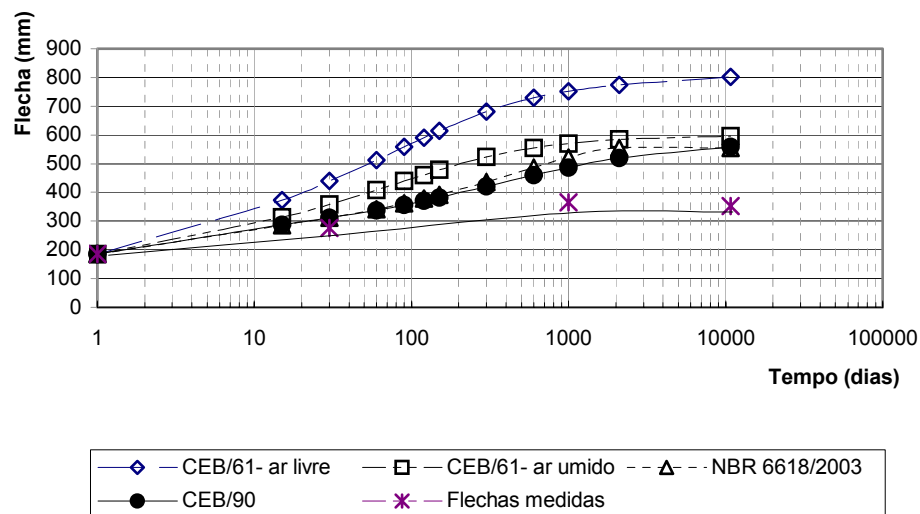


FIGURA 3.127 – Gráfico das médias das flechas medidas nas vigas da cobertura e as calculadas segundo algumas normas

Observa-se nos gráficos das FIG 3.126 e 3.127 que:

- num período de 11000 dias, os valores das flechas calculadas com base em todas as normas atuais apresentaram-se superestimados, ou seja, com valor em torno de 60% superior, em comparação com os valores das flechas medidas;
- a evolução da média das flechas medidas no setor 8 apresenta tendência de crescimento, mesmo após 70 meses. De acordo com a NBR 6118:2003 a flecha se estabilizaria após esse período. Pode-se notar, pela tendência das curvas da FIG. 3.126, que isso não ocorreu;
- no gráfico da FIG. 3.127, que representa a média de todas as flechas medidas, apresenta um decréscimo desta entre o período de 1000 a 11000 dias ocorreu um decréscimo da flecha. Este fenômeno pode ter ocorrido devido à variação da temperatura ambiente nas datas cujo controle foi feito. Sob a ação de acréscimo da temperatura nas estruturas da cobertura (lajes e vigas) há uma dilatação do pórtico, acarretando alteração das extremidades em balanço — flechas na extremidade do balanço. Para um $\Delta T = 10^\circ \text{C}$ observa-se uma variação da flecha de 9mm;
- observa-se em todos os setores analisados que ocorreu um crescimento acelerado da flecha até a idade aproximada de 30 meses ($\approx 2,5$ anos). Após esse período houve um crescimento mais lento do que o previsto. Pelas normas atuais, esse crescimento pronunciado se daria até a idade aproximada de 70 meses ($\approx 5,8$ anos).
- caso se considere a umidade ambiente ao ar livre, a curva da evolução da flecha segundo CEB/61 fica muito distante das demais. No caso de se considerar a umidade do ambiente como muito úmido, a curva teórica aproxima-se das demais;
- caso se considere esse mesmo aumento de umidade relativa do ar (de $RH = 60\%$ para $RH = 80\%$), utilizando-se o CEB/90, tem-se uma diferença entre flecha medida e calculada em torno de 45%, enquanto que na anterior o valor é de 58%.

b) Vigas da arquibancada

No setor 15 — o primeiro a ser construído — a viga da arquibancada apresentou uma flecha imediata da ordem de 60 milímetros, sendo que em três dias observou-se que esse valor evoluiu para 85mm. Em 30 dias, aproximadamente, a flecha apresentou-se “estabilizada” em 96mm, como foi apurado em documentos técnicos do arquivo da

ADEMG. Devido aos problemas de oscilação apresentados no tramo em balanço das vigas da arquibancada, foi necessário fazer novo projeto, alterando a sistema estrutural e a geometria dessa viga.

Definido o novo projeto da viga da arquibancada, que resultou em uma viga muito mais rígida do que a do projeto original, observou-se que as vigas construídas posteriormente nos demais setores, com esse novo projeto, foram executadas seguindo o nível da viga da arquibancada do setor 15, já deformada e “estabilizada”. Isso para evitar que nas juntas entre os setores 14, 15 e 16 houvesse uma descontinuidade estrutural. Devido a esse fato, as flechas medidas contidas na TAB. 3.20 serão reduzidas do valor estipulado de 96mm, passando a ser iguais aos valores da TAB. 3.36. Este critério não se estenderá ao setor 15 por se tratar de uma estrutura atípica e que sofreu alteração.

TABELA 3.36 - Flechas medidas na idade de 11000 dias nas vigas da arquibancada

Setores e radiais	Níveis medidos	Flechas medidas (mm)	Flechas reais (mm)
setor 8, radial 21	849.958	156	60
setor 13, radial 37	850.012	102	6
setor 15, radial 43	849.899	215	---
setor 22, radial 65	849.945	169	73
setor 24, radial 74	849.954	160	64

Analisando os valores obtidos, tem-se:

- O valor da flecha medida no setor 13 apresenta-se destoante dos demais. Enquanto isso, nos setores 8, 22 e 24 valores das flechas medidas apresentam-se harmônicos, com média igual a 65,7mm;
- A diferença de aproximadamente 60mm entre a leitura do setor 13 para os demais pode ter sido devido a erro de leitura ou a imperfeições na superfície inferior da extremidade da viga deste setor;
- Observa-se que o setor 15 apresenta flecha maior que os demais possivelmente devido à diferença estrutural deste com os demais setores;

- O modelo estrutural escolhido representa com razoável aproximação a estrutura real, por apresentar flecha imediata como relatado nos documentos da ADEMG.

O monitoramento das flechas da arquibancada da nova estrutura do setor 15 não foi encontrado. Existe apenas o relato de que a flecha imediata devida ao peso próprio foi medida em torno de 10 (dez) milímetros. Na TAB. 3.37 encontram-se as flechas imediatas da extremidade em balanço e aquelas consideradas com o efeito da fluência das vigas da arquibancada, considerando-se os seguintes dados:

- módulos de elasticidade para idades de 10 dias e 21 dias, conforme dados da TAB. 3.26;
- rigidez utilizando-se a rigidez equivalente de Branson, conforme NBR6118:2003;
- umidade relativa do ar de 60%, equivalente ao ar livre, dada pelo CEB/61;
- carga permanente devido ao peso próprio da estrutura.

TABELA 3.37 - Flechas na idade de 11.000 dias nas vigas da arquibancada (mm)

Flechas medidas			Norma utilizada	Idade do descimbramento	Flecha imediata calculada (mm)	Flecha calculada com idade de 30 anos (mm)	Porcentagem de erro em relação a flecha média (%)
Radial	Flecha	Flecha média/desvio padrão					
21	60	$f_{\text{média}} = 65,7\text{mm}$ $sd = 6,7\text{mm}$	CEB/61	10 dias	12,3	61	7,2
				21 dias	10,5	45	31,5
65	73		CEB/90	10 dias	13,5	46	29,9
				21 dias	13,1	45	31,5
74	64		NBR 6118/03	10 dias	14,4	43	34,5
				21 dias	13,5	40	39,1

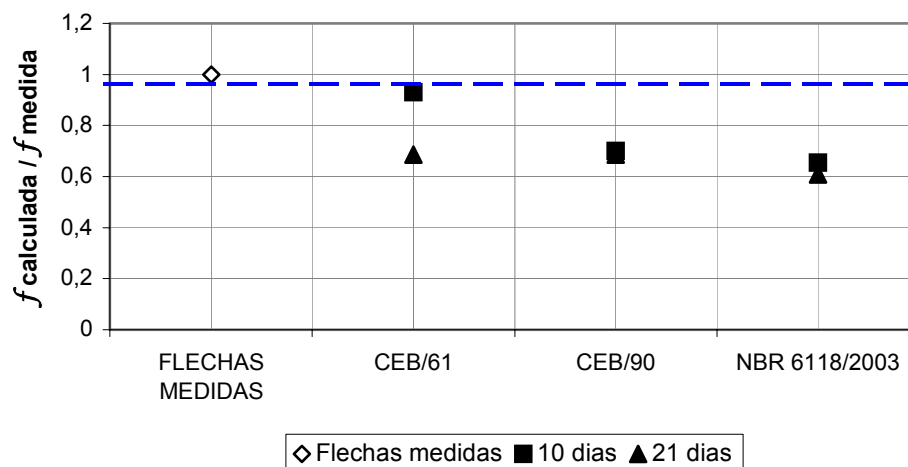


FIGURA 3.128 - Gráfico de valores relativos da flecha medida e das flechas calculadas após 11.000 dias, segundo as normas CEB/61, CEB/90 e NBR 6118:2003

Da TAB. 3.37 e da FIG. 3.128, pode-se concluir que:

- os valores calculados das flechas devido à fluência em 30 anos apresentam-se bastante similares, com exceção da flecha calculada pelo CEB/61 com descimbramento aos 10 dias;
- apesar de a flecha calculada pelo CEB/61 (descimbramento ao 10 dias) ter apresentado valor maior que os demais, esta foi a que se aproximou mais da média das flechas medidas;
- nas normas atuais, o fato de se retirar o escoramento com prazo menor não influencia significativamente a flecha imediata, refletindo apenas na flecha diferida;
- excluindo a flecha calculada pelo CEB/61, com retirada de escoramento aos 10 dias, a média das distorções entre os valores calculados e os medidos é em torno de 31% para o CEB/90 e de 37% para a NBR 6118:2003.

3.5.5 Considerações finais

Dos estudos comparativos desenvolvidos pode-se concluir que:

- o modelo escolhido foi apropriado para a análise das flechas imediatas;
- o modelo que melhor representa as flechas imediatas, medidas nas vigas da cobertura após o descimbramento, é aquele que considera a inércia equivalente de Branson;
- o mesmo ocorre com as vigas da arquibancada, considerando-se as cargas permanentes;
- para este caso analisado, as resistências à compressão do concreto e os módulos de elasticidades nas idades de 10 e 21 dias são aproximados, e conseqüentemente não apresentaram grande influência nos valores das flechas imediatas das vigas da cobertura e da arquibancada;
- a flecha da arquibancada do setor 15, ao longo do tempo, apresenta-se maior que as demais, mesmo considerando-se que esse passou por uma remodelação do seu sistema estrutural;
- apesar de as flechas diferidas, calculadas pela norma brasileira NBR 6118:2003 e pelo CEB/90, apresentarem valores aproximados, elas superestimaram em 60% o valor das flechas;
- o mesmo não pode ser comprovado nas vigas da arquibancada, pois não foram encontrados os controles das flechas após a retirada do escoramento;
- as flechas da cobertura ultrapassam os valores limites da norma brasileira, NBR 6118:2003, que é de 112mm — $\ell/250$. Contudo, essa inobservância da norma não prejudicou em nada o funcionamento da cobertura e nem interferiu no aspecto estético. De forma mais razoável, o CEB/90 recomenda nos itens 7.5.1.1 e 7.5.2.3 que:

“7.5.1.1 - To establish such limits is not within the scope of this Model Code. However, some practical rules are given in clause 7.5.2.3 for some categories of simple buildings. Where applicable, acceptable limit values should be established in agreement with the client or his representative”; “7.5.2.3 – For the derivation of such limiting values, the following criteria

should be fulfilled: - the deformation sensitivity of non-structural elements, attached to the flexural member under consideration, should be accounted for, - simple but sound models for deflection estimation should be used, - previous experience within the prescribed fields of application should be available. For simple verification: $(l/a)_{lim} = 300.$ ”

Isto é, as flechas limites deverão ser acordadas entre o calculista e o cliente, desde que esse acordo não seja prejudicial à estética da estrutura, à integridade das partes não estruturais e que não afete a funcionalidade da própria estrutura e os equipamentos que são suportados por ela.

4

CONCLUSÃO

As normas técnicas e procedimentos atuais pretendem antecipar eventuais ocorrências de patologias nas estruturas, determinando ações preventivas de projeto, limitando flechas e aberturas de fissuras, buscando promover atitudes preventivas, para que não ocorram anomalias nas estruturas de concreto.

A partir do levantamento dos dados patológicos observados na estrutura do no Mineirão e da sua análise, pode-se concluir que as recomendações sugeridas pelas normas NBR6118:2003 e CEB/90 são procedentes e necessárias. Citam-se como exemplos bem sucedidos a obrigação de se evitar o acúmulo de água proveniente de chuva ou de limpeza nas superfícies das estruturas; a escolha adequada de formas arquitetônicas e estruturais, evitando-se quinas vivas e adotando-se as que possibilitem fácil manutenção; a atenção especial à qualidade e à espessura mínima do revestimento; o detalhamento correto das armações, com atenção aos espaçamentos mínimos e máximos entre barras de aço necessários, respectivamente para a concretagem dos elementos estruturais e para atender as necessidades de armadura para se evitarem fissuras nas

regiões mais solicitadas à tração; e principalmente o cumprimento das manutenções preventivas e corretivas, estas quando necessárias.

O fato de o Mineirão ser composto de 28 setores isolados com sistema estrutural semelhante facilitou a análise comparativa dos problemas existentes, num confronto entre setores e, sobretudo, com as prescrições normativas da época da construção e recentes. Isto possibilitou concluir que, na maioria das vezes, a ocorrência de uma dada patologia poderia ter sido evitada se, na ocasião do seu projeto e construção, já existissem os conhecimentos que estão hoje nas normas atuais, como o CEB/90 e a NBR 6118:2003.

Destacam-se algumas anomalias típicas, não coerentes com as determinações das normas atuais, tais como:

- a ausência de pingadeira em determinados trechos da extremidade em balanço das lajes da cobertura, promovendo o escoamento das águas de chuva para a parte inferior da estrutura, além de causar a corrosão de algumas armações;
- a ocorrência de corrosão principalmente nas armações de pele das vigas da cobertura, colocadas para se evitarem as fissuras de retração, sendo estas posicionadas muito próximas às superfícies do concreto, não seguindo as especificações de espessura do cobrimento, como definida em norma técnica;
- a utilização de elevada densidade de armação, dificultando a concretagem e, conseqüentemente, promovendo falhas e formação de ninhos de agregados graúdos;
- a presença de detritos, restos de construção e resíduos orgânicos originários de secreção de morcegos nas juntas de dilatações, levando à ocorrência constante de umidade, que provoca a deterioração precoce do concreto e das armações das vigas e lajes.

Realça-se a elevada importância de se ter um cobrimento com características físicas e químicas de alto padrão, para a boa performance de durabilidade dos elementos de

concreto armado. Fato este que pode ser observado em vários locais na estrutura do Mineirão.

Observou-se, por outro lado, que as aberturas de fissuras maiores, da ordem de até 0,8mm nas vigas da arquibancada, além dos limites definidos pelas normas atuais (NBR 6118:2003 e CEB/90), não apresentaram riscos quanto à durabilidade dos elementos estruturais quando os elementos estão protegidos da umidade. A armadura existente, cortada por tais fissuras, não apresentou até o momento corrosão comprometedora.

Da análise das espessuras de carbonatação pode-se concluir que, para as estruturas do Mineirão, a equação proposta por SITTER (1982) que considera o cimento com adição de escória de 50%, é a que mais se aproxima da média dos valores medidos. Os coeficientes de carbonatação calculados pela Eq. (2.10) apresentam valores em torno de $2,0\text{mm.ano}^{-0,5}$ para os consolos, pilares externos e vigas da arquibancada. Valores menores do que $1,0\text{mm.ano}^{-0,5}$ foram obtidos para as vigas e lajes da cobertura e maiores que $4,0\text{mm.ano}^{-0,5}$ para os pilares internos.

Com relação aos estudos das flechas conclui-se que:

- o modelo que melhor representa as flechas imediatas medidas, levando-se em conta as cargas permanentes nas vigas da cobertura e arquibancada logo após o descimbramento, é aquele que considera a rigidez equivalente de Branson;
- as resistências à compressão do concreto e os módulos de elasticidade nas idades de 10 e 21 dias, ainda que aproximados, não apresentaram grande influência nos valores do cálculo das flechas imediatas das vigas da cobertura e da arquibancada;
- apesar de as flechas diferidas, calculadas pela norma brasileira NBR 6118:2003 e pelo CEB/90, apresentarem valores aproximados entre si, ainda assim superestimaram em 60% o valor das flechas reais medidas;
- as flechas medidas no balanço da cobertura ultrapassam os valores limites da norma brasileira NBR 6118:2003, que é de 112mm ($\ell/250$). Contudo, essa inobservância da norma não prejudicou em nada o funcionamento da cobertura, tampouco

interferiu no seu aspecto estético, estando ademais tal deformabilidade prevista pelo CEB/90.

Recomendações:

- observa-se que é necessário alertar os órgãos responsáveis pela administração do Estádio da importância de se fazerem manutenções preventivas e reparadoras na estrutura do Mineirão. Isto porque, ao longo dos anos em que se acompanhou a evolução das patologias já existentes por ocasião dos primeiros levantamentos de dados, observou-se que as mesmas evoluíram de forma degenerativa nesse período e que, se não reparadas, continuarão a se agravar em consequência da ação do meio ambiente, pondo em risco a segurança da estrutura e dos espectadores;
- caberia aos Governos Federal e Municipal, aos clubes, às empresas ligadas ao esporte, às agremiações ou outras entidades, bem com às Parcerias Público-Privadas — PPPs —, a participação na manutenção do Estádio Magalhães Pinto;
- no tocante às recomendações de limitações de abertura de fissuras e deformações máximas, as normas brasileiras podem ser mais flexíveis, tendo em vista a localização e o contexto em que os elementos estruturais são inseridos;
- cabe ao curso de Engenharia Civil da EE.UFMG desenvolver pesquisas e/ou capacitar engenheiros para auxiliar a ADEMG no tratamento e recuperação das patologias.

Por fim, encerro com uma citação de FEYERABEND (1975):

“o conhecimento completo de um objeto equivale a completa enumeração de suas partes e peculiaridades. O homem não pode atingir conhecimento completo. Há número demasiadamente grande de coisas, de eventos, de situações e o homem só pode aproximar-se de uns poucos. Contudo, embora o homem não possa alcançar conhecimento completo, está em condições de obter ampla porção de conhecimento. Quanto mais larga sua experiência, quanto maior o número de vicissitudes, de coisas vistas, ouvidas, lidas, tanto maior o conhecimento.”

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABREU, Gil César M. A construção do Estádio Minas Gerais. In: III CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA E INDÚSTRIA, 3, set. 1966. Rio de Janeiro: s.ed., 1966.

ADMINISTRAÇÃO DOS ESTÁDIOS DE MINAS GERAIS - ADEMG. *Acervo fotográfico*. Belo Horizonte: ADEMG, 1963.

ADMINISTRAÇÃO DOS ESTÁDIOS DE MINAS GERAIS - ADEMG. *Acervo fotográfico*. Belo Horizonte: ADEMG, 1964.

ADMINISTRAÇÃO DOS ESTÁDIOS DE MINAS GERAIS - ADEMG. *Acervo fotográfico*. Belo Horizonte: ADEMG, 1965.

ADMINISTRAÇÃO DOS ESTÁDIOS DE MINAS GERAIS - ADEMG. *Ata da reunião de 09.11.1963*. Belo Horizonte: ADEMG, 1963.

_____. *Ata da reunião de 10.04.1964*. Belo Horizonte: ADEMG, 1964.

_____. *Ata da reunião de 14.04.1964*. Belo Horizonte: ADEMG, 1964.

_____. *Ata da reunião de 23.04.1964*. Belo Horizonte: ADEMG, 1964.

_____. *Ata da reunião de 24.04.1964*. Belo Horizonte: ADEMG, 1964.

_____. *Ata da reunião de 20.06.1964*. Belo Horizonte: ADEMG, 1964.

_____. *Ata da reunião de 10.09.1964*. Belo Horizonte: ADEMG, 1964.

_____. *Dados do controle estatístico das resistências aos 28 dias das vigas de cobertura*. Belo Horizonte: ADEMG, 1964.

ALMEIDA, N.J., KATTAR, J.E. *Cimento Portland*; apostila do Centro Tecnológico Holdercim. Santo André: Grupo Holderbank, 1997.

ANDRADE, C. *Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armadura*. São Paulo: PINI, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 6118*: projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____. *NB-1: projeto de estruturas de concreto – procedimentos*. Rio de Janeiro: ABNT, 1960.

_____. *NBR 6118*: projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____. *NBR 6118*: projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

CIÉN años de olimpismo. < <http://joramom.com/olimpia/menu.htm> > Acessado em 04.03.2004.

SUDERJ. *Curiosidades*. < <http://suderj.rj.gov.br/maracana.htm> > Acessado em 03.03.2004.

COLISEU. <<http://www.nomismatike.hpg.ig.com.br/ImpRomano/Coliseu.html>> Acessado em 02.06.2004.

BIJEN, J.M. Maintenance and repair of concrete structures. *Heron*, v.34, n. 2, 1989.

BUCHER, Hans R. E. A carbonatação do concreto na corrosão da armadura. In: REUNIÃO DO IBRACON, 31, 1991. São Paulo, 1991. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 1991.

BURMAN, Israel. *Fissuração no concreto armado*; natureza do fenômeno e sua interferência no comportamento e durabilidade das estruturas. São Paulo: USP/ Escola Politécnica, 1981.

CÁNOVAS, Manuel Fernandez. *Patologia e terapia do concreto armado*. São Paulo: PINI, 1988. 522p.

CARNEIRO, Fernando L. L. B. *As normas brasileiras de projeto de estruturas de concreto: história e evolução*. Palestra apresentada em Workshop promovido pelo IBRACON. Rio de Janeiro: IBRACON, 1996.

CASCUDO, Oswaldo. Potencial de corrosão e resistividade elétrica do concreto. *Revista IBRACON*, v. 3, n. 8, p. 26-31, abr/mai/jun/1993.

CASTRIOTA, Leonardo Barci (Org.). *Arquitetura da modernidade*. Belo Horizonte: Editora UFMG, 1998. p. 195

CASTRO, A. et al. Avaliação da carbonatação do concreto de cobrimento com adições minerais e diferentes relações água / aglomerante. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 45, 2003, Vitória. Vitória: IBRACON, 2003. 16 p.

CINCOTTO, Maria Alba. Avaliação do grau de agressividade do meio aquoso em contato com o concreto. *Revista IBRACON*, p.52-56, jan/fev/mar. 1992.

CINCOTTO, Maria Alba. Avaliação do grau de agressividade do meio aquoso em contato com o concreto. *Revista IBRACON*, p.52-56, jan/fev/mar. 1992.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON – CEB. *CEB/78: CEB-FIP Model Code 1978*. Design Code. Lausanne: CEB, 1977. p.346.

_____. *CEB/90: CEB-FIP Model Code 1990*. Design Code. Lausanne: CEB, 1993. chap. 1-3, p.154; chap. 4-10, p.287; chap.11-14, p.66.

_____. *CEB/90: CEB-FIP Model Code 1990; final draft*. Lausanne: CEB, 1991.

_____. *Recommandations pratiques à l'usage des constructeurs; en rédaction provisoire III*. Lausanne: CEB,1961.

COUTINHO, A. de Sousa. *Fabrico e propriedades do betão*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1974. v. 2

COUTO, A.B.P., CASCUDO, O., CARASEK, H., LOPES, A.N.M., Influência das condições de cura na durabilidade de diferentes concretos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 45, 2003, Vitória. Vitória: IBRACON, 2003. 16 p.

CUNHA, José Celso da. Variação da rigidez de vigas de concreto de alta resistência em função do carregamento instantâneo. *Informador das Construções*, n. 1265/15, p. 21, 15/12/93.

_____. *La déformabilité en compression du béton armé fissuré en traction*. Certificat de conclusion du D.E.A. Paris: L'École Centrale de Paris, 1982. 95 p.

_____. Uma análise dos erros e problemas em estruturas de concreto armado. *Informador das Construções*, n. 1268/31, p. 23, jan. 1994

_____. A fluência do concreto de acordo com a NB-1 e o CEB/90 (1ª. Parte) *Informador das Construções*, n. 1458, p. 19, 31/01/2002.

_____. *Le cisaillement de voiles plans en béton armé*. Paris: L'École Centrale des Arts et Manufactures, 1985.

DAL MOLIN, D.C.C. *Análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no Rio Grande do Sul*. Dissertação de mestrado. Porto Alegre: UFRGS, 1988.

DÉTRICHÉ, C.H., *La maîtrise de la fissuration précoce: condition de la durabilité des ouvrages*. Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1992. p. 107-128 (La durabilité des bétons. Collection de l'Association Technique de l'Industrie des Liants Hydrauliques)

DURVAL, Roger. *La Durabilité des armatures et du béton d'enrobage*. Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1992. p. 173-225 (La durabilité des bétons. Collection de l'Association Technique de l'Industrie des Liants Hydrauliques)

EL DEBS, M.K., MIGLIORE JÚNIOR, A.R. Estudo comparativo de corrosão de armaduras entre argamassa armada e concreto armado por meio de teste acelerado. *Revista IBRACON*, v. 2, n. 5, p. 46-50, jul./ago./set.1992.

EL-HASHIMY, Hany Mohamed. *Effet de la fatigue-corrosion dans les structures marines en béton*. Paris: L'Université Pierre et Marie Curie, 1983.

FARIA, Antonio. *Ensaio em viga de concreto armado*. Passos: UEMG / Faculdade de Engenharia, 2001.

FAVRE, Koprna. *Effets différes, fissuration et deformation des structures en béton*. St. Safborin: Georgi, 1980.

FIGUEIREDO, Enio P., HELENE, P.R.L. Assim caminha a corrosão. *Revista Técnica*, v. 2, n. 10, p. 28-33, mai. /jun. 1994.

FLAUZINO, Wanderley D.. *Durabilidade de materiais e componentes das edificações: tecnologia de edificações*. São Paulo: PINI, 1988. p.79-84.

FOURÉ, Bernand. Quelques resultats de recherches appi au calcul des structures en bétons. *Annalles de l'ITBTP* , n. 469, nov. 1988.

FURNAS. *Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo; ensaios e propriedades*. São Paulo: PINI, 1997. cap. 9, p.1-19.

GIAMMUSSO, Salvador E.. *Manual do concreto*. São Paulo: PINI, 1992. p. 19-42, 79-111.

GOMES, H. M., AWRUCH, A. M. Análise da confiabilidade de estruturas de concreto armado incluindo o efeito da corrosão. In: CONGRESSO IBRACON, 41, Salvador. Salvador: IBRACON, 1999. 12 p.

HELENE, P.R.L. *Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado*. Tese de livre-docência. São Paulo: USP / Escola Politécnica, 1993.

_____. *Corrosão em armaduras para concreto armado*. São Paulo: PINI, 1996.

_____, LEVY, S. Restauração e recuperação de estruturas de concreto armado de escolas estaduais no estado de São Paulo. *Revista Técnica*, n. 47, p. 53 – 58, jul./ago. 2000.

_____, TERZIAN, Paulo. *Manual de dosagem e controle do concreto*. São Paulo: PINI, 1992.

HUSAIN, S.I., FERGUSON, P.M. *Flexural crack widths at the bars in reinforced concrete beams*; research report no. 102-IF. Austin: University of Texas Center for Highways Research, s.d.

ILLSTON, J.M., STEVENS, R.F. Long-term cracking in reinforced concrete beams. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part II, Research and theory, v. 53, Dec. 1972.

ISAIA, G.C., VAGHETTI, M.A., GASTALDINI, A.L. Carbonatação acelerada e natural de concreto com alto teor de pozolanas: um estudo preliminar. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 43, 2001, Foz do Iguaçu. Foz do Iguaçu: IBRACON, 2001. 15p.

KAZMIERCZAK, Cláudio de Souza, LINDENMEYER, Zara. Comparação entre metodologias utilizadas para a determinação da profundidade de carbonatação em argamassas. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, AND PERFORMANCE AND QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES, 1996, Florianópolis. Florianópolis: UFSC, 1996. p. 403-13.

LEITÃO, Ferdinando V. Entrevista concedida por F.V. Leitão a Ana Margarida V. Ângelo, em 22/09/2004. Belo Horizonte, 2004.

LEONHARDT, Fritz. *Construções de concreto*; verificação da capacidade de utilização, limitação da fissuração, deformações, redistribuição de momentos e teoria das linhas de ruptura em estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1981. v. 4, p. 5-69, 71-84, 97-124 .

LICHTENTSTEIN, N.B. *Patologia das construções; procedimento para formulação do diagnóstico de falhas e definição de conduta adequada à recuperação de edificações*. Dissertação de mestrado. São Paulo: USP / Escola Politécnica , 1985. 191 p.

LIMA, L.S.L.T *et al.* Influência de cimento com adições pozolânicas na fase de iniciação da corrosão de armadura devido à ação de cloretos. In: CONGRESSO IBRACON, 41, Salvador. Salvador: IBRACON, 1999. 10p.

LIRA, Aécio F. Relatório do DEES sobre o Mineirão. Belo Horizonte: UFMG/EE/DEES, 1993.

____ et al. *Relatório de consultoria técnica: análise da estrutura do Estádio Magalhães Pinto – Mineirão*. Belo Horizonte: UFMG/EE/DEES, 1993.

LÖSER, Benno. *Concreto armado: cálculo, tabelas, exemplos*. Tradução por Adolf F. Immergut. Rio de Janeiro: Científica, 1955.

MEHTA, P.K. Durability of concrete – fifty years of progress? In: COLÓQUIO INTERNACIONAL.. AVANÇOS NAS TECNOLOGIAS DE PRODUÇÃO E REPARO DE CONCRETOS EM MEIOS AGRESSIVOS, ago. 1992, São Paulo. São Paulo: USP / Escola Politécnica, 1992.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto, estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: PINI, 1994. 573p.

MEYER, A. *The importance of the surface layer for the durability of concrete structure- SP 100-5*. Detroit: ACI, 1987. p. 49-61

MILITITSKY, Jarbas. Fundações de edificações: recalques admissíveis. *Caderno Técnico do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil- UFRGS*, 1984.

MITRE, M., BARBOSA, P., HELENE, P.R.L. Influência do traço na carbonatação de concretos, argamassas e pasta. *Revista IBRACON*, p.25-37, out/dez. 2002.

MONTEIRO, Eliana C.B., NEPOMUCENO, A. A. Estudo da capacidade de proteção de alguns tipos de cimento nacionais em relação à corrosão de armaduras, sob ação conjunta de CO₂ e íons cloretos. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO, 1996, Florianópolis. Florianópolis: UFSC, 1996. p. 379-389

____ *et al.* Estudo do nitrito de sódio utilizado como inibidor de corrosão da armadura do concreto, contaminada por cloreto. In: CONGRESSO IBRACON, 42, 2000, Fortaleza. Fortaleza: IBRACON, 2000. 8 p.

NEVILLE, A.M. *Propriedades do concreto*. 2. ed. São Paulo: PINI, 1997. 828p.

OLIVEIRA, P.J., ANDRIOLO, F.R. *A evolução da reação álcalis-agregado ao longo do tempo: 25 anos de observação*. < www.cesec.ufpr.br/~wtecnet/raa/t00002.html > Acessado em 20.05.2004.

PADILHA, J.D., ROBLES, F. Human response to cracking en concrete slabs. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, special publication SP-30. Detroit: ACI, 1971.

PALERMO, Giovanni. Geometria do concreto durável. *Revista Técnica*, p. 33-38, jul./ago. 1993.

PETRUCCI, Eládio G. R. *Concreto de cimento Portland*. 7. ed. Porto Alegre: Globo, 1980.

PRUDÊNCIO, Walnor J. Durabilidade das estruturas de concreto protendido. In: REUNIÃO DO IBRACON, 34, jul. 1992. Curitiba: IBRACON, 1992. p.1-36.

RASO, A.C., VIEIRA, J.F.D. *Mineirão: gol de Minas*. Belo Horizonte: Imprensa Oficial, 1978.

RIGO DA SILVA, C. A. *Análise teórica e experimental do comportamento do concreto de alta resistência aplicado a peças fletidas do concreto armado*. Dissertação de mestrado. Belo Horizonte: EE/UFMG, 1992. 304 p.

RIPPER, T., SCHERER, J. Avaliação de desempenho de plásticos armados com folhas unidirecionais de fibras de carbono como elemento de reforço de vigas de betão armado.

In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 41, 1999, Salvador. Salvador: IBRACON., 1999. p. 214, cap. 4, n. 4-1-01.

ROCHA, Aderson M. *Novo curso prático de concreto armado*. Rio de Janeiro: Científica, 1970. v. 2.

RODRIGUES, Joaquim Correia . Corrosão tem fim; use proteção catódica. *Revista Recuperar – Patologia da construção*, p. 5-8, nov. / dez. 1994.

ROSTAM, Steen. Durability of concrete structures - the CEB-FIP approach. In: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, ago. 1991, Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1991. p.369-430

ROSTÁSY, F.S., KOCH, R., LEONHARDT, F. Zur Mindestbewehrung Von Zwang Von Aussenwänden aus Stahlleichtbeton. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, W. Ernst, Heft 267, 1976.

SERVIÇOS DE ENGENHARIA EMÍLIO BAUMGART - SEEBLA. *Projetos estruturais do Estádio Minas Gerais [hoje, Estádio Magalhães Pinto]* . Belo Horizonte, SEEBLA, 1963.

SIEMES, A.J.M., VROUWENVELDER, A.C.W.M., VAN DEN BEUKEL, A. Durability of building: a reability analysis. *Heron*, v. 30, n. 3, 1985.

SIKA. *Manual técnico*. Osasco: Sika, 2001.

SILVA, J.H.S, AWRUCH, A.M., GOMES, H.M. Análise da confiabilidade de estruturas de concreto armado sujeita aos efeitos de corrosão por cloretos. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5, São Paulo. São Paulo: USP, 2003. 20 p.

SILVA, Paulo Fernando A. *Durabilidade das estruturas de concreto aparente em atmosfera urbana*. São Paulo: PINI, 1995. 152p.

SILVA, Paulo Furtado da. *Introdução à corrosão e proteção das superfícies metálicas*. Belo Horizonte: Imprensa Universitária da UFMG, 1981.

SILVA, Valdirene M.; LIBORIO, J.B.L. Ajuste do modelo teórico e experimental para o processo de carbonatação. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 45, 2003, Vitória. Vitória: IBRACON, 2003. 16 p.

SILVEIRA, R.L. *Concreto de alto desempenho: propriedades mecânicas e durabilidade*. Dissertação de mestrado. Belo Horizonte: UFMG / EE / Departamento de Engenharia de Estruturas, 2000. 178 p.

SITTER, W.R. Berekening van de levensduur van gewapend beton met het oog op corrosie van de wapening, HBG, Report S387. March 1982.

SOUZA, V.C.M., RIPPER, T. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo: PINI, 1998.

STUCCHI, Fernando Rebouças *et al.* *Prática recomendada IBRACON*; comentários técnicos NB-1. São Paulo: IBRACON, 2003.

SÜSSEKIND, J.C. *Curso de concreto*. Porto Alegre: Globo, 1980. 376p.

TECTON Engenharia de Projetos e Consultoria S/C. *Relatório interno*. Belo Horizonte: TECTON, 1998.

_____. *Relatório interno*. Belo Horizonte: TECTON, 1999.

THIAGO, Alberto P.S. *Concreto armado*; notas de aula. Belo Horizonte: UMG / DEE, 1961. v. 1, p. I-11, p.I-21; p.VII-130; p. XI-218

THOMAZ, Eduardo. Material especial: fissuração; 116 casos reais. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5, jun. 2003, São Paulo. São Paulo: USP, 2003.

THOMAZ, Ercio. *Trincas em edificações: causas e mecanismos de formação*. Dissertação de mestrado. São Paulo: USP, 1980.

TORRENT, Roberto J. Importancia de la calidad del recubrimiento para la durabilidad de las estructuras; su evaluación “in-situ”. In: SEMINÁRIO TÉCNICO – CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO E DURABILIDADE DO CONCRETO, out. 1992, São Paulo. São Paulo: s.ed., 1992.

TUTHILL, L.H. Long service life of concrete. *Concrete International*, ACI, p.15-17, July 1991.

TUUTTI, K. *Corrosion of steel in concrete*. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.

UNDERWOOD, David Kendrick. *Oscar Niemeyer e o modernismo de formas livres no Brasil*. Tradução de Betina Bishop. São Paulo: Cosac & Naify Ed., 2002. p. 43

VAN LANGENDONCK, Telemaco. *Cálculo de concreto armado; comentários à norma brasileira NB1/60, itens 1 a 13*. São Paulo: ABCP, 1962. p. 89-109

VASCONCELOS, Augusto C. *O concreto armado no Brasil*. São Paulo: PINI, 1993. v.2

_____. *O concreto armado no Brasil: recorde, realizações, historia*. 2. ed. São Paulo: PINI, 1992. v. 1

_____, DJANIKIAN, J. G., HELENE, P.R.L. Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto. *Revista IBRACON*, p.14-17, abr. /mai. /jun. 1993.

VIEIRA, S.R.S.S, BATAGIN, A.F., CURTI, R. Contribuição para definição o consumo mínimo de cimento com vistas à durabilidade do concreto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 43, 2001, Foz do Iguaçu. Foz do Iguaçu: IBRACON, 2001. 16p.

ANEXO

- PROJETOS ESTRUTURAIS DO ESTÁDIO GOVERNADOR MAGALHÃES PINTO- AUTORIA: SERVIÇO DE ENGENHARIA EMILIO BAUMGART LTDA-SEECLA
- RELATÓRIOS DE TECNOLOGIA DOS MATERIAIS DO ESTÁDIO MAGALHÃES PINTO- CONCRETO E AÇO
- RELATÓRIOS DE CONTROLES DE FLECHAS DAS VIGAS EM BALANÇO DA ARQUIBANCADA E COBERTURA
- RELATÓRIO DA ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM DOS PÓRTICOS ANALISADOS
- CROQUIS DE LEVANTAMENTOS DE PATOLOGIAS EM VIGAS DA COBERTURA, VIGAS DA ARQUIBANCADA E PILARES DO ESTÁDIO GOV. MAGALHÃES PINTO