

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE PRODUÇÃO

**GERENCIAMENTO DE RISCOS DE INCÊNDIO:
AVALIAÇÃO DO IMPACTO EM ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DE UMA ANÁLISE
EXPERIMENTAL DE VIGAS ISOSTÁTICAS**

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À UFPE
PARA OBTENÇÃO DE GRAU DE MESTRE
POR

TIAGO ANCELMO DE CARVALHO PIRES DE OLIVEIRA

Orientadora: Dayse Cavalcanti de Lemos Duarte

Co-orientador: José Jéferson do Rêgo Silva

RECIFE, SETEMBRO / 2006

O48g

Oliveira, Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de.

Gerenciamento de riscos de incêndio: avaliação do impacto em estruturas de concreto armado através de uma análise experimental de vigas isostáticas. – Recife: O Autor, 2006.

xviii, 147 folhas. : il. ; fig., tabs.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Engenharia de Produção, 2006.

Inclui bibliografia.

1. Engenharia de produção. 2. Concreto armado – Riscos de incêndio. 3. Concreto armado – Incêndio – Análise experimental. I. Título.

658.5 CDD (22.ed.)

UFPE
BCTG/2006-121



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE PRODUÇÃO

**PARECER DA COMISSÃO EXAMINADORA DE DEFESA DE
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DE**

TIAGO ANCELMO DE CARVALHO PIRES DE OLIVEIRA

**“Gerenciamento de Riscos de Incêndio: Avaliação do Impacto em
Estruturas de Concreto Armado através de uma Análise Experimental de
Vigas Isostáticas”**

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: PESQUISA OPERACIONAL

A comissão examinadora composta pelos professores abaixo, sob a presidência da primeira, considera o candidato TIAGO ANCELMO DE CARVALHO PIRES DE OLIVEIRA **APROVADO**.

Recife, 28 de Setembro de 2006.

Prof.a. DAYSE CAVALCANTI DE LEMOS DUARTE, PhD, (UFPE)

Prof. ENRIQUE ANDRÉS LÓPEZ DROGUETT, PhD (UFPE)

Prof. JOSÉ JÉFFERSON DO RÊGO SILVA, PhD (UFPE)

Prof.a. ROSARIA ONO, Doutor (USP)

AGRADECIMENTOS

Aos professores, e amigos, Dra. Dayse Duarte e Dr. José Jéferson que, incansavelmente, sempre estiveram presentes em todas as etapas deste trabalho e, com suas orientações e ajuda permitiram o sucesso desta jornada.

Aos professores, Dr. Enrique e Dra. Rosaria, que compuseram esta banca de defesa, e que com sua análise e críticas possibilitaram o aperfeiçoamento desta dissertação.

Aos demais professores do Departamento de Engenharia da Produção e de Civil os quais sempre dispostos a ajudar contribuíram com ensinamentos que complementaram este estudo.

Aos técnicos e professores que compõe o laboratório de estruturas da UFPE e a escola técnica SENAI do Cabo “Francisco Adrissi Ximenes Aguiar”. Em especial, agradeço a Ezequiel, João, Nadinho e Francisco; sem vocês este trabalho seria impossível.

Aos meus colegas e funcionários que compõe o RISCTEC, o DEP e o DECIVIL pelo convívio amistoso e ajuda que facilitaram o desenvolvimento desta pesquisa.

A UFPE e SENAI que cederam suas estruturas para o desenvolvimento deste projeto e a SUPERMIX concreto do Brasil que cedeu o concreto utilizado nestes experimentos.

Aos meus amigos, vocês, mesmo indiretamente, sempre estiveram presentes e, portanto, contribuíram para esta vitória.

Aos meus familiares, tios, primos, irmãos, vocês foram parte de tudo isto.

E, finalmente, a minha família. Pai, Mãe, Camila, Dede, vocês mais do que ninguém conviveram intimamente com esta jornada. Obrigado pela paciência, desculpe-me por minhas falhas e, a vocês, dedico esta vitória.

RESUMO

Incêndios em estruturas de concreto armado podem causar perdas significativas quando a estrutura perde sua capacidade resistente. A inexistência de dados estatísticos sobre estes incêndios impede uma estimativa do valor dos prejuízos com recuperação estrutural e colapso parcial ou total das estruturas. No entanto, acidentes deste tipo não são tão raros, cita-se, por exemplo, o recente incêndio no prédio do INSS em Brasília (2005).

Para um dimensionamento adequado é necessário o conhecimento das propriedades mecânicas do concreto armado durante e após a ação do fogo, assim como, do mecanismo específico de propagação do calor nos materiais e do desempenho de medidas de proteção como a utilização de recobrimentos por materiais isolantes. Apesar de avanços nessa área, trabalhos sobre o assunto ainda são poucos, especialmente no que se trata da análise experimental. Métodos simplificados para projetos, a exemplo do método tabular, são limitados porque não consideram diversos aspectos relevantes para o desempenho da estrutura durante o incêndio como, por exemplo, as propriedades dos materiais constituintes, a umidade, a intensidade da carga térmica ou a recuperação das propriedades mecânicas (propriedades residuais) do concreto.

Este trabalho propõe uma abordagem experimental para a avaliação do desempenho do concreto armado sob a ação do fogo através da resistência residual obtida em corpos-de-prova cilíndricos de concreto e elementos de viga.

Apesar dos resultados obtidos nos experimentos não serem definitivos, foi possível identificar observações relevantes, tais como: a necessidade de padronização de ensaios de resistência ao fogo, valores de redução nas propriedades mecânicas divergentes e, algumas vezes, abaixo dos prescritos em normas, a influência da forma e volume da amostra na redução das propriedades mecânicas e o comportamento de revestimentos de proteção com argamassas de gesso, vermiculita e o próprio concreto.

Palavras-chave: Incêndio em estruturas de concreto; Propriedades mecânicas residuais após a ação do fogo; Análise experimental.

ABSTRACT

Fire accidents in reinforced concrete structures may cause significant losses when the structure loses its strength capacity. Statistical data inconsistencies about these fire accidents prohibit a valuation of the harm values with recovering work and by partial or total structure collapse. However, accidents like this have been observed frequently, e.g., the last case in Brazil with the INSS building (Brasília - 2005).

For an adequate structural design it is necessary to know the reinforced concrete mechanical properties during and after the fire, just as, the performance of the protection solutions such as the use of cover with isolate materials for structural elements and the specific mechanism of the spreading heat in the material. Despite advances in this area, the work in this subject is still very little, specially in experimental analysis. Simplified methods, e.g., the table method for dimension, are restricted because they do not regard important aspects for the structure performance during the fire, e.g., material properties, moisture, heat load or the recovering of the concrete mechanical properties after fire.

This work shows experimental tests to evaluate the performance of reinforced concrete in fire. The analysis is based in residual strength after fire of cylinder specimens of concrete and beams elements.

These results are not conclusive but they gave important directions like the necessity of standards for fire strength tests, difference between reduction values for material mechanical properties (sometimes these values are lower than the ones suggested by the Standards), the influence of sample form and volume in the properties reduction and the performance of cover materials like plaster, vermiculite and the concrete.

Keywords: Fire in concrete structures; Concrete residual properties after fire; Experimental analysis.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	iii
RESUMO	iv
ABSTRACT	v
SUMÁRIO	vi
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABELAS	xv
SIMBOLOGIA.....	xvii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Justificativa.....	1
1.2 Objetivos.....	8
1.2.1 Objetivo Geral	8
1.2.2 Objetivos Específicos	8
1.3 Escopo da dissertação	9
2 COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SOB AÇÃO DO INCÊNDIO - FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	10
2.1 Mecanismo do Incêndio	10
2.1.1 Comportamento dos incêndios em ambientes fechados	10
2.1.2 Etapas do incêndio.....	11
2.1.3 Representação do incêndio	17
2.1.4 Processo de transferência de energia térmica	20
2.2 Resistência dos materiais e seus modos de falha.....	22
2.2.1 Resistência dos materiais.....	23
2.2.2 Modos de falha das estruturas em concreto armado.....	24
2.3 Impacto do Incêndio na capacidade resistente do concreto armado.....	28
2.3.1 Efeitos no Concreto	28
2.3.1.1 Redução nas propriedades mecânicas	29
2.3.1.2 Fenômeno de recuperação das propriedades mecânicas	38
2.3.1.3 Fenômeno do lascamento (spalling)	39
2.3.1.4 Outros fenômenos ou fatores relevantes	43
2.3.2 Efeitos no Aço	44
2.3.2.1 Redução das propriedades mecânicas	44

2.3.2.2	Redução da aderência aço-concreto	46
2.4	Normas brasileiras para projeto em situação de incêndio	46
2.4.1	Breve histórico.....	46
2.4.2	Valores de redução para projeto (NBR15200) X Valores experimentais	49
2.4.3	Métodos de verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio	53
3	METODOLOGIA.....	56
3.1	Abordagem Experimental.....	56
3.2	O método	56
3.2.1	Equipamentos Utilizados.....	56
3.2.2	Pré – teste	58
3.2.3	Dimensionamento das armaduras.....	59
3.2.4	Dosagem do concreto	60
3.2.5	Moldagem e Cura	61
3.2.6	Tipos de recobrimento	62
3.2.7	Exposição ao fogo	63
3.2.8	Ensaio de resistência e demais ensaios	67
3.3	Métodos estatísticos.....	68
3.3.1	Testes de hipóteses	68
3.3.2	Testes de hipóteses para média com variância desconhecida.....	69
3.3.3	Análise de variância para amostras de diferentes tamanhos - ANOVA... ..	70
3.3.4	Teste de comparação de variâncias entre 2 amostras	71
3.3.5	Testes de comparação de variâncias entre k amostras – Teste de Bartlett.....	72
3.3.6	Teste de exclusão de valores dispersos – Teste de Dixon (ISO 5725-2).. ..	73
4	RESULTADOS	74
4.1	Experimentos de 60 minutos	74
4.1.1	Análise da Temperatura.....	74
4.1.2	Impacto nas Vigas de Concreto.....	85
4.1.3	Impacto na Resistência à compressão dos Corpos de Prova	88
4.2	Experimentos de 120 minutos	90
4.2.1	Análise da Temperatura.....	90
4.2.2	Impacto nas Vigas de Concreto.....	93
4.2.3	Impacto na Resistência à compressão dos Corpos de Prova	95

4.3	Experimentos de 210 minutos	96
4.3.1	Análise da Temperatura.....	96
4.3.2	Impacto nas Vigas de Concreto	103
4.3.3	Impacto na Resistência à compressão dos Corpos de Prova	107
4.4	Experimentos complementares.....	108
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	110
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	114
	APÊNDICE 1 – ANÁLISE DE UM CASO REAL	124
	APÊNDICE 2 – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS.....	134
	ANEXO 1 – CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO DA PRENSA	142
	ANEXO 2 – RESULTADOS DOS CORPOS DE PROVA	145
	ANEXO 3 – RESULTADOS DAS VIGAS	147

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Incêndio no Edf. Parque Central – Caracas, Venezuela (2004).....	3
Figura 1.2 – Edf. Windsor após o incêndio Madrid, Espanha (2005)	3
Figura 1.3 – Incêndio no Edf. Windsor Madrid, Espanha (2005)	3
Figura 1.4 – Incêndio no prédio do INSS, acima detalhe do interior do prédio em chamas – Brasília, Brasil (2006).	3
Figura 1.5 - Pavimento inferior de um edf. residencial após o incêndio Recife, Brasil (2004) .	4
Figura 1.6 – Modelo de gerenciamento de riscos de incêndio baseado no desempenho. Fonte Adaptado de Fitzgerald (2003).	5
Figura 1.7 – Modelo de gerenciamento de riscos de incêndios baseado no desempenho: Avaliação do desempenho. Fonte Fitzgerald (2003).	5
Figura 2.1 – Etapa inicial (a esquerda) e após o crescimento e desenvolvimento (a direita) do incêndio em espaços compartimentados – Fonte Custer (1997).	11
Figura 2.2 – Curva típica do comportamento de um incêndio. Adaptado de Buchanan (2001)	12
Figura 2.3 – Representação do flashover em um ambiente confinado – Fonte Custer (1997).	13
Figura 2.4 – Fatores que influenciam o desenvolvimento do incêndio. Fonte: Duarte (2004)	14
Figura 2.5 – Etapas de desenvolvimento de um incêndio. Fonte: Fitzgerald, (2003)	15
Figura 2.6 – Estágios do desenvolvimento de um incêndio. Adaptado de Duarte (2001)	17
Figura 2.7 – Curvas padrão adotadas por diversos países em suas normas.....	18
Figura 2.8 – Ilustração dos conceitos da área equivalente (a), temperatura máxima (b) e capacidade resistente mínima (c) para determinação do tempo equivalente na curva do incêndio padrão – Fonte: Buchanan (2001).....	20
Figura 2.9 – Esforços mecânicos que podem atuar em peças estruturais. Fonte: Verçosa, 1975	23
Figura 2.10 – Diagrama de esforço cortante (DEC) e momento fletor (DMF) de uma viga isostática (a) e de uma hiperestática (b) ambas com duas cargas concentradas iguais e eqüidistantes do centro	24
Figura 2.11 – Esboço de diagrama tensão-deformação para materiais dúcteis (a) e frágeis (b)	26
Figura 2.12 – Redução da capacidade resistente de uma coluna em função do comprimento (a) e flambagem de um pilar metálico durante o incêndio (b) – Fonte Buchanan (2001)	27

Figura 2.13 – distribuição de esforços na seção de uma viga devido ao momento fletor	28
Figura 2.14 – Representação gráfica dos tipos de ensaio – Phan (1996)	30
Figura 2.15 – Relação entre o fator de redução ($f_{c\theta}/f_c$) da resistência à compressão e a temperatura de concretos de alta resistência (HSC) e de concretos tradicionais (NSC), ambos com densidade normal. Fonte: Phan (1996).....	31
Figura 2.16 - Relação entre o fator de redução (E_{θ}/E) da resistência à compressão e a temperatura para concretos de alta resistência (HSC) com densidade normal, leve e para concretos tradicionais (NSC) densidade normal. Fonte: Phan (1996).....	32
Figura 2.17 - Relação entre o fator de redução ($f_{c\theta}/f_c$) da resistência à compressão e a temperatura de concretos de alta resistência (HSC) e de concretos tradicionais (NSC), ambos com densidade leve. Fonte: Phan (1996)	33
Figura 2.18 – Redução da resistência à compressão em corpos-de-prova ensaiados no ensaio sem pré-carregamento. Fonte: Neville (1997).....	34
Figura 2.19 – Efeito do tipo de resfriamento na resistência à compressão do concreto (resfriado lentamente – no interior do forno; resfriado rapidamente – ao ar livre). Fonte: Neville (1997).	35
Figura 2.20 – Redução da resistência à tração por flexão(x) e tração por compressão diametral (o) no estado estável de temperatura (steady-state) em função da temperatura. Fonte: Neville (1997).....	37
Figura 2.21 – Recuperação de resistência à compressão após 7, 28 e 56 dias, de re-cura ao ar livre (ARC) e saturada em água (WRC) para concretos tradicionais com cimento portland comum (NS-CC) e com adição de cinza volátil (NS-FA40). Fonte: Poon et al (2001)	39
Figura 2.22 – Lascamento explosivo nos anéis do Channel Tunnel – França/Inglaterra (1996). Fonte: Costa et al (2002-b)	40
Figura 2.23 - Cavidades devido ao lascamento no Mont Blanc Tunnel – França/Itália (1999). Fonte: Costa et al (2002)	40
Figura 2.24 – Colapso parcial da estrutura dos anéis do Gotthard Tunnel induzidos por lascamento. Fonte: Costa et al (2002-b)	40
Figura 2.25 – Lascamento da laje de uma edificação – Recife (2004).....	40
Figura 2.26 – Processo termo-hidráulico causador do lascamento. Fonte: Kalifa et al (2000)	41
Figura 2.27 – Alterações na cor de um concreto genérico em função da temperatura atingida. Fonte: Georgali (2004)	43

Figura 2.28 – Fator de redução da resistência ao escoamento (f_{y0} / f_y) para diferentes tipos de barra e condições de exposição. Fonte: Xiao & König (2004).....	45
Figura 2.29 – Fator de redução da resistência ao escoamento (f_{y0} / f_y) para diferentes tipos de barra e condições de exposição. Fonte: Xiao & König (2004).....	45
Figura 2.30 – Fator de redução da resistência de aderência aço-concreto para diferentes tipos de barra e condições de exposição. Fonte: Xiao & König (2004).....	46
Figura 2.31 – Valores prescritos para redução da resistência à compressão pela NBR 15200:2004 (azul e vermelho) e os resultados apresentados por Phan & Carino (2000) para ensaios com pré-carregamento (a), sem pré-carregamento (b) e residual sem pré-carregamento (c).....	50
Figura 2.32 - Valores prescritos para redução do módulo de elasticidade pela NBR 15200:2004 (azul e vermelho) e os resultados apresentados por Phan & Carino (2000) para ensaios sem pré-carregamento (a) e residual sem pré-carregamento (b).....	51
Figura 2.33 - Valores prescritos para redução da resistência à tração pela NBR 15200:2004 (azul e vermelho) e os resultados apresentados por Xiao e König (2004).....	51
Figura 2.34 – Valores prescritos para redução do módulo de elasticidade pela NBR 15200:2004 (azul e vermelho) e os resultados apresentados por Xiao e König (2004)....	52
Figura 2.35 – Redução de resistência à tração para barras de aço de 10 mm (azul), 15mm (vermelho) obtidos por Wang et al (2006) e os valores prescritos pelo Eurocode 4 (preto tracejado) e NBR 15200:2004 (verde)	52
Figura 2.36 – Redução do módulo de elasticidade para barras de aço de 10 mm (azul), 15mm (vermelho) obtidos por Wang et al (2006) e os valores prescritos pelo EC 4 (preto tracejado) e NBR 15200:2004 (verde)	53
Figura 3.1 – Prensa utilizada nos testes.....	58
Figura 3.2 – Câmara de combustão utilizada nas exposições.....	58
Figura 3.3 – Dosagem do concreto utilizado nos experimentos na central	60
Figura 3.4 – Fotos da moldagem das vigas e corpos-de-prova	61
Figura 3.5 – Viga em uma situação real de incêndio (a) e sua situação de exposição ao fogo no interior da câmara de combustão (b).	63
Figura 3.6 – Desenho esquemático das posições dos termopares ao longo da viga (a) e na seção principal (b)	64
Figura 3.7 – Termopares localizados no interior da peça estrutural.....	64
Figura 3.8 – Equipe realizando as leituras das temperaturas.....	65

Figura 3.9 – Distribuição das vigas e corpos-de-prova para exposição	65
Figura 3.10 – Amostras logo após o final da exposição	67
Figura 3.11 Ilustração de exemplos de teste de hipótese unilateral (a) e bilateral (b) para uma distribuição normal	69
Figura 4.1 Curvas de crescimento do termopar Q1 para os experimentos de 60 minutos	74
Figura 4.2 Curvas de crescimento do termopar Q3 para os experimentos de 60 minutos	75
Figura 4.3 Layout da posição dos termopares utilizados para mapeamento das temperaturas dos gases na região inferior da câmara de combustão	76
Figura 4.4 Temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão após 30 minutos de exposição	76
Figura 4.5 Temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão após 60 minutos de exposição	77
Figura 4.6 – Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC30_60min	78
Figura 4.7 Crescimento da temperatura no interior das vigas no experimento REC30_60min a 4 cm do eixo central da viga	78
Figura 4.8 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC15_60min	79
Figura 4.9 Crescimento da temperatura no interior das vigas no experimento REC15_60min a 1 cm do eixo central da viga	79
Figura 4.10 Distribuição da temperatura na seção principal da viga com 30 minutos e 60 minutos de exposição	80
Figura 4.11 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento RECgesso_60min	81
Figura 4.12 Crescimento da temperatura no interior das vigas no experimento RECgesso_60min	81
Figura 4.13 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento RECverm_60min	82
Figura 4.14 Crescimento da temperatura no interior das vigas no experimento RECverm_60min	82
Figura 4.15 Distribuição de temperatura na seção principal da viga a 60 minutos para o experimento RECverm_60min (a) e RECgesso_60min (b)	83
Figura 4.16 Fissuras no revestimento de gesso	83

Figura 4.17 Desprendimento da vermiculita da face.....	84
Figura 4.18 Lascamento(i.e. spalling) na viga C07 do experimento RECverm_60min.....	84
Figura 4.19 Curvas de crescimento dos termopares Q1 e Q3 para os experimento REC15_120min	90
Figura 4.20 Temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão a 90 minutos .	91
Figura 4.21 Temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão a 120 minutos	91
Figura 4.22 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC15_120 min.....	92
Figura 4.23 Crescimento da temperatura no interior da viga no experimento REC15_120 min a 3 cm do eixo central da viga	92
Figura 4.24 Distribuição de temperatura na seção principal da viga a 90 e 120 minutos	93
Figura 4.25 Curvas de crescimento do termopar Q1 para os experimentos de 210 minutos ...	96
Figura 4.26 Curvas de crescimento do termopar Q3 para os experimentos de 210 minutos ...	97
Figura 4.27 Temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão após 150 minutos de exposição	97
Figura 4.28 Temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão após 180 minutos de exposição	98
Figura 4.29 Temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão após 210 minutos de exposição	98
Figura 4.30 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC30_210min	99
Figura 4.31 Crescimento da temperatura no interior das vigas no experimento REC30_210min	99
Figura 4.32 Distribuição da temperatura na seção principal da viga com 150, 180 e 210 minutos de exposição	100
Figura 4.33 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento RECgesso_210min	101
Figura 4.34 Crescimento da temperatura no interior das vigas no experimento RECgesso_210min	101
Figura 4.35 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento RECverm_210min.....	102
Figura 4.36 Crescimento da temperatura no interior das vigas no experimento RECverm_210min.....	102

Figura 4.37 Distribuição de temperatura na seção principal da viga a 210 min para o experimento RECverm_210min (a) e RECgesso_210min (b)	103
Figura 5.1 – Resistência à compressão residual dos corpos-de-prova em função do tempo equivalente a exposição na curva do incêndio padrão.....	111

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 – Incêndios em edificações no Brasil	2
Tabela 2.1 Fluxo de calor e temperaturas requeridas para provocar ignição do material	12
Tabela 2.2 – Valores de fator de crescimento do incêndio para diversos pacotes combustíveis	13
Tabela 2.3 – Valores de fator de crescimento do incêndio para diversos pacotes combustíveis	14
Tabela 2.4 – Condições mínimas para o flashover	15
Tabela 2.5 – Distribuição de temperaturas no interior dos corpos-de-prova ao final da exposição	36
Tabela 2.6 – Resumo dos resultados obtidos para resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto no estado transiente de temperatura	36
Tabela 2.7 - Resumo dos resultados obtidos para resistência à tração de corpos-de-prova de concreto no estado transiente de temperatura.....	38
Tabela 2.8 – Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos.	49
Tabela 2.9 – Recobrimento mínimo para vigas biapoiadas.....	54
Tabela 3.1 - Equipamentos utilizados nos experimentos	57
Tabela 3.2 – Características da prensa utilizada nos experimentos.....	57
Tabela 3.3 – Características da câmara de combustão utilizada nas exposições.....	58
Tabela 3.4 – Dimensões geométricas da viga.....	59
Tabela 3.5 – Resumo do dimensionamento.....	59
Tabela 3.6 – Quantidades utilizadas	60
Tabela 3.7 – Características do concreto	61
Tabela 3.8 – Resumo das exposições realizadas	66
Tabela 4.1 Resultados dos ensaios com as vigas ambiente	85
Tabela 4.2 Resultados dos ensaios com as vigas expostas	86
Tabela 4.3 Resumo dos resultados do teste de Barlett para os experimentos de 60 minutos...	87
Tabela 4.4 Resumo dos resultados do teste ANOVA para os experimentos de 60 minutos	87
Tabela 4.5 Resistência à compressão do concreto dos corpos-de-prova 150x300 mm.....	88
Tabela 4.6 Resistência à compressão do concreto através dos corpos-de-prova 100x200 mm	89
Tabela 4.7 Resultados dos ensaios com as vigas expostas para o experimento REC15_120min	93

Tabela 4.8 Resultados principais do teste F- Snedecor para os experimentos ambiente e REC15_120min	94
Tabela 4.9 Resultados principais do teste t-student para os experimentos ambiente e REC15_120min	94
Tabela 4.10 Redução na resistência à compressão do concreto para o experimento REC15_120min	95
Tabela 4.11 Resultados dos ensaios com as vigas expostas	104
Tabela 4.12 Resumo dos resultados do teste de Barlett para os experimentos de 210 minutos	105
Tabela 4.13 Resumo dos resultados do teste ANOVA para os experimentos de 210 minutos	105
Tabela 4.14 Resumo dos resultados do teste de Barlett para os experimentos ambiente, RECgesso_210min e RECverm_210min	106
Tabela 4.15 Resumo dos resultados do teste ANOVA para os experimentos de 210 minutos	106
Tabela 4.16 Resultados principais do teste F- Snedecor	107
Tabela 4.17 Resultados principais do teste t-student.....	107
Tabela 4.18 Resistência à compressão do concreto dos corpos-de-prova 150x300 mm para os experimentos de 210 minutos	108
Tabela 4.19 Resistência à compressão do concreto através dos corpos-de-prova 100x200 mm para os experimentos de 210 minutos.....	108
Tabela 4.20 Resultados dos ensaios de umidade e densidade seca	109
Tabela 5.1 – Redução residual média da resistência para as vigas e corpos-de-prova nas três baterias de experimentos	111

SIMBOLOGIA

Símbolo	Definição	Unidade
Q	Energia térmica	kW
α	Fator de crescimento do incêndio	kW/s ²
t	Tempo	s
θ	Temperatura dos gases	°C
θ_o	Temperatura inicial dos gases	°C
θ_m	Temperatura do material	°K
θ_f	Temperatura do fluido	°K
q	Calor liberado	kW
$\dot{q}$	Taxa de transferência de calor	kW
$\dot{q}''$	Taxa de transferência de calor por unidade de área	kW/m ²
k	Condutividade térmica do material	$\left(\frac{kW}{m \times K} \right)$
h	Coefficiente de transferência de calor por convecção	$\left(\frac{kW}{m^2 \times K} \right)$
σ_b	Constante de Stefan-Boltzmann	$\left(\frac{kW}{m \times K^4} \right)$
ε	Emissividade do emissor	
k	Coefficiente de absorção	
l	Espessura da chama	
$\varnothing$	Fração do calor irradiado incidente no alvo	%
σ	Tensão	MPa
ε_o	Deformação unitária do material	
E	Módulo de elasticidade do material	MPa
I	Momento de inércia da seção	
l	Comprimento de flambagem	
A	Área da seção	
h	Umidade em massa	%
m_o	Massa inicial da amostra	g
M_{seca}	Massa final (seca) da amostra	g
d	Densidade seca da amostra	g/cm ³
V	Volume da amostra	cm ³

n_i	Número de elementos da amostra i	
x_i ou y_i	Valor do elemento i da amostra X ou Y	
$\bar{x}$ ou $\bar{y}$	Média aritmética dos elementos da amostra X ou Y	
s_i	Desvio padrão da amostra i	
s_i^2	Variância da amostra i	
ν	Graus de liberdade da amostra	
M_{residual}	Momento fletor residual	kNxm
$M_{\text{máx}_\theta}$	Momento fletor máximo na ruptura das vigas expostas ao fogo	kNxm
$M_{\text{máx}_{\text{amb}}}$	Momento fletor máximo na ruptura das vigas não expostas ao fogo	kNxm
$\overline{M_{\text{máx}_{\text{amb}}}}$	Média aritmética dos momentos fletores das vigas não expostas	kNxm
$f_{c_{\text{residual}}}$	Resistência à compressão residual dos corpos de prova (cp's)	MPa
f_{c_θ}	Resistência à compressão dos cp's expostos ao fogo	MPa
$f_{c_{\text{amb}}}$	Resistência à compressão dos cp's não expostos ao fogo	MPa
$\overline{f_{c_\theta}}$	Média aritmética das resistências dos cp's expostos ao fogo	MPa
$\overline{f_{c_{\text{amb}}}}$	Média aritmética das resistências dos cp's não expostos ao fogo	MPa

1 INTRODUÇÃO

1.1 Justificativa

A necessidade do homem em entender as possíveis falhas de seus empreendimentos para que, com isto, aumente a segurança de seus investimentos data de tempos remotos. A exemplo, cita-se a história dos sacerdotes de Asipu, antigos ocupantes do vale dos rios Tigre e Eufrates em 3200 A.C., os quais eram consultados sobre as alternativas para um empreendimento arriscado. Sob prévia consulta com os Deuses, estes sugeriam a alternativa mais confiável.

O exemplo acima pode citar a primeira instância da preocupação do homem em gerenciar riscos. Logicamente, que nos tempos atuais, os analistas modernos de riscos lançam mão de modelos probabilísticos que descrevem os modelos físico-químicos envolvidos para expressarem seus resultados.

Ao longo do tempo, incêndios vêm provocando inúmeras e irreparáveis perdas ao patrimônio mundial. Entenda-se como tais: prejuízos financeiros, perdas de vidas humanas, culturais, ambientais entre outros.

Incêndios em edifícios são mais frequentes do que se espera. Em uma análise superficial. Cox (1996) afirma que no mundo ocorrem mais incêndios em edificações do que em espaços abertos, por exemplo, florestas.

Buchanan (2001) estima que anualmente centenas de mortes e bilhões de dólares em perdas de propriedade acontecem devido a incêndios indesejáveis. Drysdale (1998) cita que, no Reino Unido, perdas diretas, como por exemplo, perdas físicas, humanas, na produção, devido a incêndios excedem \$ 1 bilhão de libras esterlinas e mais de 800 mortes por ano. Nos Estados Unidos estima-se prejuízo devido a incêndios em torno de \$ 85 bilhões de dólares (QUINTIERE, 1998).

Segundo Ramachandran (1998) nos EUA os custos com incêndio representam 0,813% do PIB, na Dinamarca esse custo é de 0,864% e no Reino Unido o custo com incêndios é cerca de 0,729% do PIB. Segundo Schaenman et al (1995) o Canadá possui um custo anual com incêndios na ordem de US\$ 11 bilhões, sendo à base de 1991. Segundo Moller (2001), na Dinamarca, em 1998, o prejuízo devido a incêndios foi de aproximadamente 10,825 milhões de Coroa Dinamarquesas. Em adição, Hall Jr. (2005), aponta que os EUA tiveram um custo com incêndios, em 2003, no valor de US\$ 93,9 bilhões.

No Brasil, a falta de uma política nacional e a inconsistência dos dados estatísticos sobre incêndios impede uma melhor visualização da dimensão destes fatos. Porém se assumíssemos nossas perdas financeiras diretas em 20% das do Reino Unido, trataríamos de um montante de \$ 200 milhões de libras esterlinas, em moeda atual, algo em torno de R\$ 750 milhões de Reais ao ano. Tal ônus não é coerente com a economia nacional.

A Tabela 1.1 apresenta alguns acidentes com incêndio em edificações no Brasil.

Tabela 1.1 – Incêndios em edificações no Brasil

Nome Edifício	Local	Ano
TV Record	São Paulo	1966
Andraus	São Paulo	1972
Joelma	São Paulo	1974
Grande Avenida	São Paulo	1981
Andorinha	Rio de Janeiro	1986
CESP	São Paulo	1987
Cacique	Porto Alegre	1996
Min. do Trabalho	Rio de Janeiro	2002
Banco Itaú	São Paulo	2002
Edf. Residencial (em construção)	Recife	2004
AESA	Arcoverde	2005
INSS	Brasília	2005
Edf. Comercial (Loja colchão)	Recife	2006

As figuras abaixo (Figura 1.1 a Figura 1.5) ilustram incêndios ocorridos recentemente pelo mundo, inclusive no Brasil.



Figura 1.1 – Incêndio no Edf. Parque Central – Caracas, Venezuela (2004)



Figura 1.3 – Incêndio no Edf. Windsor Madrid, Espanha (2005)



Figura 1.2 – Edf. Windsor após o incêndio Madrid, Espanha (2005)



Figura 1.4 – Incêndio no prédio do INSS, acima detalhe do interior do prédio em chamas – Brasília, Brasil (2006).



Figura 1.5 - Pavimento inferior de um edf. residencial após o incêndio Recife, Brasil (2004)

Tal ameaça só tende a aumentar se considerarmos que os avanços nos processos construtivos e a escassez de espaço físico nos grandes centros urbanos nos conduzem cada vez mais a edificações mais altas e com maiores taxas de ocupação.

Neste contexto, o gerenciamento de riscos de incêndio surge como ferramenta imprescindível para aumentar a segurança dos ocupantes das edificações e para melhorar o desempenho destas em situação de incêndio.

Fitzgerald (2003) propõe um modelo de gerenciamento de riscos de incêndio baseado no desempenho. Tal modelo é apresentado na Figura 1.6.



Figura 1.6 – Modelo de gerenciamento de riscos de incêndio baseado no desempenho. Fonte Adaptado de Fitzgerald (2003).

De acordo com este modelo, o desenvolvimento de um programa de gerenciamento de riscos inicia-se pelo entendimento do problema e de uma avaliação quantitativa dos cenários identificados. Sendo para a avaliação do desempenho, necessária a compreensão e verificação da interação incêndio-edificação. A Figura 1.7 ilustra a avaliação do desempenho.

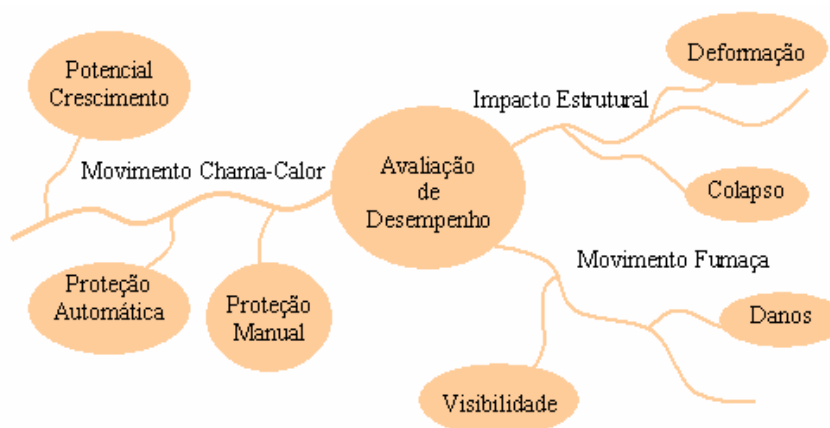


Figura 1.7 – Modelo de gerenciamento de riscos de incêndios baseado no desempenho: Avaliação do desempenho. Fonte Fitzgerald (2003).

Seria impossível propor um sistema de prevenção sem caracterizar os riscos. E como entender e analisar tais riscos sem entender o comportamento da estruturas e o impacto nela

proveniente do incêndio? É neste contexto que se iniciou uma discussão sobre o impacto de incêndios em estruturas, visando contribuir para o aumento do conhecimento do mecanismo de interação estrutura-incêndio.

Em situação de incêndio, o concreto armado apresenta um bom desempenho por ser um material incombustível, não exalar gases tóxicos, ter baixa condutividade térmica, entre outras características favoráveis. Porém é igualmente conhecido que as altas temperaturas alcançadas no incêndio provocam fenômenos químicos e físicos que resultam em redução das propriedades mecânicas (i.e. resistência à tração, compressão e módulo de elasticidade) dos materiais constituintes (aço e concreto) e, conseqüente, redução da capacidade resistente da peça estrutural.

Estudos experimentais sobre a redução das propriedades mecânicas dos materiais (i.e. concreto e aço) foram apresentados no meio científico internacional, por exemplo, cita-se os trabalhos de Phan (1996), Buchanan (2001), Kalifa et al. (2000), Xiao & König (2004), Gardner & Ng (2006), Kelly & Sha (1999) entre muitos outros.

No entanto, a maioria destes estudos tem sido desenvolvida no estado estável de temperatura (i.e. steady-state¹), situação que não condiz com a realidade de um incêndio onde a estrutura está submetida a altos gradientes de temperatura. Schneider (1988) e Li et al (2004) chamam a atenção a diferenças entre os resultados obtidos entre estas duas condições de ensaio e da importância de estudos no estado transiente de temperatura (i.e. transient-state²).

Neste sentido, pesquisas precursoras foram divulgadas em Rios et al (2005-a) sobre a redução das propriedades mecânicas do concreto, obtidas através de corpos-de-prova submetidos ao fogo, abordam esta discussão e apresentam resultados no estado transiente. O APÊNDICE 1 compara alguns destes resultados experimentais com valores obtidos de testemunhos extraídos de uma estrutura submetida a um incêndio real. As comparações ratificam os resultados encontrados em laboratório e confirmam a necessidade de estudos no estado transiente.

No que diz respeito a estudos sobre a perda da capacidade resistente de peças estruturais (vigas, pilares e lajes), geralmente, são empregado modelos computacionais, como por exemplo, nos trabalhos de Luccioni et al. (2003), Jun Cai et al. (2003) entre outros. No

¹ Steady-state – A distribuição de temperatura no interior do corpo-de-prova de concreto é homogênea.

² Transient-state – A distribuição de temperatura no interior do corpo-de-prova é heterogênea, ou seja, existem gradientes de temperatura entre a face e o centro.

entanto, estudos experimentais com elementos estruturais, como os de El-Hawary et al (1996) são mais escassos.

No caso dos estudos sobre concreto, quase sempre se focalizam o concreto de alta resistência¹ uma vez que este é o mais utilizado nas construções dos países desenvolvidos. Atualmente, no Brasil, ainda é rara a utilização deste tipo de concreto em construções. Sabe-se, que existem diferenças no comportamento e desempenho destes tipos de concreto quando submetidos ao fogo.

Assim, para o caso do concreto, é imprescindível estudos não só no estado transiente, como testes experimentais de peças estruturais de concreto tradicional. Desta forma, espera-se verificar o desempenho destas peças sob a ação do fogo para que, futuramente, contribua-se para validação de modelos computacionais.

De uma forma resumida, pode-se dizer que modelos computacionais que simulam a perda da capacidade resistente de peças estruturais submetidas ao incêndio buscam responder duas questões:

- Qual a temperatura em cada elemento que compõe a seção principal da viga?
- Qual a redução de resistência associada à temperatura deste elemento e, conseqüentemente, a nova resistência do elemento?

As equações da termodinâmica como as encontradas em (Drysdale, 1998) respondem o primeiro questionamento. Para responder o segundo, pode-se adotar métodos simplificados como o método dos 500°C ou utilizar simulações numéricas.

O presente estudo pretende contribuir com respostas experimentais a estas 2 perguntas, possibilitando uma futura comparação com os resultados computacionais. Deste modo, foram ensaiadas no total 35 vigas e 120 corpos-de-prova para diferentes tempos de exposição. Os detalhes do plano de experimental encontra-se no Capítulo 3.

A NBR 15200:2004, atual norma que rege o projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio sugere métodos para o dimensionamento o método tabular que propõe espessuras de recobrimento em função do TRRF (i.e. tempo de resistência requerida ao fogo), do tipo de peça estrutural (laje, pilar ou viga) e de suas dimensões. Ainda é permitido a adoção de métodos simplificados, experimentais e simulações numéricas, mas não é feito maior detalhamento sobre esses métodos.

¹ Concreto feito com material, aditivo e técnica convencional. Possui f_{ck} aos 28 dias de, ao menos, 40 MPa (ACI 363R-92 – State of the art report on high-strength concrete).

Para analisar o desempenho das prescrições existentes na Norma, os experimentos ainda abordam vigas com recobrimentos de vermiculita e gesso conforme sugeridos pela NBR15200 como proteção a ação do fogo.

A NBR 15200 releva aspectos fundamentais do mecanismo de incêndio, tratando de forma superficial tal assunto e nos pondo a questionar a verdadeira eficiência de tais medidas.

Motivados por este cenário é que se desenvolveu o presente trabalho abordando de uma forma experimental o impacto do incêndio em elementos de vigas isostáticas¹ de concreto armado. Os objetivos e divisão dos assuntos abordados nesta dissertação encontram-se nos itens seguintes.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Agregar conhecimento e informações que contribuam para o desenvolvimento de um modelo de gerenciamento de riscos de incêndio a ser adotado no futuro em Projeto de Segurança contra Incêndio, como parte integrante do Projeto Estrutural. E ainda, contribuir para o entendimento do comportamento de peças estruturais em concreto armado submetidas a situações de incêndio possibilitando a avaliação do impacto estrutural após o sinistro.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Quantificar, avaliar e entender a redução da capacidade resistente de elementos de vigas em concreto armado numa abordagem experimental;
- Analisar o efeito das modificações da nova Norma de dimensionamento em concreto armado (NBR 6118:2004) no que diz respeito ao comportamento durante o incêndio;
- Verificar o desempenho de vigas dimensionadas segundo a NBR6118:1980 em altas temperaturas;
- Analisar, testar e comparar as soluções de proteção ao incêndio propostas pelo método tabular presente na NBR 15200:2004;
- Quantificar e avaliar a distribuição de temperatura ao longo da peça estrutural e em suas seções;

¹ Vigas isostáticas – O número de reações de apoio é igual ao número de equações do equilíbrio estático, ou seja, o número de reações de apoio é o mínimo necessário para a estabilidade da peça.

- Gerar um banco de dados (i.e. resultados) detalhado para uma possível comparação futura com resultados obtidos por modelos matemáticos;
- Rever e analisar as atuais exigências normativas pertinentes ao estudo;
- Contribuir para a padronização de ensaios experimentais para verificar a redução de resistência de corpos-de-prova de concreto e elementos estruturais em concreto armado submetidos à ação do fogo.

1.3 Escopo da dissertação

O capítulo 1 apresenta a argumentação introdutória sobre a origem do problema, a necessidade de seu estudo, o estado atual das normas e a motivação inicial para o desenvolvimento desta dissertação.

O capítulo 2 apresenta a revisão de literatura que embasou e possibilitou a elaboração do método experimental, a compreensão e interpretação dos resultados e as conclusões finais. Para isto, o capítulo organiza-se nos seguintes pontos: o mecanismo de incêndio; os modos de falha de estruturas associadas aos efeitos do incêndio; os fenômenos químicos e físicos que provocam alterações na resistência e rigidez do concreto e do aço; e, finalmente, uma breve revisão sobre as normas brasileiras referentes ao assunto.

O capítulo 3 descreve todo o método experimental adotado, especificando os equipamentos utilizados nos testes, as informações detalhadas sobre as amostras, as condições de cura, ambiental de ensaio, métodos estatísticos empregados e demais detalhes dos experimentos. Assim, permite-se a repetição, no futuro, destes testes para confirmação dos resultados.

O capítulo 4 apresenta os resultados, observações e análises relevantes das três baterias de experimentos realizadas. Além disso, apresenta a análise estatística que apoiou as conclusões.

O capítulo 5 traz as considerações finais sobre todo o estudo e sugere opções para trabalhos futuros.

2 COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SOB AÇÃO DO INCÊNDIO - FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

De um modo geral, as estruturas de concreto sob incêndio apresentam vantagens como: ser um material incombustível, possuir baixa condutividade térmica, não exalar gases tóxicos quando submetidos ao fogo e pelos elementos estruturais de concreto armado possuírem correntemente baixo fator de massividade¹ (Costa & Silva, 2002).

No entanto, quando uma estrutura é submetida a um incêndio (i.e. altas temperaturas), ocorre um processo de transferência de calor que, como resultado, há um aumento de temperatura em toda a estrutura iniciando uma série de fenômenos químicos e físicos responsáveis por alterações relevantes das características mecânicas e físicas dos materiais (ITSEMAP, 1989).

Por outro lado, os avanços tecnológicos da indústria da construção possibilitaram o desenvolvimento de concretos com resistências mais altas e, conseqüente, uso de elementos estruturais mais esbeltos, ou seja, com a relação comprimento área maior. Isto tornou estes elementos mais vulneráveis a ação do fogo. O incêndio aumenta a probabilidade de ocorrência de fenômenos danosos à estrutura tais como a flambagem, principalmente em estruturas de aço e do lascamento em peças de concreto.

Neste capítulo serão apresentados o mecanismo do incêndio com suas formas de representação e de interação com a estrutura; os modos de falha e o impacto térmico devido ao aumento de temperatura nas estruturas de concreto armado. Ao final, apresenta-se um breve histórico e discussão sobre as normas atuais para o projeto de estruturas em situação de incêndio.

2.1 Mecanismo do Incêndio

2.1.1 Comportamento dos incêndios em ambientes fechados

Neste item, procura-se explicar o comportamento do incêndio em espaços compartimentados (i.e. dimensões moderadas, ou seja, volume máximo de 100m³). Segundo Drysdale (1999), espaços com volumes superiores a 100 m³ apresentam pequena probabilidade de ocorrência de flashover (i.e. envolvimento completo do ambiente em

¹ Fator de massividade – Relação entre o perímetro exposto e a área da seção transversal.

chamas). Desse modo, não caracterizam o tipo de incêndio ocorrido em edificações. Neste tipo de espaço (não compartimentados), como é o caso de armazéns de estocagem, é provável a ocorrência do spreadover.

Para espaços compartimentados, após a ignição, os gases quentes provenientes da pluma (i.e. plume fire) acumulam-se próximo ao teto. O acúmulo de gases continuará até que a camada alcance uma abertura existente, como por exemplo, janelas abertas ou basculantes. Neste momento, inicia-se uma circulação de ar, intensificando a chama e, conseqüentemente, aumentando a quantidade de calor e gases. A camada acumulada de gases quentes irradiará calor para outros combustíveis não ignados presentes. A Figura 2.1 ilustra esquematicamente o desenvolvimento do incêndio explicado.

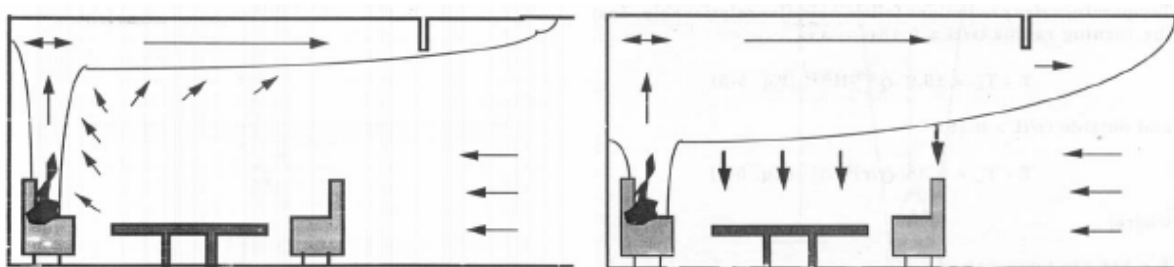


Figura 2.1 – Etapa inicial (a esquerda) e após o crescimento e desenvolvimento (a direita) do incêndio em espaços compartimentados – Fonte Custer (1997).

O cenário exposto acima pode ser observado na Figura 1.5 que mostra um incêndio real na garagem de um edifício em Recife. A forma geométrica do tipo de laje utilizada (conhecida popularmente como cabacinha) favoreceu o acúmulo de gases quentes, concentrando-os numa região e potencializando os danos provenientes do incêndio.

2.1.2 Etapas do incêndio

O incêndio em ambientes compartimentados pode ser dividido em etapas distintas que favorecem seu entendimento. Estas etapas são: período de ignição, crescimento, desenvolvimento e decaimento. No caso de intervenção, ou seja, controle e tentativa de extinção, algumas das etapas poderão ser modificadas ou até suprimidas. Segundo Silva (2003), essas etapas podem variar bastante em relação a sua duração e magnitude, pois a velocidade de queima é função do material e das condições ambientais (i.e. incêndio controlado pela ventilação ou pelo combustível).

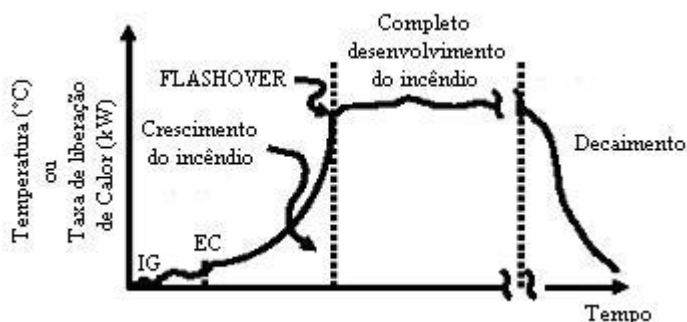


Figura 2.2 – Curva típica do comportamento de um incêndio. Adaptado de Buchanan (2001)

O período inicial é constituído pela ignição, desenvolvimento e sustentação de uma reação exotérmica. A mínima temperatura de ignição de alguns materiais são relacionadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 Fluxo de calor e temperaturas requeridas para provocar ignição do material

Material	Fluxo de calor radiante (kW/m ²)		Temperatura da superfície (°C)	
	Chama Piloto	Espontâneo	Chama Piloto	Espontâneo
Madeira	12	28	350	600
Compensado grosso	18	--	--	--
Compensado fino	21	--	270	--
Polietileno	15	--	363±3	--
Polipropileno	15	--	334±4	--
Poliestireno	13	--	366±4	--

Fonte: Drysdale (1999)

Após o estabelecimento da chama (ponto EC na Figura 2.2), o incêndio poderá:

- Limitar-se a sua origem, pois, o calor resultante não foi capaz de ignar outros materiais ou;
- Auto-extinguir-se ou propagar-se. Isto é verificado se a ventilação não for adequada, ou seja, o incêndio passa a ser controlado pela quantidade de oxigênio disponível ou;
- Propagar-se até que o ambiente esteja envolto em chamas (“flashover”). Neste caso a ventilação é adequada e o combustível suficiente.

Flashover é a rápida ignição, quase em conjunto, de todos os gases dentro da sala de origem, liberando-se um fluxo de calor irradiado em torno de 20 KW/m² ao nível do piso e com temperatura dos gases na altura do teto em torno dos 600°C. Ao final do fenômeno, a temperatura poderá atingir os 1000°C (Fitzgerald, 1998).

Quintiere (1998) concorda com estes valores para temperatura dos gases na região superior do ambiente, ou seja, em torno de 500°C e 600°C. A Figura 2.3 ilustra o fenômeno de “flashover”.

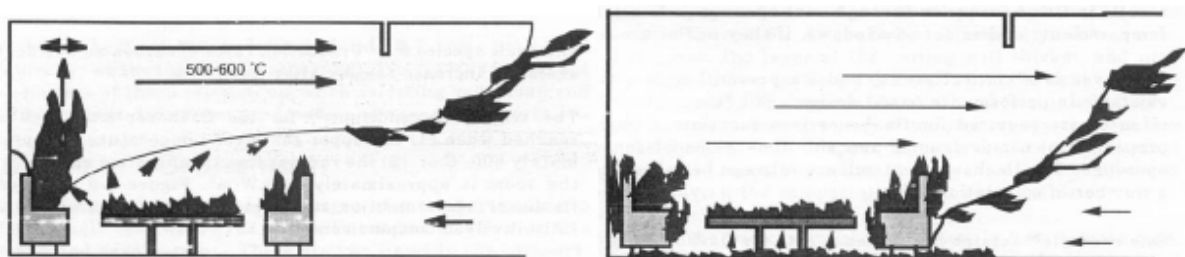


Figura 2.3 – Representação do flashover em um ambiente confinado – Fonte Custer (1997)

A etapa de crescimento pode ser representada pela equação (2.1) denominada “t-squared fire”.

$$Q = \alpha \times t^2 \quad (2.1)$$

onde,

α é o fator de crescimento do incêndio (KW/s²)

t é o tempo decorrido a partir da ignição (s)

Esta equação tem sido utilizada extensivamente em projetos de sistemas de detecção e como parâmetro para seleção do tempo de crescimento do incêndio associado a vários materiais. A Tabela 2.2 apresenta valores típicos do fator de crescimento do incêndio (α) relacionados com a taxa de crescimento do incêndio.

Tabela 2.2 – Valores de fator de crescimento do incêndio para diversos pacotes combustíveis

Taxa de crescimento do incêndio	Intensidade do incêndio (α)	Incêndio equivalente
Lento	1055 kW em 600 segundos	Combustível sólido de densidade elevada (mesa sólida de madeira)
Médio	1055 kW em 300 segundos	Combustível sólido de densidade baixa (colchão, cadeira tradicional)
Rápido	1055 kW em 150 segundos	Objetos finos (papel, caixas, cortinas)
Ultra Rápido	1055 kW em 75 segundos	Combustíveis líquidos ou combustíveis muito voláteis

Fonte: Duarte (2004)

A Tabela 2.3 relaciona esta intensidade de crescimento do incêndio com o tipo de ocupação.

Tabela 2.3 – Valores de fator de crescimento do incêndio para diversos pacotes combustíveis

Tipo de ocupação	Intensidade do incêndio
Apartamentos	Médio
Hotéis, asilos	Rápido
Shopping centers, casas de shows	Ultra rápido
Escolas, escritórios	Rápido
Indústrias	Não especificado

Suécia, ainda não aprovado. Fonte: Duarte (2004)

Durante o crescimento do incêndio, a estrutura deve garantir a proteção das pessoas, no decorrer do processo de evacuação e no controle/extinção do incêndio.

Após o “flashover” a temperatura no ambiente é superior a 600°C, tornando a sobrevivência pouco provável. A Tabela 2.4 apresenta as condições mínimas para o flashover segundo vários autores.

Em outras palavras o desenvolvimento de um incêndio não é único. Este processo é influenciado por diversos fatores, conforme já foi mencionado, tais como, ventilação, layout, altura do teto, localização das janelas e portas, material de revestimento das paredes, teto e piso conforme representado na Figura 2.4. Em função dessas variáveis o incêndio poderá atingir ou não o estágio seguinte.

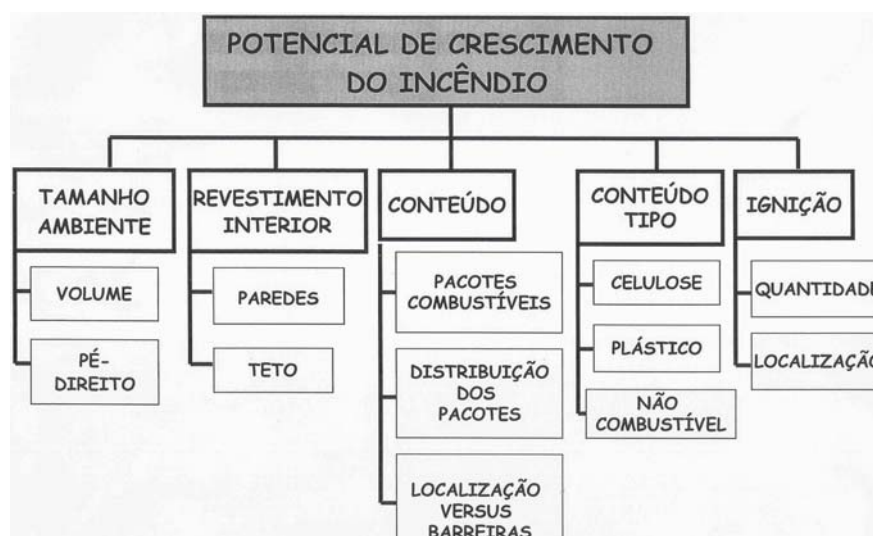


Figura 2.4 – Fatores que influenciam o desenvolvimento do incêndio. Fonte: Duarte (2004)

Tabela 2.4 – Condições mínimas para o flashover

Fonte	Temperatura (°C)	Fluxo de calor (kW/m ²)
Häggland	600	--
Fang	450 – 650	17 – 33
Budnick & Kein	673 – 771	15
Lee & Breese	650	17 – 30
Babrauskas	600	20
Fang & Breese	706±92	20
Quintiere & McCaffrey	600	17,5 – 25
Thomas	520	22
Parkar & Lee	--	20

Fonte: Duarte (2004)

Fitzgerald (2003) aborda as etapas anteriores ao “flashover” de uma maneira mais detalhada. A Figura 2.5 ilustra estes estágios.

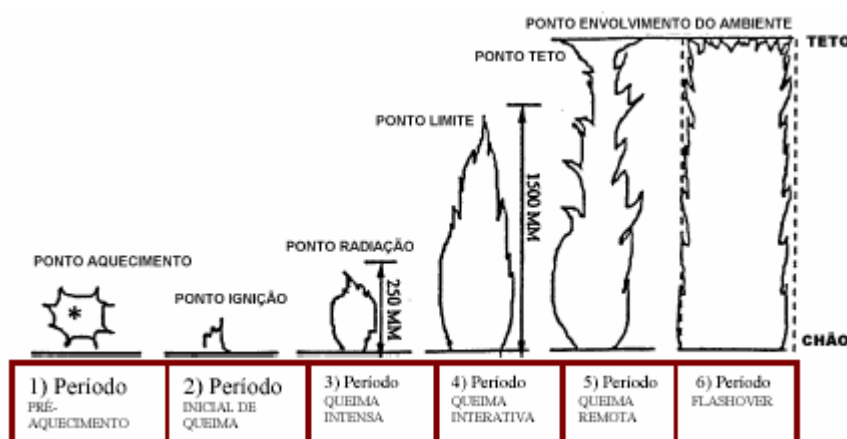


Figura 2.5 – Etapas de desenvolvimento de um incêndio. Fonte: Fitzgerald, (2003)

A seguir resumem-se as características peculiares de cada ponto e de cada estágio compreendido entre eles, de acordo com Fitzgerald (2003).

- Ponto de aquecimento: um aumento de temperatura é verificado. O processo de volatilização começa a ser acelerado. Em alguns materiais uma descoloração é visível;
- Estágio de pré-aquecimento (1): é definido pelo período entre o ponto de aquecimento e o ponto de ignição. É o período de aquecimento e volatilização provenientes da condição de sobre-aquecimento até o momento de ignição;
- Ponto de ignição: é o instante em que a primeira chama, ainda frágil ocorre;
- Estágio inicial de queima (2): O período inicial de queima é o período entre o ponto de ignição e o ponto de radiação. É o período durante o qual os primeiros indícios de

chama ocorrem. Neste período há uma tentativa de produzir substâncias, sobretudo radicais livres de H, OH e outros, afim de que a chama seja estabelecida.

- Ponto de radiação: este poderá ser considerado o ponto de estabelecimento da chama, podendo a altura da chama atingir 25cm e uma potência de 20kW;
- Estágio de queima intensa (3): é o período entre o ponto de radiação e o ponto limite. Neste período há o estabelecimento da chama. A chama que inicialmente possui 25cm de altura atinge aproximadamente 150cm, podendo a potência da chama atingir 400kW
- Ponto no limite: neste ponto a altura da chama poderá atingir 150cm e uma potência de 400kW;
- Estágio de queima interativa (4): é definido entre o ponto limite e o ponto do teto. Neste período a chama ultrapassa o ponto limite (i.e. 150cm) e continua crescendo. Em geral isto é o resultado da interação entre pequenos pacotes de combustível e um pacote maior.
- Ponto no teto: quando a chama atingir o teto a potência poderá ultrapassar os 800kW;
- Estágio de queima remota (5): é definido pelo período entre o ponto limite e o ponto de envolvimento do ambiente. Além do ponto limite, a chama assume a forma de um cogumelo que tende a se expandir pelo teto. Como resultado pacotes de combustíveis, mesmo distantes do ponto de ignição sofrem ignição.
- Ponto de envolvimento do ambiente: neste ponto toda o ambiente estará envolvido em chamas.
- Estágio de envolvimento do ambiente (6): é definido pelo período entre o ponto de envolvimento do ambiente o e ponto de decaimento da chama, ou até o ponto em que o incêndio é controlado por sistema de proteção automático ou manual. Durante este período todo o ambiente será envolvido em chama, cuja energia poderá ultrapassar os 800kW.

Duarte (2002) associa o pensamento de Fitzgerald com a idéia proposta inicialmente das etapas do incêndio. A Figura 2.6 resume esta associação.

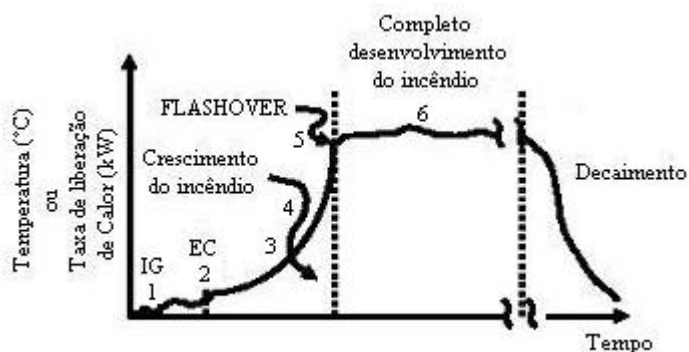


Figura 2.6 – Estágios do desenvolvimento de um incêndio. Adaptado de Duarte (2001)

O sexto estágio abordado por Fitzgerald, isto é, durante o completo desenvolvimento do incêndio (“burning stage”) as elevadas temperaturas passam a comprometer a estrutura, ou seja, o impacto estrutural, pois, a temperatura pode atingir 1000°C. Esta etapa é relevante para o presente estudo, pois, é neste momento que se inicia a maioria das reações físicas e químicas danosas a estrutura. A etapa 6 é relevante para a proteção da propriedade, da estabilidade estrutural e para reduzir a probabilidade de propagação do incêndio para espaços ou estruturas adjacentes.

Ainda é pertinente ressaltarmos que Rios (2005-a) observou perdas significativas nas propriedades mecânicas do concreto em situações de exposição semelhantes ao período de crescimento do incêndio. Desse modo, iniciou uma discussão sobre a probabilidade de impacto estrutural no período de crescimento do incêndio.

A última etapa do incêndio é o seu decaimento (“decay stage”). Este período é caracterizado pela redução da intensidade do incêndio e conseqüente diminuição da temperatura. A redução observada deve-se ao consumo de combustível disponível que ao atingir um valor crítico, geralmente 80% do combustível, impede a propagação das chamas fazendo com que se inicie a etapa de decaimento. Neste período o incêndio é controlado pelo combustível encerrando-se com a queima total deste material.

2.1.3 Representação do incêndio

A simulação do incêndio real em testes experimentais para verificação da capacidade resistente de estruturas é feita através de curvas tempo-temperatura pré-determinadas. A curva do incêndio padrão (i.e. standard fire) é a mais difundida. A maioria dos países adota em suas normas o modelo de incêndio padrão apresentado pela ASTM E119 ou pela ISO 834.

No Brasil, a NBR 14432:2000 adota o modelo proposto pela ISO 834 (equação (2.2)).

$$\theta = 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1) + \theta_o \quad (2.2)$$

onde,

t é o tempo em minutos

θ_o é a temperatura ambiente (°C)

θ é a temperatura no instante t

O modelo apresentado pela ASTM E119 e pela ISO 834 apresentam pequenas diferenças que podem ser observadas na Figura 2.7. Outras curvas padronizadas são previstas dependendo do cenário do incêndio. Por exemplo, cita-se a celulósica adotada para queima de materiais de construção civil, móveis e utensílios; a de hidrocarbonetos para queima de derivados de petróleo e produtos químicos; a de “ambientes abertos” para estruturas que se localizam em ambientes não compartimentados (EN 1991-1-2, 2002).

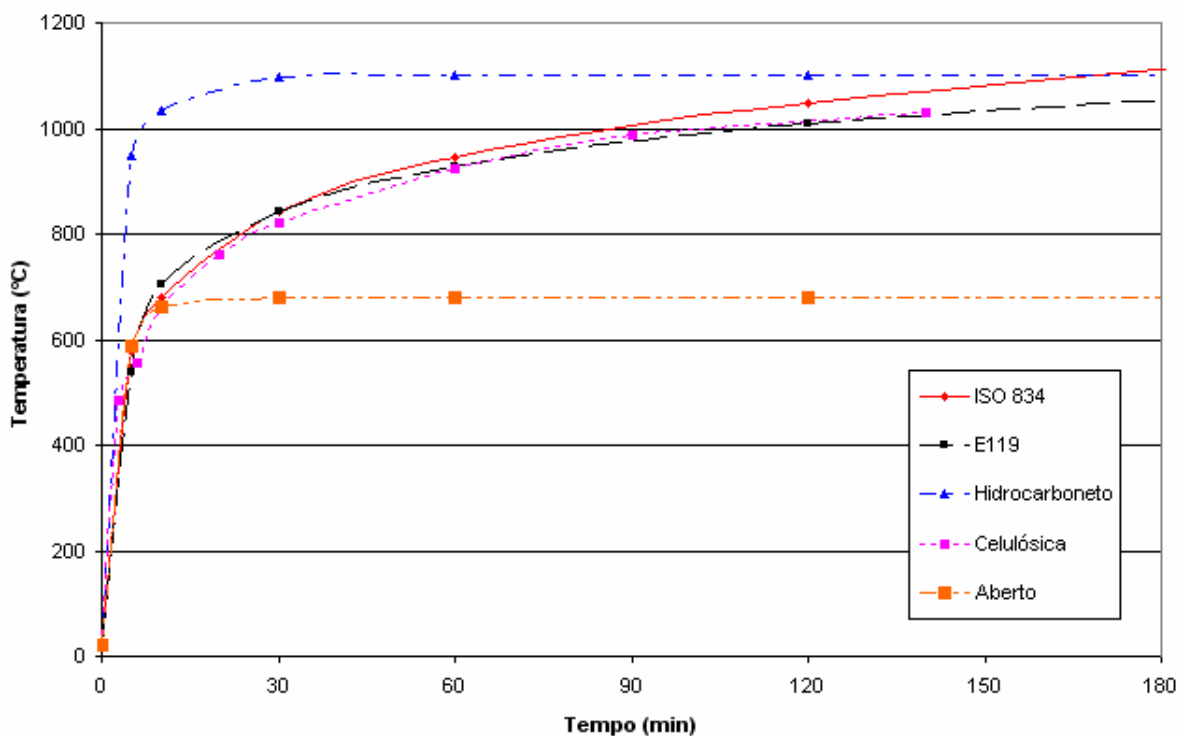


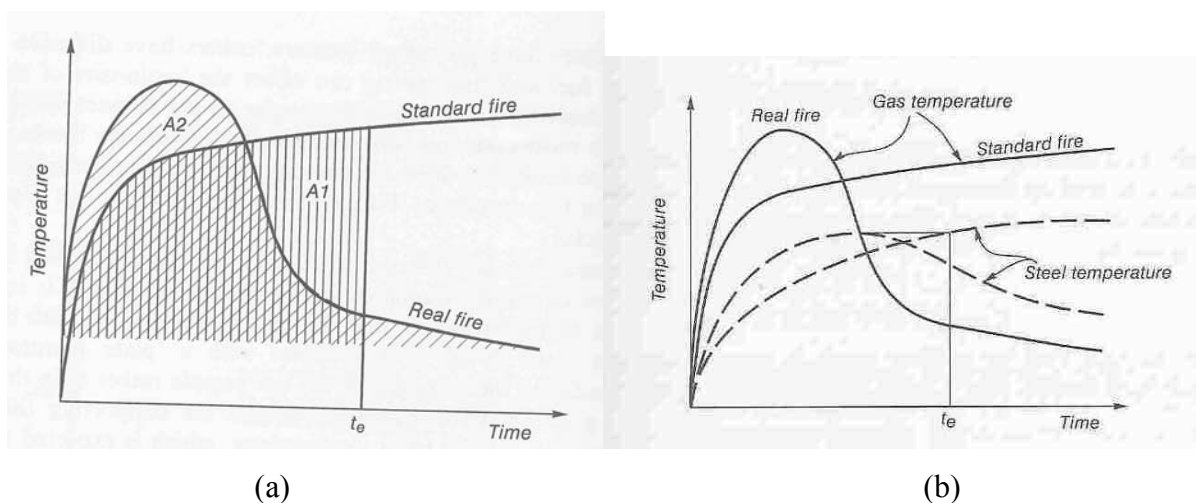
Figura 2.7 – Curvas padrão adotadas por diversos países em suas normas

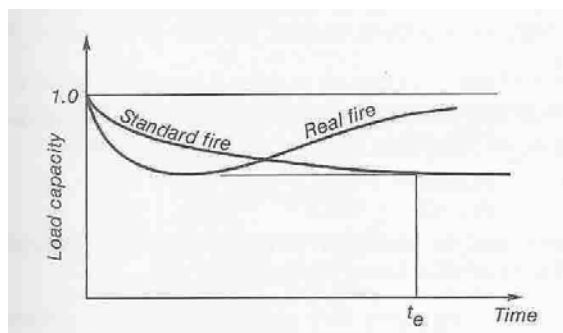
No entanto, nenhuma destas curvas simula a rigor o incêndio real (i.e. com as etapas de crescimento, desenvolvimento e decaimento). Diversos conceitos para comparação da curva real com a curva do incêndio padrão foram elaborados e Buchanan (2001) apresenta uma compilação destes conceitos. Todos se baseiam na determinação do tempo equivalente para a

curva do incêndio padrão que represente o incêndio real na estrutura (i.e. equivalent fire severity). A seguir são apresentados estes conceitos.

- Área equivalente: É o tempo cuja área sob a curva do incêndio padrão seja igual à área sob a curva do incêndio real. Tem como ponto fraco não apresentar distinção para a energia transferida por diferentes formas de curvas. Veremos no item seguinte que a transferência de calor é função da temperatura atingida pelos gases, desse modo, incêndios longos e com baixa temperatura máxima apresentam danos menores que incêndios curtos e com temperaturas maiores.
- Temperatura máxima: É o tempo em que a estrutura submetida ao incêndio padrão atinge a temperatura máxima observada por uma estrutura semelhante no incêndio real. É largamente utilizado, mas pode introduzir erros caso a temperatura máxima utilizada para estimação do tempo equivalente for muito diferente (i.e. muito superior ou inferior) a que causa a falha real da estrutura.
- Mínima capacidade resistente: É o tempo em que a estrutura submetida ao incêndio padrão atinge a menor capacidade resistente apresentada no incêndio real. O ponto fraco é que a mínima capacidade resistente é um valor difícil de ser determinado para materiais que não apresentam um comportamento bem definido (exemplo madeira).
- Formulações de tempo equivalente: Diversas formulações foram elaboradas através de ajustes empíricos de curvas baseadas em diversos resultados com os mostrados conceitualmente acima. A exemplo cita-se as fórmulas do CIB, de Law e a do EN 1991-1-2 que podem ser encontradas em Buchanan (2001).

A Figura 2.8 ilustra os conceitos de equivalência entre as curvas mencionadas acima.





(c)

Figura 2.8 – Ilustração dos conceitos da área equivalente (a), temperatura máxima (b) e capacidade resistente mínima (c) para determinação do tempo equivalente na curva do incêndio padrão – Fonte: Buchanan (2001).

2.1.4 Processo de transferência de energia térmica

A propagação do calor durante um incêndio ocorre por radiação e convecção para as superfícies da estrutura, e desta, por condução, até seu interior, produzindo um incremento de temperatura em toda a estrutura (ITSEMAP, 1989).

Quintiere (1998) define calor (q) como a energia térmica (Q) em movimento que é transferida de uma região quente para uma região fria. Ambos são medidos em Joules (J). A taxa de transferência de calor ($\dot{q}$), ou energia, é comumente expressa em watts (W) e definida pela equação (2.3).

$$\dot{q} = \frac{dq}{dt} \quad (2.3)$$

Esta taxa também é frequentemente encontrada expressa em unidades de área ($\dot{q}'$), ou seja, watts por metro quadrado (W/m^2).

Existem três mecanismos básicos de transferência de calor. São eles: condução, convecção e radiação, conforme já foram mencionados. Durante o incêndio, estes três mecanismos contribuem para a propagação e transferência do calor, no entanto, dependendo do cenário, ou melhor, do estágio de desenvolvimento do incêndio, ocorre à predominância de um destes modos de transferência de calor (Drysdale, 1998).

- Condução

É o modo de transferência de calor associado aos sólidos. A taxa de transferência de calor por unidade de área unidirecional devido a condução pode ser expressa pela equação (2.4) e também conhecida como a lei de Fourier para a condutividade térmica.

$$\dot{q}_{cond}'' = -k(\theta_m) \frac{d\theta_m}{dx} \quad (2.4)$$

Onde,

k é a condutividade térmica $\left(\frac{W}{m \times K} \right)$

θ_m é a temperatura do material em Kelvin (°K)

- Convecção

Associada a transferência de calor entre um fluido (i.e. líquido ou gás) e um sólido e envolve o movimento deste fluido. Newton apresentou uma relação empírica para este mecanismo e é apresentada na equação (2.5).

$$\dot{q}_{conv}'' = h \times (\theta_f - \theta_m) \quad (2.5)$$

Onde,

h é o coeficiente de transferência de calor por convecção $\left(\frac{W}{m^2 \times K} \right)$

θ_f é temperatura do fluido (°K)

θ_m é temperatura do material (°K)

O coeficiente h é função da diferença de temperatura ($\Delta\theta$), das características do sistema, da geometria do sólido e das propriedades do fluido, incluindo parâmetros de transferência. O EN 1991-1-2 recomenda valores para h de acordo com a curva padrão adotada. Drysdale (1998) apresenta valores típicos de h para convecção livre entre 5 e 25 $\left(\frac{W}{m^2 \times K} \right)$.

- Radiação

O mecanismo de transferência de calor por radiação foi explicado por Planck e ocorre por fenômenos eletromagnéticos, logo, não precisa de um material para ocorrência da transferência como nos dois mecanismos anteriores (Quintiere, 1998). Assim, a transferência pode ocorrer inclusive no vácuo. Segundo Drysdale (1998), este é o mecanismo dominante em incêndios, nos minutos que antecedem o flashover.

A equação (2.6), conhecida como Stefan-Boltzmann, apresenta a relação que governa este mecanismo de transferência de calor.

$$\dot{q}_{rad}'' = \varepsilon \times \sigma_b \times \theta_e^4 \quad (2.6)$$

Onde,

ε é a emissividade do emissor

σ_b é a constante de Stefan-Boltzmann cujo valor é $5,67 \times 10^{-8} \left(\frac{W}{m \times K^4} \right)$

θ_e é a temperatura do emissor em Kelvin ($^{\circ}K$)

A emissividade para superfícies líquidas ou sólidas varia entre 0,6 e 1,0 (Drysdale, 1998). A emissividade para gases ou chamas pode ser estimado pela equação (2.7).

$$\varepsilon = 1 - e^{(-k \times l)} \quad (2.7)$$

Onde,

k é o coeficiente de absorção

l é a espessura da chama

No entanto, nem toda energia, ou fluxo, irradiado incide em um alvo qualquer localizado a uma distância c do emissor. A energia de radiação é influenciada por um coeficiente ϕ chamado de fator de forma. Desta forma, a energia de radiação incidente em um alvo pode ser expressa pela equação (2.8).

$$\dot{q}_{rad-alvo}'' = \phi \times \varepsilon \times \sigma_b \times \theta_e^4 \quad (2.8)$$

No caso do concreto armado, sua composição heterogênea (i.e. composto por materiais de diferentes características térmicas), aliada com o fato de suas propriedades termomecânicas dependerem de diversos fatores, tais como, umidade e porosidade, induzem a uma complexa distribuição de temperatura durante o incêndio (Li et al, 2004).

A baixa difusividade térmica do concreto provoca um maior aquecimento na superfície e uma lenta transferência de calor para o seu interior. Surgem, assim, diversos gradientes de temperatura no interior das peças (ITSEMAP, 1989).

Estes gradientes de temperatura contribuem para os danos ao concreto (ex. fissuras) e para que a distribuição de temperatura ao longo da peça, durante o incêndio, esteja num estado transiente (Schneider, 1988). A seguir são apresentados os modos de falha do concreto.

2.2 Resistência dos materiais e seus modos de falha

Para um melhor entendimento sobre a influência do incêndio nas propriedades dos materiais (i.e. aço e concreto) e, conseqüentemente, na capacidade resistente da peça

estrutural é necessário apresentarmos um breve resumo sobre alguns conceitos básicos da resistência dos materiais e de seus modos de falha, em especial, no que se refere a vigas.

Ressaltamos que não é objetivo deste estudo detalhar os modos de falha estruturais ou a teoria da resistência dos materiais. Um maior detalhamento sobre o assunto poderá ser obtido em livros de resistência dos materiais como Timoshenko & Gere (1982).

2.2.1 Resistência dos materiais

Os esforços simples que podem atuar em peças estruturais são divididos em: Compressão (a), Tração (b), Flexão (c), Torção (d) e Cisalhamento (e). A Figura 2.9 ilustra esses esforços.

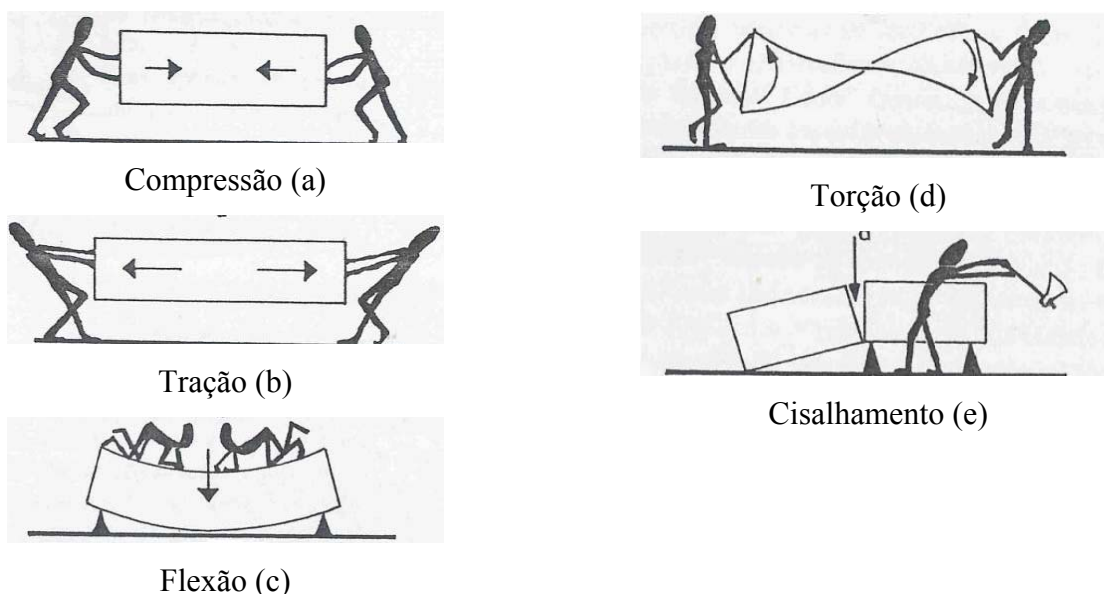


Figura 2.9 – Esforços mecânicos que podem atuar em peças estruturais. Fonte: Verçosa, 1975

Em uma situação real é comum encontrarmos diversos desses esforços atuando simultaneamente.

Esses esforços são geralmente representados graficamente por diagramas de forças axiais, de esforço cortante e momento fletor. A Figura 2.10 ilustra tais diagramas para 2 situações distintas de vigas.

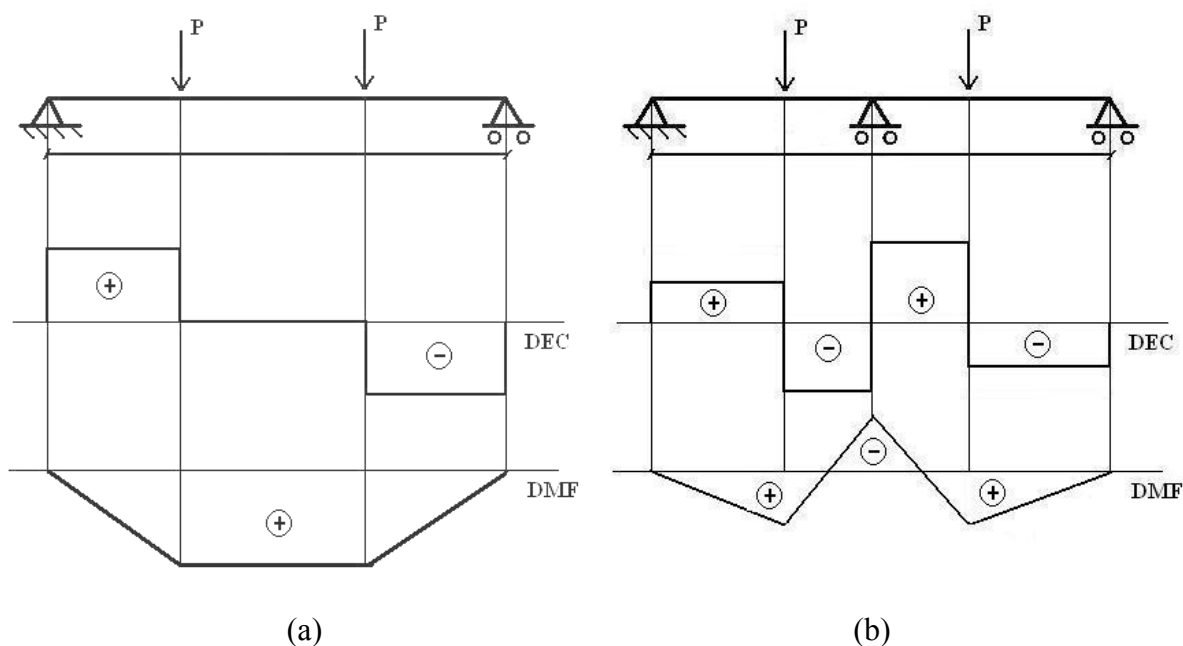


Figura 2.10 – Diagrama de esforço cortante (DEC) e momento fletor (DMF) de uma viga isostática (a) e de uma hiperestática (b) ambas com duas cargas concentradas iguais e equidistantes do centro

A “situação a” apresenta uma estrutura isostática, ou seja, o número de reações de apoio é o mínimo necessário para a estabilidade da peça. Já na “situação b”, hiperestática, a estrutura apresenta mais reações de apoio do que o mínimo necessário para a estabilidade. O número de reações a mais é definido como graus de hiperestaticidade.

Numa estrutura isostática, quando a primeira seção atingir seu limite de resistência (i.e. plástico) a falha acontecerá. Já em hiperestáticas isto não ocorrerá devido à redistribuição dos esforços. Será necessário que o estado plástico seja alcançado por um número de seções igual ao de graus de hiperestaticidade.

Ao contrário do que se admite na Mecânica Racional, os corpos não são perfeitamente rígidos. Ao se aplicar uma tensão ao corpo, este se deforma.

Desse modo, no projeto estrutural, além dos esforços externos e internos a que estão submetidas às peças estruturais, deve-se contemplar o cálculo de parâmetros limites de controle, como por exemplo, deformações e deflexões.

2.2.2 Modos de falha das estruturas em concreto armado

Fitzgerald (1995) e Buchanan (2001) agrupam os modos de falha provenientes de esforços simples em:

a) Falha por tração

O comportamento de materiais dúcteis (ex. aço doce e alumínio) quando submetidos a um esforço de tração possuem o comportamento descrito abaixo.

- Região Elástica:
 - Em um diagrama tensão-deformação, é a região compreendida entre a origem O e o limite de escoamento (ponto B) (Figura 2.11). Entre a origem (ponto O) e o limite de proporcionalidade (ponto A), o material obedece a lei de Hooke (2.9). Em seguida, as deformações crescem mais rapidamente do que as tensões, ou seja, o diagrama não é mais linear até o limite de escoamento (ponto B).
- Região Plástica:
 - A partir do limite de escoamento (ponto B) ocorre uma deformação considerável sem que praticamente haja aumento de tensão. Este é o fenômeno de escoamento do aço (i.e. Creep) que dura até o ponto C, onde, o aço volta a apresentar resistência adicional ao aumento de carga. Esse aumento de resistência atinge seu valor máximo no ponto D. Em seguida é observada a redução de tensão devido ao fenômeno de estricção (i.e. estrangulamento da seção) que se acentua neste período. Finalmente, no ponto E ocorre a ruptura do material.

Já materiais frágeis, como, por exemplo, ferro fundido, concreto ou cobre, apresentam rupturas bruscas e com valores relativamente baixos de deformações.

A Figura 2.11 ilustra o diagrama tensão-deformação para materiais dúcteis (a) e frágeis (b) até a sua ruptura.

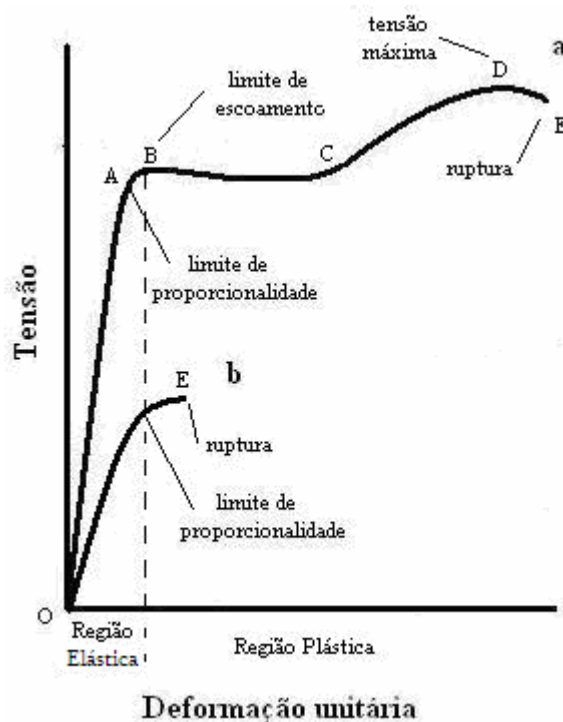


Figura 2.11 – Esboço de diagrama tensão-deformação para materiais dúcteis (a) e frágeis (b)

$$\sigma = \varepsilon_o \times E \quad (2.9)$$

onde,

ε_o é a deformação unitária da peça

E é o módulo de elasticidade do material

Dentro de certos limites de deformação (ε), a maior parte dos materiais utilizados na construção civil, tais como, aço, madeira, ferro fundido, alumínio e concreto, podem ser considerados como corpos elásticos que obedecem a lei de Hook.

Para projeto, no caso do aço, adota-se uma tensão convencional limite que corresponda a uma deformação residual (ε) de 0,2%.

b) Falha por Compressão

Um corpo submetido a um esforço de compressão possui seu mecanismo de falha governado por dois mecanismos. São estes:

- Falha devido ao carregamento de forma semelhante ao que acontece na tração;
- Por flambagem ao atingir a tensão crítica (σ_{cr}) que é definida pela equação 2.9. Este fenômeno é observado em pilares com maior índice de esbeltez (i.e. mais longos e com seção delgada).

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2 \cdot A} \quad (2.10)$$

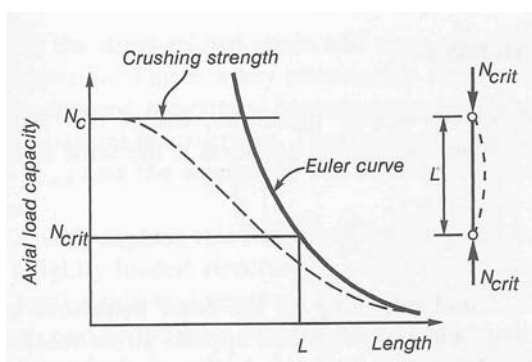
onde,

I é o momento de inércia da seção na direção da flambagem

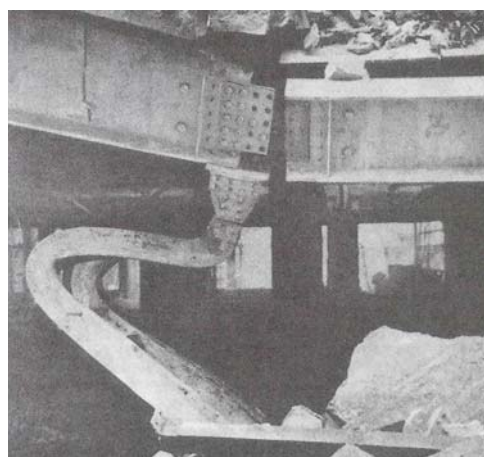
l é o comprimento de flambagem

A é a área da seção

A Figura 2.12 mostra a redução da capacidade resistente de uma coluna em função do aumento de seu comprimento e a flambagem de um pilar metálico durante um incêndio.



(a)



(b)

Figura 2.12 – Redução da capacidade resistente de uma coluna em função do comprimento (a) e flambagem de um pilar metálico durante o incêndio (b) – Fonte Buchanan (2001)

O concreto simplesmente comprimido apresenta sua ruptura com deformação de 0,2% seja qual for sua resistência. No caso da flexão ou flexo-compressão este valor de deformação prolonga-se para 0,35% devido ao efeito de plastificação da zona comprimida (Figura 2.11).

c) Falha por flexão

A flexão induz o mecanismo de falha bem mais complexo do que os apresentados até agora. Podemos resumir dizendo que a falha na flexão pode ocorrer por:

- Falha devido ao carregamento, ou seja, tração ou compressão dependendo do esforço solicitante na região;
- Instabilidade lateral. É um fenômeno observado em vigas esbeltas onde a região comprimida pode flambar;

- Deflexão excessiva. É relacionado à rigidez da peça estrutural e, conseqüentemente, ao módulo de elasticidade;
- Torção. Surgindo devido à geometria da seção ou do posicionamento do carregamento (i.e. excêntrico) que poderia gerar esforços combinados.

A Figura 2.13 ilustra os esforços de compressão e tração atuantes em uma seção apenas com momento fletor positivo (i.e. flexão pura).

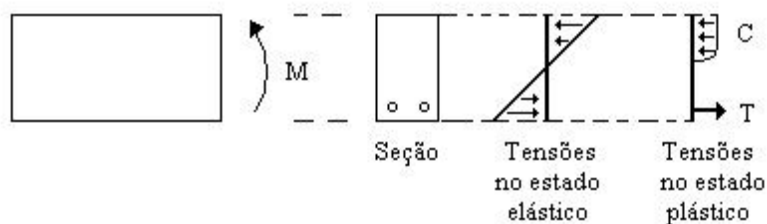


Figura 2.13 – distribuição de esforços na seção de uma viga devido ao momento fletor

d) Falha por Cisalhamento ou Torsão

O esforço cortante e momento torsor são outros esforços aos quais a estrutura pode estar submetida.

Para a situação de incêndio, as peças de concreto usualmente rompem por flexão ou flexo-compressão e não por cisalhamento (NBR15200:2004).

2.3 Impacto do Incêndio na capacidade resistente do concreto armado

2.3.1 Efeitos no Concreto

Diversas reações químicas e físicas ocorrem na pasta de cimento e nos agregados que compõe o concreto causando reduções na capacidade resistente do concreto.

A evaporação da água absorvida e da água livre em seus interstícios ocorre entre os 65°C e 100°C (Costa et al, 2002-a). Esta mudança de estado da água (i.e. líquido para o gasoso) é interessante por provocar um período onde não há elevação de temperatura, isto é observado próximo aos 100°C.

Em seguida, a pasta de cimento inicia uma retração, devido à evaporação da água contribuindo para o surgimento de fissuras na microestrutura (Barragán et al, 2000 apud Costa et al, 2002-a).

Acima de 200°C, ocorre redução das forças de Van der Waals existentes entre as camadas de C-S-H (silicato de cálcio hidratado) favorecendo o surgimento de mais fissuras e podendo resultar em ligeira redução da capacidade resistente, principalmente diminuição na resistência a flexão e no módulo de elasticidade (Neville, 1997).

Aos 400°C inicia-se a decomposição dos produtos da hidratação do cimento e, conseqüente, destruição do gel C-S-H, responsável pela resistência do concreto. Esta reação de desidratação do hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 existente produz óxido de cálcio CaO e água que será evaporada, sendo acompanhada de redução de volume e, conseqüente, surgimento de mais fissuras (Grattan-Bellew, 1996).

Já nos agregados, as altas temperaturas provocam dilatações que induzem a lascamentos (spalling) ou pipocamentos (pop-outs) (Li et al, 2004). A diferente composição mineralógica dos agregados induz dilatações diferenciais na zona de transição agregado-pasta induzindo a fissuração e diminuição da resistência (Metha & Monteiro, 1994 apud Costa & Silva, 2002).

Estas reações físico-químicas trazem como conseqüência redução nas propriedades mecânicas do concreto, perda da capacidade resistente de peças estruturais e outras alterações físicas relevantes para o estudo do impacto do incêndio nas estruturas.

Diversos autores abordaram os efeitos acima citados (i.e. redução da resistência à compressão, à tração, do módulo de elasticidade, perda de capacidade resistiva de peças estruturais, alterações de cor, entre outros) devido à ação do fogo. A exemplo cita-se Schneider (1988), Poon et al (2001), Li et al(2004), Phan (1996), Neville (1997), Xiao & König (2004), Kalifa (2000), Hertz (2003), Georgali & Tsokiridis (2004), Grattan-Bellew (1996), entre muitos outros.

Schneider (1988) afirma que apesar destas muitas investigações, uma melhor comparação e interpretação destes resultados tornam-se difícil por: utilização de diferentes tipos de concreto e ensaios não padronizados e/ou com descrição incompleta.

A seguir, serão apresentados os principais efeitos das altas temperaturas provenientes do incêndio no concreto.

2.3.1.1 Redução nas propriedades mecânicas

Diversas são as condições de ensaios das propriedades mecânicas do concreto. Lista-se a seguir, de forma resumida, as mais relevantes para o estudo com suas principais observações.

- *Método de ensaio*

Phan (1996), em uma extensa revisão sobre o desempenho do concreto de alta resistência em situação de incêndio, classifica os ensaios em três tipos:

- Ensaio com pré-carregamento (stressed test): Um percentual da carga de ruptura (20% a 40%) é aplicado, em seguida eleva-se a temperatura até o valor desejado, ao final do tempo de exposição aplica-se o restante da carga até a ruptura;
- Ensaio sem pré-carregamento (unstressed test): Não há percentual de carga aplicada inicialmente, eleva-se a temperatura ao valor desejado e, em seguida, aplica-se a carga até a ruptura;
- Ensaio de resistência residual sem pré-carregamento (unstressed residual strenght test): A amostra é aquecida até o valor desejado, sem pré-carregamento, após o final do tempo de exposição esta é resfriada e só então se aplica a carga até a ruptura.

A Figura 2.14 ilustra os tipos de teste descritos acima.

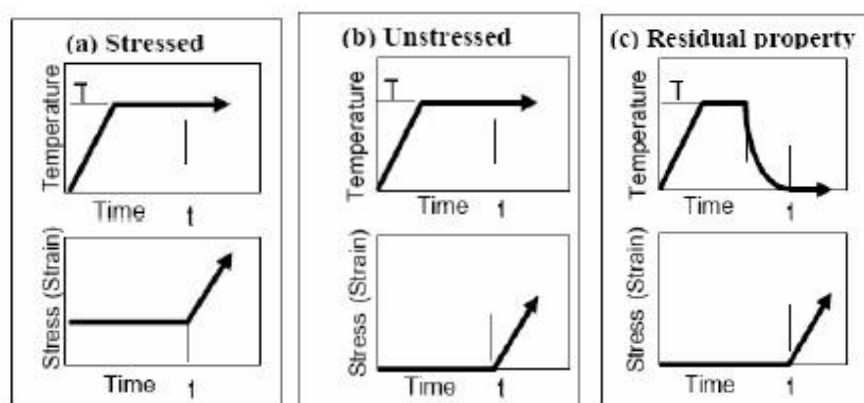


Figura 2.14 – Representação gráfica dos tipos de ensaio – Phan (1996)

Baseado nos resultados de diversos experimentos, Phan (1996) apresenta uma série de observações relevantes. A seguir são apresentadas estas informações e complementadas quando necessário.

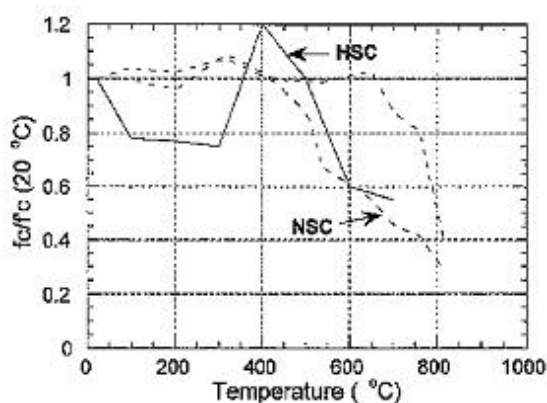
Concretos de densidade normal¹ e ensaiados no estado estável de temperatura, apresentam o seguinte comportamento em relação à resistência à compressão e o método de ensaio:

¹ Concreto de densidade normal – massa específica seca entre 2000 Kg/m³ e 2800 Kg/m³ (NBR6118:2003).

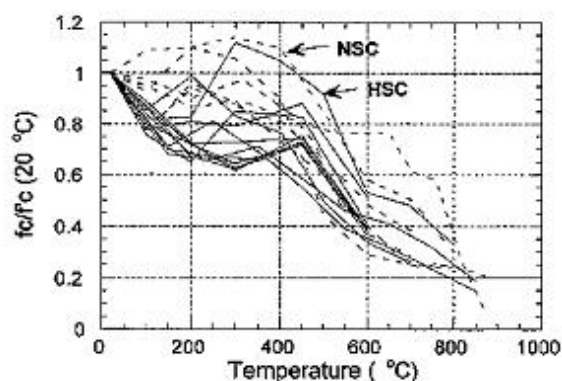
- Ensaio com pré-carga ou sem pré-carga: Comportamentos parecidos com uma redução inicial entre a temperatura ambiente e 100°C/200°C, em seguida, uma fase de estabilização ou ganho da resistência até 400°C e, posterior fase de perda acentuada de resistência a partir dos 400°C.
- Ensaio de resistência residual sem pré-carga: Pequeno ganho ou pequena perda entre a temperatura ambiente e 200°C e, em seguida, uma fase de perda acentuada a partir de 200°C.

Ensaio de resistência residual sem pré-carga (unstressed residual test) apresentam maiores perdas de resistência à compressão do que ensaios com pré-carga (stressed test) ou sem pré-carga (unstressed test) (Xiao & Konig, 2004; Phan, 1996; Neville, 1997).

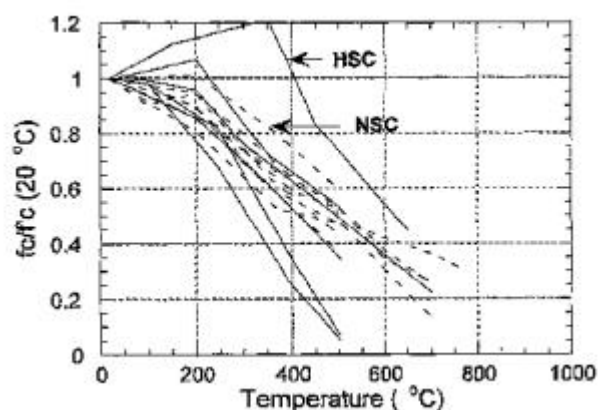
A Figura 2.15 resume os resultados descritos acima.



(a) Pré-carregamento



(b) Sem pré-carregamento



(c) Residual sem pré-carregamento

Figura 2.15 – Relação entre o fator de redução (f_{cd}/f_c) da resistência à compressão e a temperatura de concretos de alta resistência (HSC) e de concretos tradicionais (NSC), ambos com densidade normal. Fonte: Phan (1996)

O módulo de elasticidade, diferentemente da resistência à compressão apresenta diminuição contínua à medida que a temperatura cresce, esta redução já é observada antes

mesmo dos 100°C. A Figura 2.16 apresenta os resultados para o módulo de elasticidade obtidos por Phan (1996).

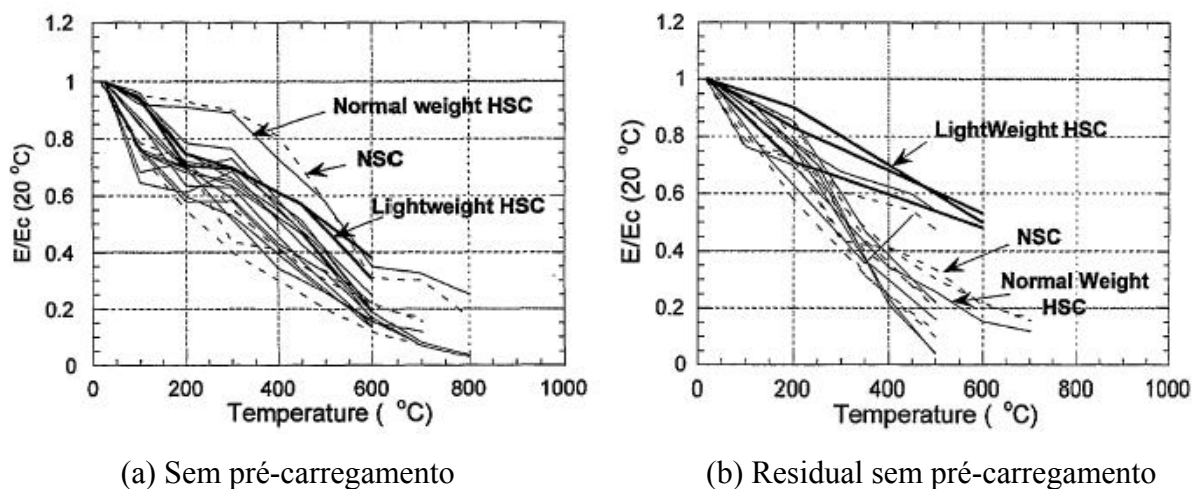


Figura 2.16 - Relação entre o fator de redução (E_{θ}/E) da resistência à compressão e a temperatura para concretos de alta resistência (HSC) com densidade normal, leve e para concretos tradicionais (NSC) densidade normal. Fonte: Phan (1996)

Ensaio residual para determinação do módulo de elasticidade a elevadas temperaturas (residual unstressed test) apresentam perdas maiores do que ensaios sem pré-carga (unstressed test) (Xiao & König, 2004). Este comportamento assemelha-se com o apresentado pela resistência à compressão.

Não existem dados de ensaio com pré-carga para módulo de elasticidade (Phan, 1996).

- *Alta resistência e resistência normal (concreto tradicional)*

A respeito da resistência original do concreto, Phan (1996) baseado em ensaios no estado estável de temperatura (steady-state) afirma o seguinte:

- Ensaio com pré-carga ou sem pré-carga: Entre 25°C e 400°C o concreto de alta resistência apresenta perda de resistência à compressão significativamente maior que o concreto tradicional. Após os 400°C o comportamento é semelhante entre os dois tipos de concreto.
- Ensaio de resistência residual sem pré-carga: O comportamento da redução de resistência à compressão é semelhante para ambos os tipos de concreto.

A Figura 2.15 ressalta as diferenças de comportamento da resistência à compressão entre o concreto tradicional (NSC) e o de alta resistência.

O comportamento do módulo de elasticidade sob a ação do fogo não é influenciado pela resistência original do concreto (Phan, 1996).

É pertinente ressaltar que Xiao & König (2004) cita autores que afirmam diferenças no comportamento do módulo de elasticidade sob alta temperatura em função do fator água cimento ($f_{a/c}$), ou seja, em função da resistência original do concreto. No entanto, não são apresentados resultados, nem maiores observações sobre o assunto.

- *Densidade normal e densidade leve*

Até agora se discutiu resultados para concreto de densidade normal. No entanto, observa-se diferença em resultados obtidos com concreto de densidade leve tanto na resistência à compressão (Figura 2.17) quanto no módulo de elasticidade (Figura 2.16).

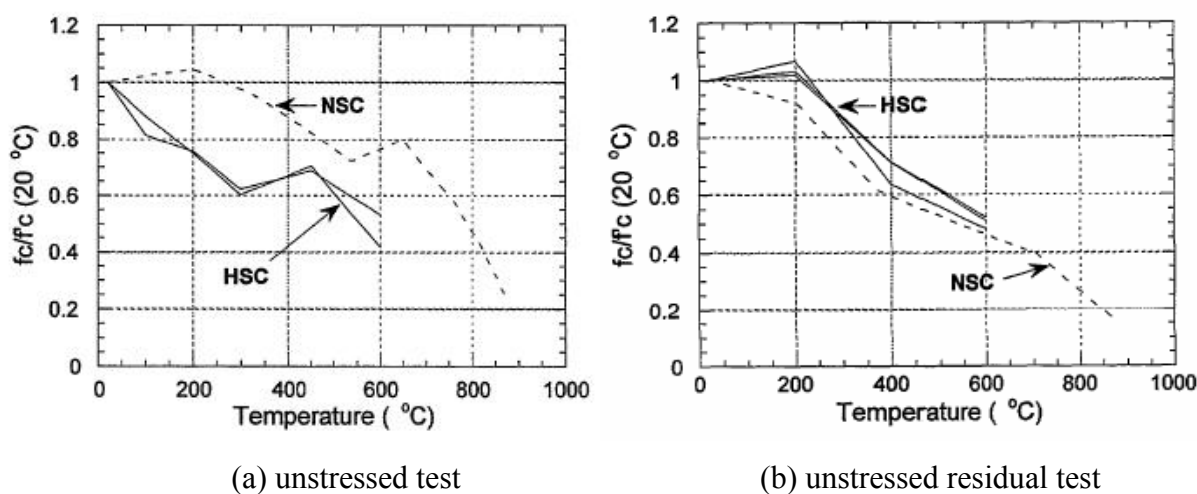


Figura 2.17 - Relação entre o fator de redução (f_c/f_c) da resistência à compressão e a temperatura de concretos de alta resistência (HSC) e de concretos tradicionais (NSC), ambos com densidade leve. Fonte: Phan (1996)

Phan (1996) apresenta as seguintes observações resumidas a respeito da densidade do concreto:

- Teste sem pré-carga: O comportamento de concretos de densidade leve é semelhante ao de densidade normal tanto para a resistência à compressão quanto para o módulo de elasticidade;
- Teste residual sem pré-carga: Para a resistência à compressão o comportamento é semelhante entre o leve e o normal. Já no módulo de elasticidade, concretos de densidade leve apresentam perda menor que concretos de densidade normal (Figura 2.16 – b);
- Teste com pré-carga: Não existem resultados suficientes para conclusões sobre o efeito da densidade leve para este tipo de ensaio, tanto para o módulo de elasticidade quanto para a resistência à compressão.

Porém, Niu et al apud Xiao & König (2004) afirmam que concretos de densidade leve apresentam melhor resistência à compressão quando submetidos ao fogo do que concreto com densidade normal.

- *Agregados silicosos e agregados calcáreos*

O tipo de agregado influencia a perda de resistência à compressão devido à ação do fogo, porém, antes de 500°C, em geral, a diferença é desprezível (Xiao & König, 2004). A Figura 2.18 ilustra este comportamento.

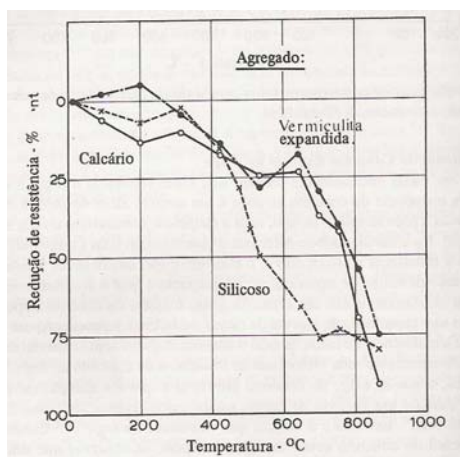


Figura 2.18 – Redução da resistência à compressão em corpos-de-prova ensaiados no ensaio sem pré-carregamento. Fonte: Neville (1997)

A variação em função do agregado é função da sua condutividade térmica. O quartzo, por exemplo, possui condutividade elevada; calcáreos calcítico e dolomítico média e o basalto baixa condutividade (Neville, 1997). Isto justifica a maior redução em agregados silicosos ricos em quartzo.

Outro aspecto é a expansão súbita de volume observadas em agregados silicosos quando submetidos a elevadas temperaturas. Agregados calcáreos possuem menor diferença nos coeficientes de dilatação térmica entre a matriz e o agregado, reduzindo a possibilidade do surgimento de fissuras e, conseqüente, redução de resistência.

- *Resfriamento brusco e resfriamento lento*

A forma de resfriamento é outro fator que influi na redução de resistência do concreto. Segundo Xiao & König (2004) até 400°C o resfriamento brusco provoca perdas maiores. Isto se deve a maior quantidade de fissuras provenientes do choque térmico ao ser submerso em água. Após 600°C, a diferença torna-se insignificante.

Ainda segundo Xiao & Konig (2004), o resfriamento dentro da câmara de combustão apresentaria perdas menores do que ao ar livre (lento), uma vez que a taxa de resfriamento seria ainda menor. Observação também feita por Neville (1997), na Figura 2.19.

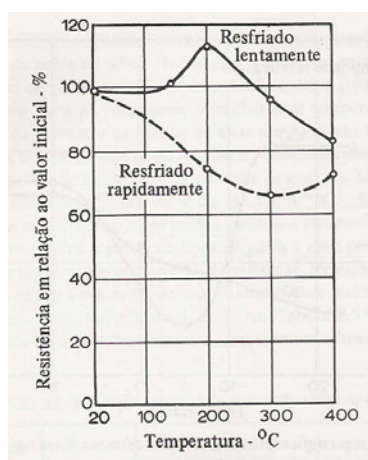


Figura 2.19 – Efeito do tipo de resfriamento na resistência à compressão do concreto (resfriado lentamente – no interior do forno; resfriado rapidamente – ao ar livre). Fonte: Neville (1997).

Concretos de agregado calcáreo, acima de 500°C, se resfriados com água podem apresentar maiores decréscimos na resistência (Xiao & Konig, 2004). Este comportamento pode ser explicado pela reação dos óxidos de cálcio com a água, esta re-hidratação da cal é expansiva e abrupta podendo provocar danos adicionais ao concreto endurecido (Li et al, 2004). Este aspecto é relevante, pois em estruturas antigas, como monumentos históricos, é facilmente observado agregado carbonatado e, a conseqüente, extinção de um possível incêndio com água poderia aumentar os danos.

A adição de pozolanas pode reduzir o efeito mencionado acima, no entanto, diminuem a permeabilidade contribuindo para o fenômeno conhecido como lascamento.

- *Estado estável (Steady-state) e estado transiente (transient-state) de temperatura*

Anteriormente mencionamos que uma peça estrutural durante o incêndio é submetida a altas taxas de aquecimento, o que, devido à baixa difusividade do concreto, causa gradientes de temperatura entre a superfície e o seu centro. Desse modo, ensaios no estado estável de temperatura podem não representar com fidelidade a situação ocorrida no incêndio. Esta necessidade em estudar o comportamento do concreto no estado transiente de temperatura (i.e. transient-state) é ressaltada por Scheneider (1988), Phan (1996) e Li et al (2004).

Estudos das propriedades residuais no concreto no estado transiente foram realizados por Rios et al (2005-a).

Rios realizou uma série de experimentos em que foram aquecidos corpos-de-prova cilíndricos de concreto, de dimensões 15cm x 30 cm, durante 30 minutos. No interior da câmara de combustão, observaram-se 2 zonas de temperatura distintas, a primeira com a máxima em torno de 450°C e a segunda com a máxima em torno de 600°C.

Os corpos-de-prova durante toda a exposição estavam no estado transiente de temperatura. A Tabela 2.5 resume as temperaturas observadas no interior dos corpos-de-prova ao final da exposição e a Tabela 2.6 apresenta um quadro resumo do valor da resistência à compressão obtida.

Tabela 2.5 – Distribuição de temperaturas no interior dos corpos-de-prova ao final da exposição

Profundidade	Temperatura	
	Região 450°C	Região 600°C
0 mm (face)	450 °C	600°C
3,75 cm (meia-distância)	100°C	120°C
7,5 cm (centro do corpo-de-prova)	80°C	110°C

Tabela 2.6 – Resumo dos resultados obtidos para resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto no estado transiente de temperatura

Condição de ensaio	Temperaturas Máxima de Exposição	
	450°C	600°C
Resistência residual sem pré-carregamento e com resfriamento ao ar livre (lento)	32,3 MPa (77,1%)	37,2 MPa (88,7%)
Resistência residual sem pré-carregamento e com resfriamento submerso em água (brusco)	32,8 MPa (78,3%)	29,2 MPa (69,6%)
Resistência sem pré-carregamento (sem resfriamento)	29,6 MPa (73,5%)	35,5 MPa (88%)

É interessante observar que para a região de 600°C o resfriamento brusco provocou aumento dos danos no concreto gerando resultados mais baixos semelhante ao que acontece no estado estável de temperatura. O ensaio sem pré-carregamento seja com resfriamento lento ou sem resfriamento, produziram resultados semelhantes, diferentemente do que acontece no estado estável de temperatura.

Na região de 450°C, os resultados nas três condições de ensaio foram bastante próximos, com resultados levemente inferiores no ensaio sem pré-carregamento (sem

resfriamento). Isto mais uma vez não reflete as diferenças evidentes entre os métodos no estado estável de temperatura.

Outro fato, importante é a observação de lascamento explosivo, mesmo com a utilização de concreto tradicional e com baixa umidade. Isto reflete a necessidade de entender melhor este fenômeno mesmo para este tipo de concreto.

Com estes experimentos observou-se que danos estruturais ao concreto podem aparecer antes mesmo do estágio de desenvolvimento do incêndio (temperaturas dos gases entre 600°C e 1000°C – Vide Figura 2.2) onde, classicamente na engenharia de incêndio, não se considera danos a estrutura.

Os resultados de Rios et al (2005-a) são semelhantes às reduções na resistência à compressão de testemunhos extraídos de uma estrutura em concreto-armado atingida por um incêndio real. Maiores detalhes sobre esta comparação são apresentados no APÊNDICE 1.

- *Outros aspectos relevantes*

Sobre o comportamento da resistência à tração do concreto em altas temperaturas existem poucos resultados divulgados. Felicetti (1996) apud Phan (1996) afirma que a resistência original do concreto (i.e. HSC ou NSC) não influi neste comportamento.

Xiao & Konig (2004) apresentam resultados para concretos com adição de fibras de aço. Nesses são observadas reduções para a resistência à tração por fendilhamento superiores as observadas na resistência à compressão. A resistência à tração por flexão apresenta perdas ainda maiores.

Neville (1997) afirma que a redução na resistência à tração por flexão é semelhante a redução na tração por compressão diametral (Figura 2.20).

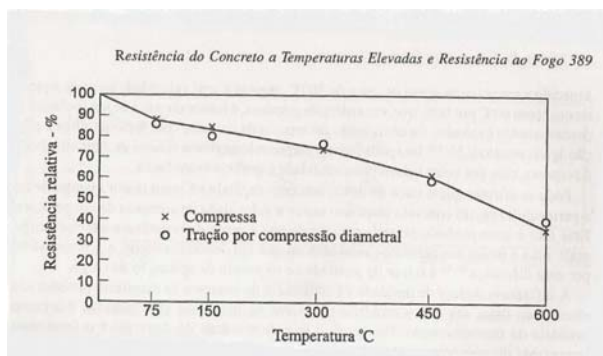


Figura 2.20 – Redução da resistência à tração por flexão(x) e tração por compressão diametral (o) no estado estável de temperatura (steady-state) em função da temperatura. Fonte: Neville (1997)

Nos experimentos realizados por Rios et al (2005-a), no estado transiente, são observadas diferenças significativas entre os resultados obtidos por tração a flexão e tração

por compressão diametral. Isto pode ser explicado pela redução das forças de Van der Waals acontecidas em torno de 200°C mencionadas anteriormente que afetam principalmente a resistência à flexão. A Tabela 2.7 apresenta de forma resumida os valores obtidos nesses experimentos.

Tabela 2.7 - Resumo dos resultados obtidos para resistência à tração de corpos-de-prova de concreto no estado transiente de temperatura

Condição de ensaio	Tração por compressão direta		Tração por flexão
	450°C	600°C	600°C
Resistência residual sem pré-carregamento e com resfriamento ao ar livre (lento)	2,6 MPa (88%)	3,0 MPa (100%)	1,8 MPa (36,5%)
Resistência residual sem pré-carregamento e com resfriamento submerso em água (brusco)	2,7 MPa (91,5%)	2,3 MPa (78%)	2,4 MPa (50%)

Além de todas estas variáveis acima citadas, os resultados das propriedades mecânicas podem divergir em função das condições de ensaio como umidade do concreto sob aquecimento, diferenças na duração de exposição ao fogo, diferenças de tensões atuantes (Neville, 1997). E ainda, condições de cura, proporção de misturas na preparação do concreto, regimes de resfriamento, parâmetros de aquecimento.

2.3.1.2 Fenômeno de recuperação das propriedades mecânicas

Poon et al (2001) e Xiao & Konig (2004) relatam recuperação nas propriedades mecânicas do concreto após um certo período de re-cura. Esta pode ser ao ar livre ou saturada. Geralmente, a recuperação já pode ser observada após 7 dias estendendo-se até cerca de 2 meses. No início a taxa de recuperação é mais elevada, depois o processo tende a se estabilizar.

Este fenômeno deve-se basicamente a uma ou várias das seguintes reações: re-hidratações parciais dos novos silicatos de cálcio formados após o fogo; hidratação de partículas de cimento que não reagiram anteriormente; re-hidratação da cal; reações com as pozolanas não hidratadas; carbonatação da cal, este efeito pode ser danoso para o concreto.

Alguns dos resultados apresentados por Poon (2001) encontram-se reproduzidos na Figura 2.21 e algumas observações são ressaltadas abaixo:

- Concretos de alta resistência original (HSC) apresentam melhor recuperação da resistência quando comparados com o concreto tradicional (NSC);

- A recuperação é mais rápida e elevada quando a re-cura é saturada;
- A recuperação de concretos expostos a 600°C é maior do que os expostos a 800°C, uma vez que o gel C-S-H é quase que totalmente destruído a temperatura de 800°C;
- Adições de pozolonas, especialmente cinza volátil podem melhorar a recuperação;
- Concretos unicamente com cimento portland comum não apresentaram recuperação, isto pode ser explicado pelas reações expansivas de re-hidratação da cal que provocam danos ao concreto. Estas reações podem ser controladas com a adição de pozolonas;
- As reações de re-hidratação preenchem os capilares e as fissuras restituindo parte da impermeabilidade e a resistência. No entanto, ao final a maioria dos concretos permanecem bem mais permeáveis do que antes do incêndio. Esta permeabilidade pode comprometer a durabilidade da estrutura mesmo que esta recupere sua capacidade resistente;
- A re-cura recupera a porosidade significativamente atingindo valores próximos ao original;
- Após a re-cura é observada redução das fissuras;

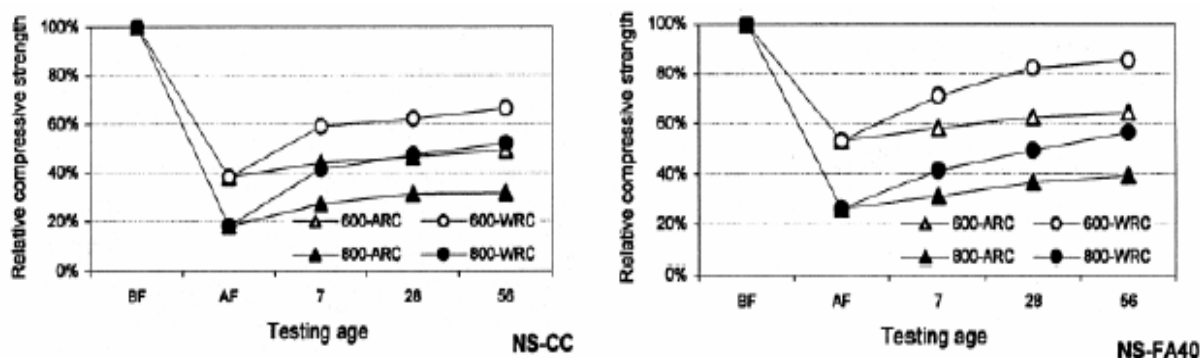


Figura 2.21 – Recuperação de resistência à compressão após 7, 28 e 56 dias, de re-cura ao ar livre (ARC) e saturada em água (WRC) para concretos tradicionais com cimento portland comum (NS-CC) e com adição de cinza volátil (NS-FA40). Fonte: Poon et al (2001)

2.3.1.3 Fenômeno do lascamento (spalling)

O lascamento (i.e. spalling) é o desprendimento de porções (“pedaços”) de concreto devido à ação do fogo. O lascamento pode ser explosivo com uma grande liberação de energia, neste caso, dá-se o nome de lascamento explosivo.

Em estruturas de concreto armado este fenômeno é relevante, pois, elimina o recobrimento de concreto que atua como proteção do aço e expõe a armadura principal à ação direta do fogo. Deste modo, altas temperaturas são rapidamente alcançadas e distribuídas nas

barras de aço. E ainda, este fenômeno é progressivo uma vez que expõe novas camadas do concreto a ação do fogo, resultando em novos lascamento e/ou temperaturas mais elevadas ao longo da peça.

A seguir, ilustra-se efeitos do lascamento em estruturas de concreto armado (Figura 2.22 a Figura 2.25).



Figura 2.22 – Lascamento explosivo nos anéis do Channel Tunnel – França/Inglaterra (1996). Fonte: Costa et al (2002-b)



Figura 2.24 – Colapso parcial da estrutura dos anéis do Gotthard Tunnel induzidos por lascamento. Fonte: Costa et al (2002-b)



Figura 2.23 - Cavidades devido ao lascamento no Mont Blanc Tunnel – França/Itália (1999). Fonte: Costa et al (2002)



Figura 2.25 – Lascamento da laje de uma edificação – Recife (2004)

Na maioria dos projetos para incêndio assume-se que a peça estrutural permanecerá intacta, ou melhor, só ocorrerá redução de sua capacidade resistente. Esta consideração não é válida na ocorrência dos lascamentos (Buchanan, 2001).

Kalifa et al (2000) explica o mecanismo do lascamento através de dois processos simultâneos: o termo-mecânico e o termo-hidráulico.

- Termo-mecânico – deve-se às dilatações provenientes dos gradientes térmicos a qual é submetida a peça. Isto resulta em tensões de tração perpendiculares a face exposta.

Como mencionado anteriormente, surgem incompatibilidades de deformação entre a pasta e os agregados.

- Termo-hidráulico – é associado às mudanças de estado da água e a expansão do ar existente na rede de poros devido às altas temperaturas. Isto resulta em altas pressões de vapor e gradientes de pressão. O vapor d'água e o ar migram para a face aquecida ou para o centro da peça, sendo no último condensado o mais breve possível para atender as condições termodinâmicas. Isto resulta em uma fina camada quase-saturada separando a zona seca/secando da zona no estado inicial. Esta camada quase-saturada atua como uma barreira impermeável para os gases. Próximo a esta localiza-se a região de pressão máxima onde ocorrerá a separação das camadas.

A Figura 2.26 ilustra o processo termo-hidráulico descrito acima.

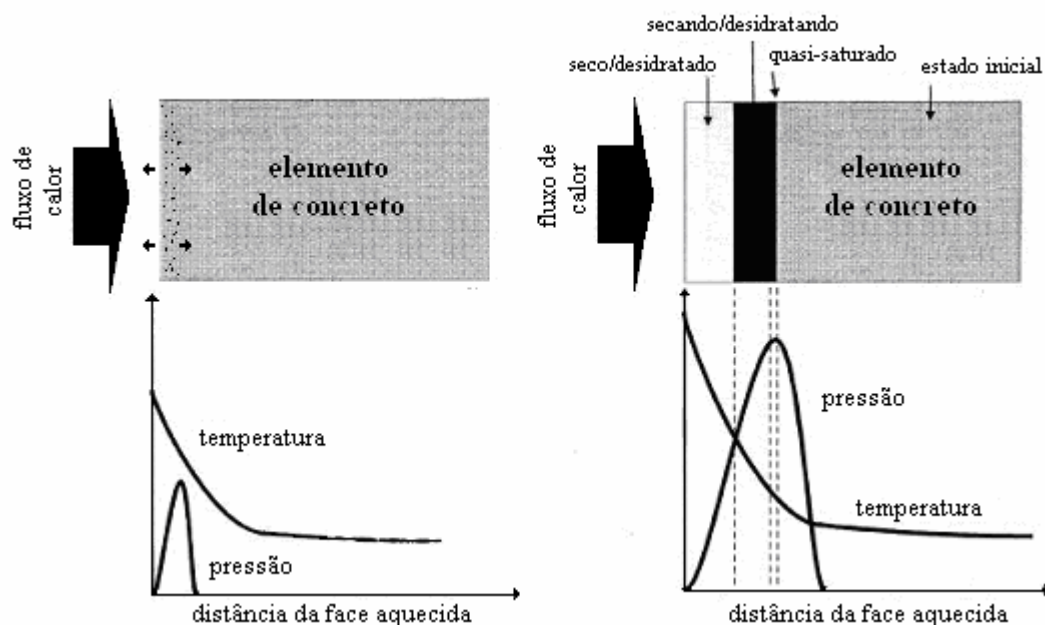


Figura 2.26 – Processo termo-hidráulico causador do lascamento. Fonte: Kalifa et al (2000)

Buchanan (2001) afirma que este fenômeno ainda não é bem compreendido por ser função de diversos fatores como, por exemplo, umidade, permeabilidade e porosidade. Hertz (2003) lista os fatores que podem contribuir para o lascamento. São eles:

- Redução da resistência à tração;
- Altas taxas de concentração de armaduras;
- Alta taxa de aquecimento, como as observadas durante o incêndio;
- Aquecimento assimétrico (situação comumente observada em incêndios);
- Partes pouco espessas de seções transversais;

- Variações de recobrimento de partes na mesma seção transversal;
- Engastes;
- Tensões térmicas;
- Forma da superfície (curvas ou cantos-vivos);
- Pré-carregamento e tensões de compressão;
- Alto teor de água livre e de umidade no concreto;
- Baixa permeabilidade;
- Poros fechados preenchidos com água.

Dentre estes fatores Hertz conclui que a umidade é o principal fator para o lascamento. Segundo ele, não ocorrerá lascamento em concretos tradicionais secos a uma profundidade de 2 cm a 3cm. E ainda, concretos tradicionais com umidade entre 3% e 4% em massa possuem um risco limitado de ocorrência do lascamento e com umidade inferior a 3% não existe razão para tal fenômeno. Sendo assim, afirma ser razoável não considerar o lascamento em estruturas internas em concreto tradicional.

No entanto, é pertinente ressaltar que foram registrados lascamento significativos para a estrutura em um caso de incêndio real apresentado no APÊNDICE 1, contradizendo a afirmação acima. Lindgard (1982) apud Costa & Silva (2002) afirma que estruturas recentes (2 anos) apresentam umidade em torno de 7,5% do volume de concreto e com 7 anos apenas 3,5%. Como a estrutura apresentada no caso real (APÊNDICE 1) foi construída com concreto tradicional, há aproximadamente 30 anos, em uma região semi-árida, não existem razões para crer em altos teores de umidade e mesmo assim observou-se o fenômeno prejudicando principalmente pilares da estrutura.

Rios et al (2005-a) reforça este questionamento com a observação de lascamento explosivo em corpos-de-prova de concreto tradicional, mantidos ao ar livre por mais de 60 dias.

Hertz (2003) ainda afirma que a adição de partículas finas, inferiores aos grãos de cimento (ex. micro sílica), aumentam bastante a probabilidade da ocorrência de lascamento. As demais razões podem contribuir para o fenômeno, mas não causá-lo por si só. As altas taxas de aquecimento ainda seria uma condição necessária.

A influência da resistência original do concreto (concreto tradicional ou concreto de alta resistência) ainda gera discussões e dúvidas. Kalifa et al (2000) apresenta resultados experimentais que sugerem que concretos de alta resistência são mais propícios ao

lascamento. Ottens apud Hertz (2003) afirma que o lascamento não deveria ser afetado por valores de resistência originais.

O uso de fibras de aço ou orgânicas como as de polipropileno são soluções que podem ser adotadas para minimizar a probabilidade de ocorrência do lascamento. Outras modificações mais simples, como mudança na geometria das peças, uso de proteção externa, ou até mesmo a restrição quanto ao uso de certos tipos de concreto também podem ser utilizadas.

2.3.1.4 Outros fenômenos ou fatores relevantes

Apesar de não fazer parte do escopo deste estudo, é importante citar que a adição de fibras de aço ou de polipropileno pode atuar como minimizador dos efeitos danosos do incêndio. Este assunto é abordado por diversos autores na literatura existente.

Outro aspecto interessante é a mudança de cor do concreto em função da temperatura máxima atingida. Apesar de não provocar perdas na capacidade resistente, estas alterações podem auxiliar na identificação da temperatura máxima atingida pelo incêndio. No entanto, a resposta é diferente em função do tipo de agregados constituinte (Neville, 1997).

Alguns autores abordam este assunto, a exemplo cita-se Short et al (2001); Georgali & Tsakiridis (2004); Chew (1993). A Figura 2.27 ilustra as mudanças de cor em função da temperatura.

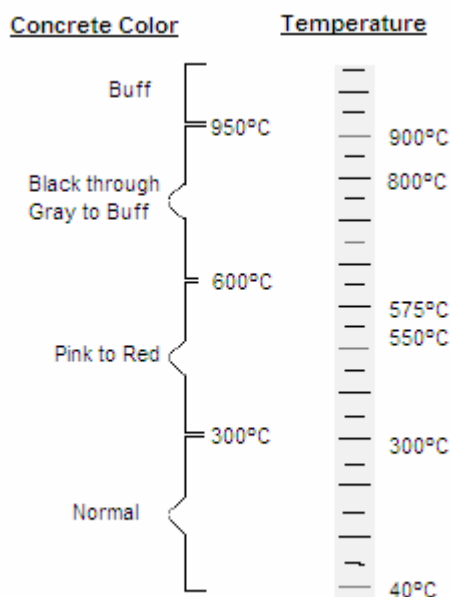


Figura 2.27 – Alterações na cor de um concreto genérico em função da temperatura atingida. Fonte: Georgali (2004)

2.3.2 Efeitos no Aço

O aço não possui a heterogeneidade do concreto, isto simplifica um pouco a análise de seu desempenho durante um incêndio. No entanto, isto não quer dizer que mereça menos atenção do que o concreto, pelo contrário, características como seções mais delgadas e maior condutividade térmica comumente observadas em estruturas de aço fazem com que o desempenho destas estruturas em situação de incêndio seja inferior as de concreto.

Ressalta-se que neste trabalho o objetivo é o estudo do concreto-armado, e não, estruturas em aço propriamente ditas. Desse modo, os efeitos discutidos a seguir satisfazem a necessidade deste estudo, mas são insuficientes para uma análise completa do desempenho de estruturas em aço sob ação do fogo.

2.3.2.1 Redução das propriedades mecânicas

Diversos trabalhos discutem a ação do incêndio e seus possíveis danos no aço. Como exemplo cita-se os trabalhos de Yang et al (2006), Wang et al. (2006), Kelly & Sha (1999), Gardner & Baddoo (2006) e Mäkeläinen (1998).

No entanto divergências entre estes valores de redução são facilmente observadas. Harmathy (1993) apresenta uma coletânea destes resultados ressaltando estas diferenças. Porém Buchanan (2001) afirma que tais diferenças devem-se mais a mudanças na metodologia e definições dos ensaios do que, a divergências reais entre os materiais.

Tais divergências são principalmente observadas na determinação dos coeficientes de redução da resistência à tração de utilização do aço ($k_{y,\theta}$). Bem definido a temperaturas ambiente, o limite de escoamento (f_y) torna-se imperceptível a elevadas temperaturas.

Valores de resistência à tração são definidos para deformações de 2%, 1% e até para a própria deformação no limite de utilização (i.e. limite de escoamento) a temperatura ambiente que é 0,2%.

Deformações tão maiores que as aceitáveis a temperatura ambiente são justificáveis, pois, durante o incêndio, a preocupação é com a ruptura e não, com a utilização.

Estas diferenças são constatadas inclusive nas diversas normas internacionais existentes, a exemplo, do ZS 3404, AS 4100 e EN 1993-1-2.

A Figura 2.28 apresenta alguns experimentos para determinação da redução de resistência à tração do aço realizados por diversos autores (Lu, Zh.D.; Lv T. G.; Shen R.; Hua Y.J.) e apresentados em Xiao & König (2004).

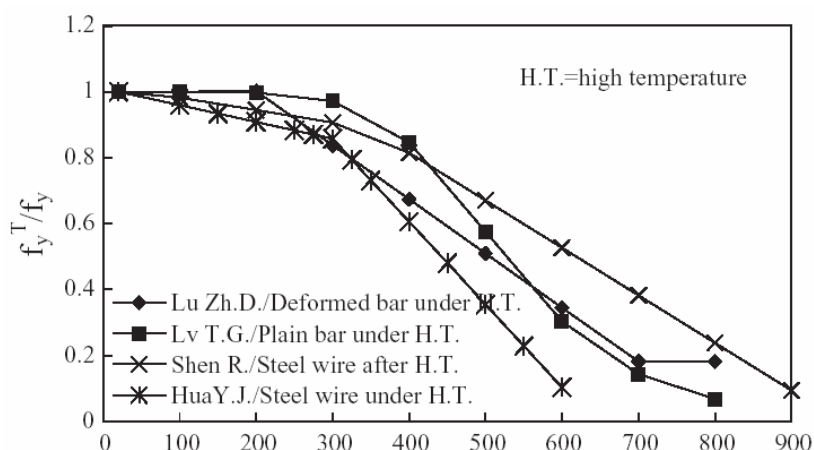


Figura 2.28 – Fator de redução da resistência ao escoamento ($f_{y\theta} / f_y$) para diferentes tipos de barra e condições de exposição. Fonte: Xiao & König (2004)

Xiao & König (2004) ainda chamam a atenção para o fato da redução de resistência à tração do aço iniciar-se a temperaturas menores nos ensaios sem pré-carga (unstressed test) do que nos ensaios residuais sem pré-carga (residual unstressed test). Em outras palavras, sugere-se que a pior situação para o aço é observada durante o incêndio, uma vez que neste aspecto apresenta comportamento inverso ao concreto cujo apresenta reduções maiores nos testes residuais.

A Figura 2.29 apresenta a redução para o módulo de elasticidade apresentados em Xiao & König (2004).

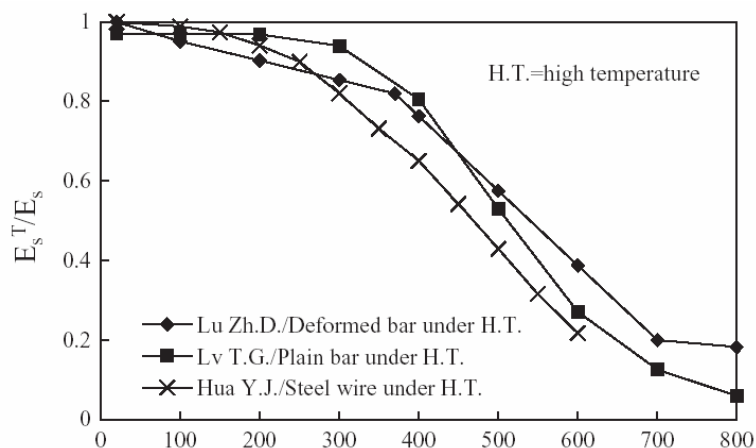


Figura 2.29 – Fator de redução da resistência ao escoamento ($f_{y\theta} / f_y$) para diferentes tipos de barra e condições de exposição. Fonte: Xiao & König (2004)

2.3.2.2 Redução da aderência aço-concreto

A aderência na interface aço-concreto é essencial para o correto desempenho de estruturas projetadas em concreto armado. As forças que promovem esta ligação aço-concreto são de: aglutinação e de atrito.

Durante o incêndio, sabemos que devido a diferenças nas propriedades térmicas o aço dilata-se mais do que o concreto, esta diferença provoca o aumento da força de atrito solicitante na armadura. Por outro lado, a capacidade resistente da força de aglutinação é reduzida devido a redução da resistência à tração do concreto que é observada a elevadas temperaturas. Xiao & König (2004) afirmam que esta redução após o incêndio é mais significativa do que durante o incêndio, principalmente se o resfriamento for brusco (Figura 2.30).

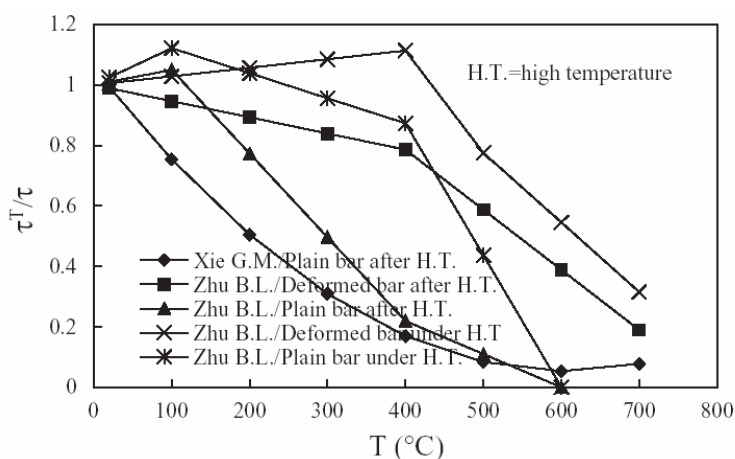


Figura 2.30 – Fator de redução da resistência de aderência aço-concreto para diferentes tipos de barra e condições de exposição. Fonte: Xiao & König (2004)

Esses resultados são relevantes para a compreensão da redução da capacidade resistente da peça como um todo, uma vez que, observa-se danos bem maiores no aço do que aqueles observados na resistência à compressão do concreto, principalmente caso as barras utilizadas sejam lisas.

2.4 Normas brasileiras para projeto em situação de incêndio

2.4.1 Breve histórico

Ao contrário dos países desenvolvidos, como Estados Unidos e principais países da Europa, a preocupação com o desempenho de estruturas em situação de incêndio no Brasil é bem mais recente. Pode-se atribuir as catástrofes históricas dos edifícios Andraus (1972) com

16 mortes e 336 feridos e Joelma (1974) com 345 feridos e 188 mortos, ambos em São Paulo – SP o início da discussão, com mais profundidade, do assunto pelo meio técnico e científico.

Após os acidentes acima preocupações no dimensionamento de estruturas metálicas e de concreto armado ou protendido surgiram. A NB-1/1978¹ em seu item 6.3.3.1 determinava a aplicação de recobrimentos para a armadura longitudinal no intuito de proteção contra incêndios. As exigências destes recobrimentos eram especificadas na NB-503² de acordo com a duração de exposição e do tipo de peça estrutural. Após revisões, ambas as normas foram substituídas, respectivamente, pelas NBR 6118:1980 e NBR 5627:1980. As normas mantiveram os nomes e mantiveram as mesmas exigências de recobrimento para estruturas resistentes ao fogo.

Nesta época, a NBR5628:1980³ já trazia métodos e parâmetros a serem verificados nas peças estruturais quanto a sua resistência ao fogo. Esta norma já apresentava um modelo da curva de incêndio padrão.

Ao longo das décadas de 80 e 90 surgiram algumas normas para equipamentos de proteção e combate ao incêndio, como chuveiros automáticos e extintores, e para determinação de resistência ao fogo de elementos sem função estrutural como paredes divisórias. No entanto nada de novo surgiu no que se diz respeito ao impacto estrutural devido ao incêndio e conseqüentemente para o dimensionamento de estruturas para a ação do fogo.

Somente ao final da década de 90, com a NBR14323:1999, que se retomou publicações de normas para o dimensionamento para incêndio de elementos estruturais de aço (inicialmente) e concreto (posteriormente).

Em janeiro de 2000, entra em vigor a NBR 14432:2000 que estabelece exigências para evitar o colapso de elementos estruturais e de compartimentação de edifícios sob a ação do incêndio. Para elementos de compartimentação ainda exige-se atendimento a requisitos de estanqueidade e isolamento por um tempo suficiente para: possibilitar fuga de ocupantes, permitir operações de combate ao fogo em segurança e minimizar danos a edificações adjacentes e à infra-estrutura pública. Esta norma traz importantes definições para nosso estudo que serão listadas a seguir:

- Compartimentação: medida de proteção passiva por meio de vedos, fixos ou móveis, destinados a evitar ou minimizar a propagação de fogo, calor e gases, interna ou

¹ NB-1/1978 - Projeto e execução de obras em concreto armado.

² NB-503 – Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação ao fogo.

³ NBR 5628:1980 – Componentes construtivos estruturais – Determinação de sua resistência ao fogo.

externamente ao edifício, no mesmo pavimento ou para outros pavimentos e riscos a edifícios vizinhos;

- Estanqueidade: capacidade de um elemento construtivo de impedir a ocorrência de rachaduras ou aberturas, através das quais podem passar chamas e gases quentes capazes de ignizar um chumaço de algodão, conforme estabelecido nas NBR 5628 e NBR10636;
- Fator de massividade: razão entre o perímetro exposto ao incêndio e a área da seção transversal de um perfil estrutural;
- Incêndio padrão: elevação padronizada de temperatura em função do tempo, dada pela equação (2.2).
- Incêndio Natural: variação de temperatura que simula o incêndio real, função da geometria, ventilação, características térmicas dos elementos de vedação e da carga de incêndio específica;
- Resistência ao fogo: Propriedade de um elemento de construção de resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, onde aplicável;
- Tempo equivalente de resistência ao fogo: tempo, determinado a partir do incêndio padrão, necessário para que um elemento estrutural atinja a máxima temperatura calculada por meio do incêndio natural considerado;
- Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF): tempo mínimo de resistência ao fogo, preconizado por esta Norma, de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio padrão.

Ainda cabe ressaltar que a NBR14432:2000 especifica o TRRF de elementos estruturais de acordo com a altura da edificação e o tipo de ocupação. A Tabela 2.8, apresenta de forma simplificada o TRRF especificado pela norma para alguns tipos de edificação.

Tabela 2.8 – Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos.

Ocupação	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
	$h > 10\text{m}$	$h \leq 10\text{ m}$	$h \leq 6\text{ m}$	$h \leq 12\text{m}$	$h \leq 23\text{ m}$	$h \leq 30\text{m}$	$h > 30\text{m}$
Residencial	90	60 (30)	30	30	60	90	120
Hotéis	90	60	30	60 (30)	60	90	120
Comercial	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
Serviços profissionais	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
Serviços de saúde	90	60	30	60	60	90	120

Fonte: NBR 14432:2000

Em 2001, é cancelada a NBR5627:1980 por ser considerada obsoleta. Ao final do ano é lançada a nova versão (atualização) da NBR5628 que substituiu a versão anterior.

Segundo Costa (2003), o projeto de revisão da NBR6118:1980 que iniciara em 2000, apresentava, em sua versão de 2001, o anexo B que fornecia dimensões mínimas para elementos de concreto em função dos tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF). Neste mesmo anexo apresentavam-se fatores de redução para as propriedades mecânicas do concreto e do aço em função da temperatura. No entanto, o referido anexo foi suprimido na versão definitiva da NBR 6118:2003 ficando o Brasil sem nenhuma referência nacional para o dimensionamento de estruturas de concreto em situação de incêndio.

Só ao final do ano de 2004, este problema foi resolvido com a publicação da NBR 15200:2004. Esta norma estabelece os critérios de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio e a forma de demonstrar o seu atendimento. Seu conteúdo é basicamente o material apresentado pelo antigo anexo B (suprimido da NBR6118:2003), ou seja, as relações de perda nas propriedades mecânicas (resistência a compressão, à tração e módulo de elasticidade) para tipos de concreto e para o aço; e os métodos de verificação (tabular, simplificado, geral e experimental).

2.4.2 Valores de redução para projeto (NBR15200) X Valores experimentais

Para o projeto de concreto, a NBR 15200:2004 não faz referência ao regime de temperatura para o qual seus valores prescritos foram obtidos, nem em qual dos 3 métodos de ensaio. A única distinção é entre o agregado utilizado (i.e. silicoso ou calcáreo).

Se compararmos os valores de redução para a resistência à compressão do concreto prescritos pela NBR15200:2004 com os resultados apresentados por Phan & Carino (2000)

observaremos falhas de projeto dependendo do agregado utilizado, do tipo de concreto ou da condição de exposição (Figura 2.31).

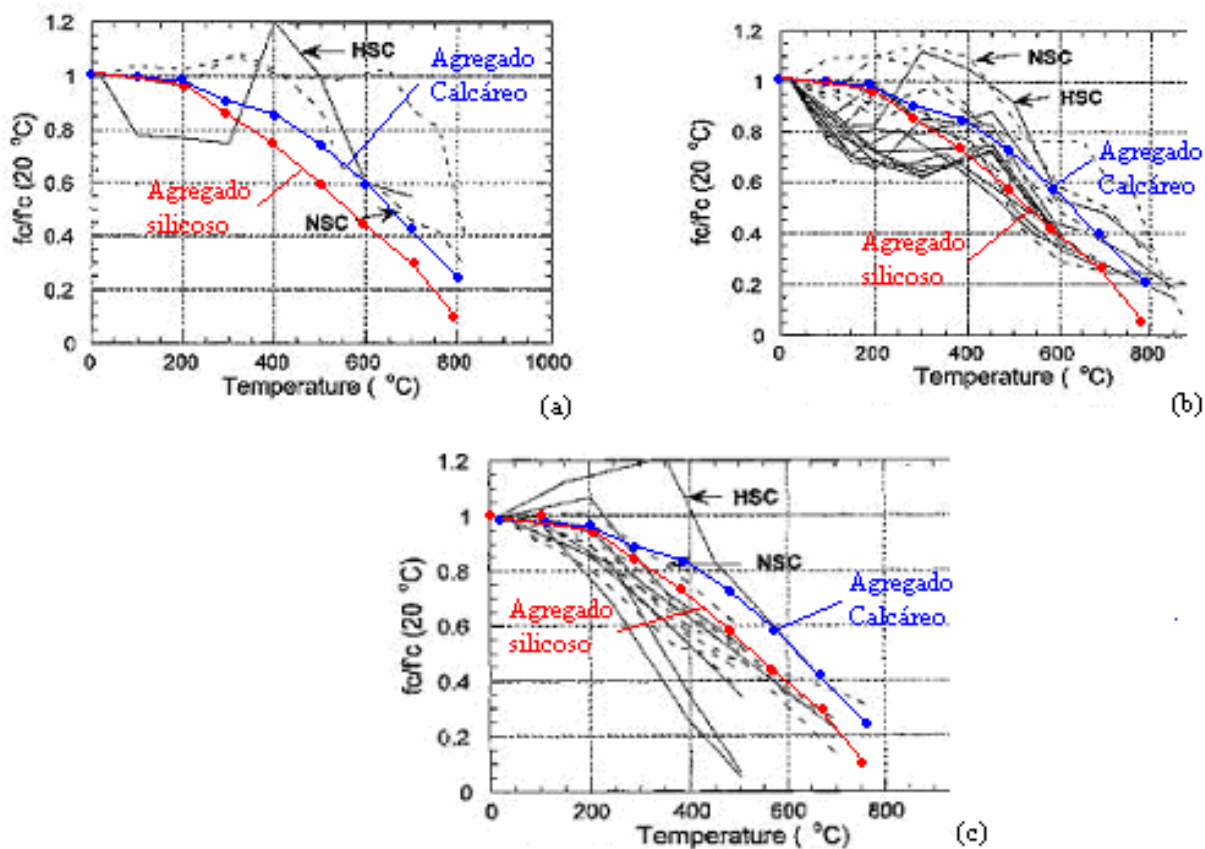


Figura 2.31 – Valores prescritos para redução da resistência à compressão pela NBR 15200:2004 (azul e vermelho) e os resultados apresentados por Phan & Carino (2000) para ensaios com pré-carregamento (a), sem pré-carregamento (b) e residual sem pré-carregamento (c).

Tais falhas são também observadas nos valores prescritos para o módulo de elasticidade do concreto (Figura 2.32).

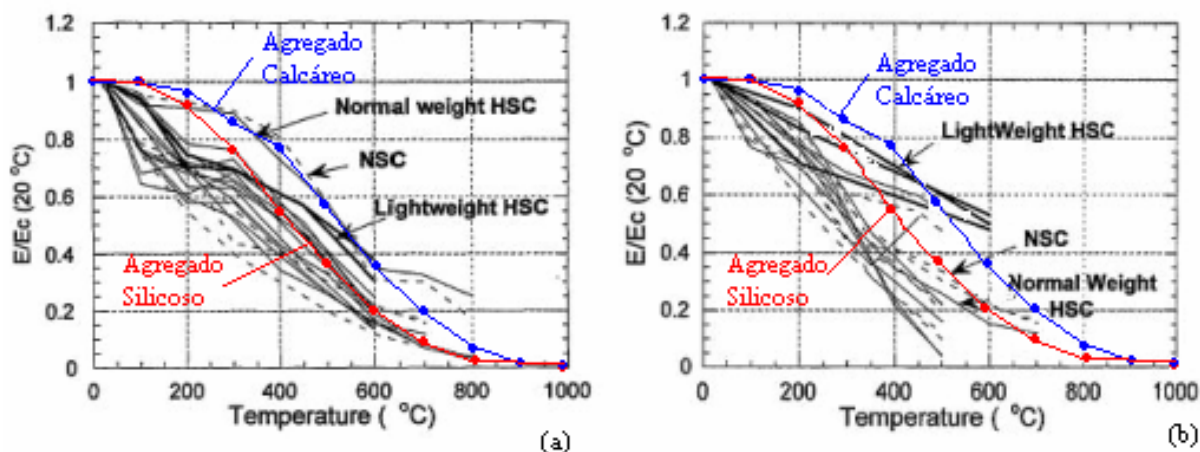


Figura 2.32 - Valores prescritos para redução do módulo de elasticidade pela NBR 15200:2004 (azul e vermelho) e os resultados apresentados por Phan & Carino (2000) para ensaios sem pré-carregamento (a) e residual sem pré-carregamento (b).

Já para o caso do aço é mais difícil uma comparação devido as diferenças de metodologia de ensaios mencionadas por Buchanan (2001). A NBR 15200:2004 não informa para que valores de deformações (i.e. 0,2%, 1% ou 2%) a resistência a tração a elevadas temperaturas foi definida.

De qualquer forma, a comparação dos valores prescritos tanto para resistência à tração como para módulo de elasticidade com os resultados divulgados por Xiao & König (2004) nos chamam a atenção para a possibilidade de falha no projeto (Figura 2.33 e Figura 2.34).

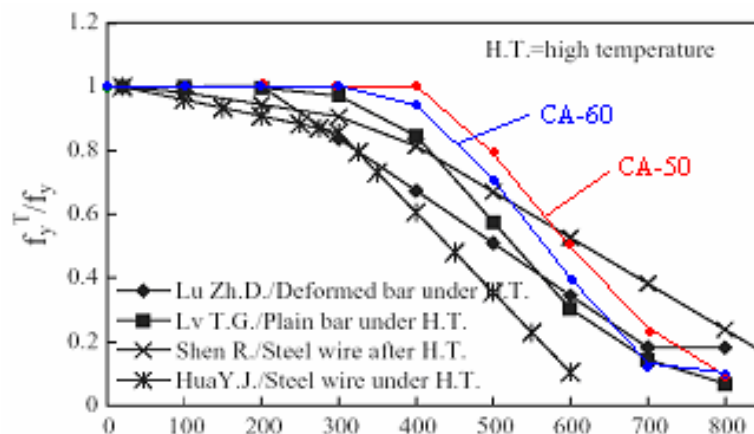


Figura 2.33 - Valores prescritos para redução da resistência à tração pela NBR 15200:2004 (azul e vermelho) e os resultados apresentados por Xiao e König (2004)

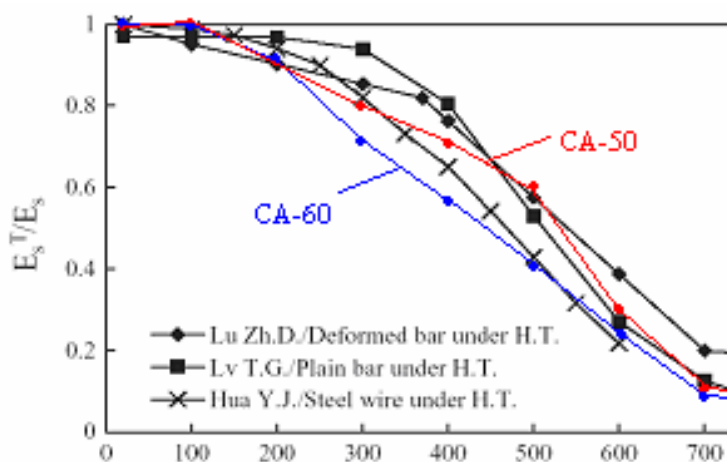


Figura 2.34 – Valores prescritos para redução do módulo de elasticidade pela NBR 15200:2004 (azul e vermelho) e os resultados apresentados por Xiao e König (2004).

Wang et al (2006) apresenta e compara resultados experimentais obtidos com barras para concreto armado com o EN 1994-1-2 concluindo que a Norma prevê a redução com uma segurança razoável. O mesmo não é verificado para a NBR15200:2004 (Figura 2.35 e Figura 2.36).

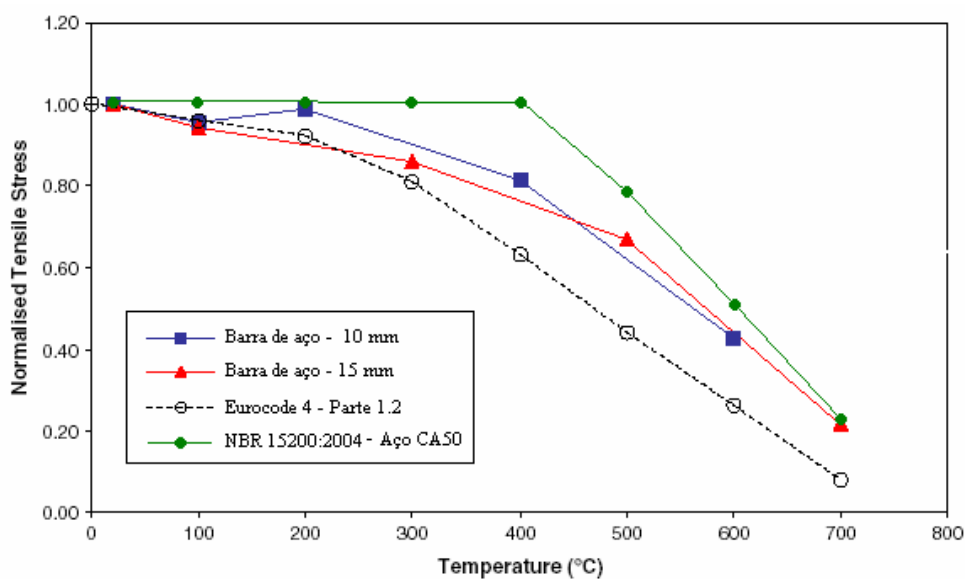


Figura 2.35 – Redução de resistência à tração para barras de aço de 10 mm (azul), 15mm (vermelho) obtidos por Wang et al (2006) e os valores prescritos pelo Eurocode 4 (preto tracejado) e NBR 15200:2004 (verde)

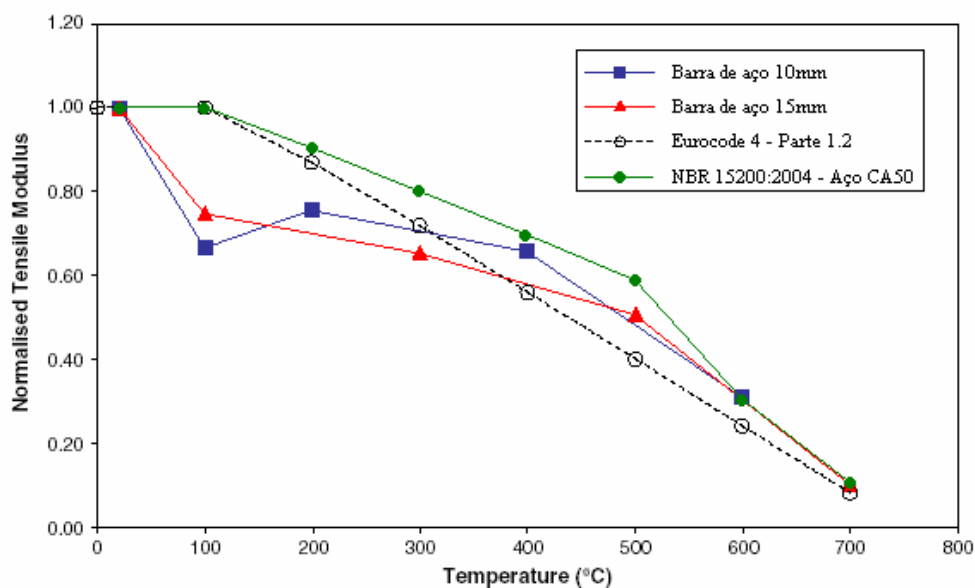


Figura 2.36 – Redução do módulo de elasticidade para barras de aço de 10 mm (azul), 15mm (vermelho) obtidos por Wang et al (2006) e os valores prescritos pelo EC 4 (preto tracejado) e NBR 15200:2004 (verde)

2.4.3 Métodos de verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio

A NBR 15200:2004 agrupa os métodos para verificação de estruturas de concreto armado em situação de incêndio em quatro grupos: método tabular, simplificado, geral de cálculo e experimental. No entanto só fornece informações detalhadas para projeto sobre o primeiro. Para os demais ela se limita a permitir o uso sem entrar em maiores detalhes.

A seguir apresentaremos um breve resumo das considerações e aplicabilidade de cada um destes métodos.

- *Método tabular*

Propõe recobrimentos mínimos (c) em concreto ou materiais isolantes, como argamassas a base de vermiculita e gesso, para proteção da região da peça exposta ao fogo. Esta verificação considera o tipo de elemento estrutural, sua geometria e o TRRF, trabalhando, dessa forma, no domínio do tempo.

Estas tabelas são encontradas em diversas normas de diversos países, a exemplo cita-se ACI 216R, EN 1992-1-2 entre muitos outros.

A Tabela 2.9 apresenta valores de recobrimento de concreto para vigas biapoiadas extraídas da NBR 15200:2004.

Tabela 2.9 – Recobrimento mínimo para vigas biapoiadas

TRRF Min	Combinações de $b_{\min}/c$ mm/mm				$b_{w\min}$ mm
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	90/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/55	190/45	300/40	400/35	100
120	190/65	240/60	300/55	500/50	120

FONTE: NBR 15200:2004

As versões mais recentes das normas internacionais, como a versão mais recente do EN 1992-1-2, já consideram aspectos de estanqueidade, esbeltez, condições de vínculos, taxas de armadura e carregamento (Costa et al, 2002-a).

Os métodos tabulares têm como vantagem a praticidade e facilidade de aplicação. No entanto, se restringem aos elementos usuais apresentados nas tabelas.

- *Métodos Simplificados*

Propõe uma análise no domínio da resistência, identificando a redução da capacidade resistente da seção em função da temperatura atingida. Seu uso é aconselhado para verificação de elementos individuais.

Basicamente, utilizam a consideração que a certa temperatura o concreto passa a oferecer resistência nula, ou seja, simula a redução de resistência à compressão do concreto através de uma redução da seção geométrica definida pela isoterma da temperatura limite (i.e. temperatura a partir da qual a resistência do concreto é considerada zero). As propriedades mecânicas das barras de aço são reduzidas pelos coeficientes de redução prescritos pelas normas.

Os métodos simplificados mais conhecidos são o método de Hertz e o método dos 500°C. Ambos os procedimentos de cálculos resumem-se em:

- Determinar a distribuição de temperatura na seção estudada;
- Reduzir a seção transversal (i.e. despreza-se a região acima da temperatura crítica);
- Determinar a temperatura das barras de aço;
- Estimar a capacidade resistente da seção de forma semelhante à verificação a temperatura ambiente;

- Comparar a capacidade resistente a temperatura elevada com a resistência a temperatura ambiente.

Caso somente a região tracionada seja atingida por temperaturas relevantes (i.e. críticas), como é o caso de algumas lajes e vigas T, por exemplo, a verificação limita-se a redução na capacidade resistente do aço.

Já em situações em que a região comprimida também é afetada, como é o caso de vigas hiperestáticas e pilares, é necessária a verificação tanto do concreto (i.e. redução da seção) como a do aço (i.e. redução das propriedades mecânicas).

As normas internacionais, geralmente, não apresentam maiores detalhes sobre estes métodos, deixando os projetistas livres para aplicar suas considerações para o dimensionamento. Apesar disto, diversos trabalhos tem abordado tais métodos deixando seu procedimento de cálculo bastante difundido. A exemplo destes trabalhos, cita-se Buchanan (2001) e Costa & Silva (2006).

- *Métodos gerais de cálculo*

Em uma estrutura real, a hiperestaticidade comum das estruturas, aumenta a capacidade de resistência ao fogo, uma vez que o colapso não é verificado com o alcance do estado plástico em apenas uma das seções da peça estrutural.

Por outro lado, as altas temperaturas desenvolvidas provocam deformações extras das consideradas no projeto a temperatura ambiente (i.e. deformações provenientes da tensão aplicada). São as deformações provenientes da dilatação dos corpos, do fenômeno de creep potencializado pelo incêndio e devido a gradientes de temperatura existentes nas seções e ao longo da peça. Como nas estruturas existem restrições axiais a estas deformações, surgem esforços de 2ª ordem (i.e. esforços adicionais) na estrutura.

Uma análise por completo destas estruturas, devido a esta complexidade, só é possível com softwares específicos como, por exemplo, o SAFIR ou VULCAN ou por simulações com programas genéricos, como o ANSYS ou ABAQUS, capazes de modelar a estrutura através do uso de métodos numéricos.

- *Métodos experimentais*

Os métodos experimentais podem ser utilizados para verificação de peças já confeccionadas como é o caso de pré-moldados. Geralmente, é utilizado em último caso devido ao custo elevado, ao grande número de variáveis que podem influenciar a análise dos resultados e a impossibilidade de reprodução da situação real.

3 METODOLOGIA

3.1 Abordagem Experimental

O presente trabalho quantifica e avalia, em uma abordagem experimental, a redução na capacidade resistente de vigas isostáticas em concreto armado devido à ação de incêndios. Optou-se por estudar a ruptura a flexão, forma mais provável falha em vigas sob a ação do fogo (NBR15200:2004). A comparação será feita com resultados de vigas semelhantes não expostas ao fogo.

Ainda, moldaram-se corpos-de-prova cilíndricos de concreto para avaliar a resistência potencial à compressão do concreto e a perda devido a exposição executada neste experimento. Outros testes foram realizados com os agregados e amostras extraídas das vigas para caracterizar os materiais utilizados e as condições das amostras nos testes.

A seguir, em ordem cronológica, lista-se os detalhes de cada etapa para realização do experimento. Nestas encontram-se as características dos materiais e equipamentos utilizados, informações sobre a dosagem, dimensionamento, condição de cura, exposição e, finalmente, os ensaios realizados com as amostras.

No final, é apresentado um breve resumo dos métodos estatísticos utilizados para apoiar a análise dos resultados.

3.2 O método

3.2.1 Equipamentos Utilizados

Os equipamentos principais necessários à realização dos testes estão listados com sua aplicação na Tabela 3.1.

A Tabela 3.2 e Tabela 3.3 apresentam as características da prensa, Figura 3.1, e da câmara de combustão, Figura 3.2, utilizadas nos experimentos.

Tabela 3.1 - Equipamentos utilizados nos experimentos

Nº	Quant.	Descrição do equipamento	Aplicação
01	01	Paquímetro eletrônico	Determinação das dimensões dos corpos-de-prova
02	01	Régua metálica milimetrada	
03	20	Termopares com isolamento mineral – Tipo K (Ni-Cr)	Determinação das temperaturas
04	01	Prensa de compressão (características - Tabela 3.2)	Aplicação das cargas nas vigas e corpos-de-prova; Determinação da carga de ruptura dos corpos-de-prova
05	01	Celula de carga – Capacidade max 30 tf	Determinação da carga de ruptura das vigas
06	03	Sistemas de aquisição de dados – Tipo: Spider 8	Aquisição de dados dos termopares e da célula de carga
07	01	Estufa de aquecimento elétrico	Aquecimento das amostras para testes de umidade
08	9 m ²	Manta de fibra cerâmica para 1200°C	Isolamento da superfície de contato e dos furos
09	01	Câmara de combustão a gás natural (características - Tabela 3.3)	Aquecimento das amostras para testes de resistência

Tabela 3.2 – Características da prensa utilizada nos experimentos

Nº	Características da Prensa	
01	Número de identificação:	33488
02	Modelo:	265/7 – 1971 da WPM
03	Capacidade Máxima:	300 tf
04	Escala adotada nos ensaios:	Escala B: 0 tf a 150 tf
05	Subdivisões:	500 kgf
06	Certificado de Calibração:	Nº 059/06 fornecido pelo Centro tecnológico de controle da qualidade L. A. Falcão Bauer (ANEXO 1)
07	Localização:	Laboratório de estruturas do depto. de Eng. Civil – UFPE - Recife - PE

Tabela 3.3 – Características da câmara de combustão utilizada nas exposições

Nº	Características da Câmara de combustão	
01	Dimensões externas	2,6 m x 2,35 m x 1,6 m
02	Dimensões internas	2,10 m x 1,00 m x 1,00 m
04	Potência do queimador utilizado	402.000 kcal/h
05	Combustível:	Gás Natural
06	Localização:	Escola Francisco Adrissi Ximenes Aguiar – Serviço Nacional de Aprendizagem Industrial – SENAI. Cabo de Santo Agostinho – PE



Figura 3.1 – Prensa utilizada nos testes



Figura 3.2 – Câmara de combustão utilizada nas exposições

3.2.2 Pré – teste

Antes da preparação e realização dos experimentos definitivos foi realizado um pré-teste com 6 vigas. O pré-teste permitiu a observação de falhas no planejamento do experimento, possibilitando os ajustes necessários nos procedimentos a serem realizados, bem como, o dimensionamento das vigas para a realização do experimento definitivo.

Como mudança destaca-se o aumento da distância entre o ponto de aplicação de carga e o extremo da viga de 5cm para 15cm. Isto para possibilitar um melhor apoio da viga caso ocorra lascamentos nos cantos vivos extremos da viga.

Nesta nova configuração, ocorreram rupturas devido ao cortante, caso não desejado no estudo, dessa forma reduziu-se o diâmetro da armadura longitudinal principal de 12,5mm para 10,0mm.

O pré-teste ainda possibilitou verificar que as dimensões, pesos e cargas aplicadas estavam dentro da previsão adequada para utilização dos equipamentos necessários para os experimentos.

3.2.3 Dimensionamento das armaduras

As dimensões da peça estrutural (viga) encontram-se na Tabela 3.4. A escolha destas dimensões deve-se as restrições de espaço da câmara de combustão.

Tabela 3.4 – Dimensões geométricas da viga

Dimensão	Valor
Base	12 cm
Altura	20 cm
Comprimento	150 cm

O dimensionamento das armaduras (longitudinal e transversal) seguiu, no geral, as exigências da NBR 6118:2003. Houve o reforço da armadura transversal para impedir a ruptura por cortante. A escolha do modelo estrutural clássico apresentado na Figura 2.10 (a) deve-se ao objetivo de estudar falhas por flexão. No dimensionamento, ainda considerou-se a carga proveniente do peso próprio da viga e da viga metálica de distribuição de cargas apesar destes valores serem bastante inferiores a carga aplicada.

A resistência à compressão do concreto escolhida para dimensionamento foi 30 MPa (usualmente utilizado na região metropolitana do Recife). A planilha utilizada para o dimensionamento das armaduras encontra-se no APÊNDICE 2. A solução adotada é apresentada na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Resumo do dimensionamento

Armadura	Aço
Longitudinal	2Ø10mm – Aço CA50 tipo B
Transversal (estribos)	Aço CA60 tipo B, sendo: Ø6mm / espaçamento de 6 cm na região de maior EC. Ø6mm / espaçamento de 8 cm na região de menor EC.

3.2.4 Dosagem do concreto

O concreto utilizado para os experimentos definitivos foi dosado em central (Figura 3.3) para uma resistência característica a compressão (f_{ck}) de 30 MPa e slump de 60 ± 10 mm. A escolha do traço ficou restrita as opções oferecidas pelo software de dosagem da central sendo escolhido um comumente utilizado na região metropolitana do Recife. A Tabela 3.6 apresenta as quantidades utilizadas para a betonada e a Tabela 3.7 resume as características relevantes para a dosagem.



Figura 3.3 – Dosagem do concreto utilizado nos experimentos na central

Tabela 3.6 – Quantidades utilizadas

Produto	Quantidade	Unidade
Cimento CP II F32 (Poty) ¹	837	Kg
Areia Branca – Jazida	1809	Kg
Areia Média – Votorantim	603	Kg
Brita 25mm	3741	Kg
Água	456	L
Retardador de Pega MBT 61R	2,637	L

¹ Cimento Portland composto com filer (material carbonático) segundo a NBR:11578:1991 – Cimento Portland composto.

Tabela 3.7 – Características do concreto

Parâmetro	Valor
f_{ck}	30 MPa
Slump solicitado	60±10 mm
Traço em massa (cimento : areia : brita)	1 : 2,88 : 4,47
Fator água/cimento	0,54

3.2.5 Moldagem e Cura

A moldagem (Figura 3.4) de todas as vigas ocorreu no mesmo dia (16/02/06). O processo completo desde a hora da adição da água de amassamento até o final da moldagem durou em torno de 3 horas. Antes do início da moldagem, descartaram-se alguns carros de mão retirados do caminhão betoneira.



Figura 3.4 – Fotos da moldagem das vigas e corpos-de-prova

O teste de abatimento realizado antes da moldagem indicou slump de 50 mm. Desta forma utilizou-se vibradores de imersão para o adensamento do concreto nas formas. Ainda

foram moldados corpos-de-prova, segundo a NBR 5738:2003, de dimensões 10 cm x 20 cm e 15 cm x 30 cm para determinação da resistência à compressão.

Foi moldado um total de 35 vigas e 100 corpos-de-prova, sendo 50 de dimensão 150mm x 300mm e os outros 50 de 100mm x 200mm.

As vigas e os corpos-de-prova permaneceram nas formas, cobertas por uma lona plástica durante um período de cura inicial de 24 horas. Após este período as vigas foram submetidas em cura ambiente e cobertas por pó de serra úmido que foi molhado diariamente por 28 dias. Os corpos-de-prova foram submetidos a cura úmida de acordo com as exigências da NBR 9479:1994.

Após os 28 dias, as vigas e os corpos-de-prova foram submetidos a cura ambiente para reduzir sua umidade até a data de ensaio. Este período de cura ao ar livre também foi em torno de 28 dias.

3.2.6 Tipos de recobrimento

Além de verificar a perda de resistência nos elementos de viga, os testes têm como objetivo verificar a influência dos recobrimentos na proteção ao fogo. Deste modo testou-se recobrimentos com espessuras de:

- *Recobrimento de 1,5 cm de concreto:*

Estabelecido para zonas urbanas pela NBR6118:1980 (antiga norma de projeto em estruturas de concreto);

- *Recobrimento de 3,0 cm de concreto:*

Estabelecido para zonas urbanas pela NBR6118:2003;

- *Recobrimento de Gesso:*

A NBR15200:2004 estabelece recobrimento de 4 cm de concreto para TRRF de 1 hora. A espessura real deste recobrimento pode ser reduzida com a utilização de materiais isolantes. Desse modo, adotou-se a solução equivalente com 1,5 cm de concreto e 0,8 cm de gesso.

- *Recobrimento de Vermiculita*

Recobrimento equivalente a 4 cm de concreto obtido e com 1,5 cm de concreto e 0,8 cm de vermiculita.

Os recobrimentos especiais (gesso e vermiculita não foram aplicados aos corpos-de-prova.

3.2.7 Exposição ao fogo

As exposições ao fogo realizaram-se na câmara de combustão da escola Francisco Adrissi Ximenes Aguiar (SENAI – FAXA) no município do Cabo de Santo Agostinho – PE.

As vigas foram expostas ao fogo em 3 faces, situação geralmente verificada em incêndios reais. A face comprimida da viga foi isolada com a manta de fibra cerâmica (material isolante) no interior da câmara de combustão. A Figura 3.5 ilustra a situações descrita acima.

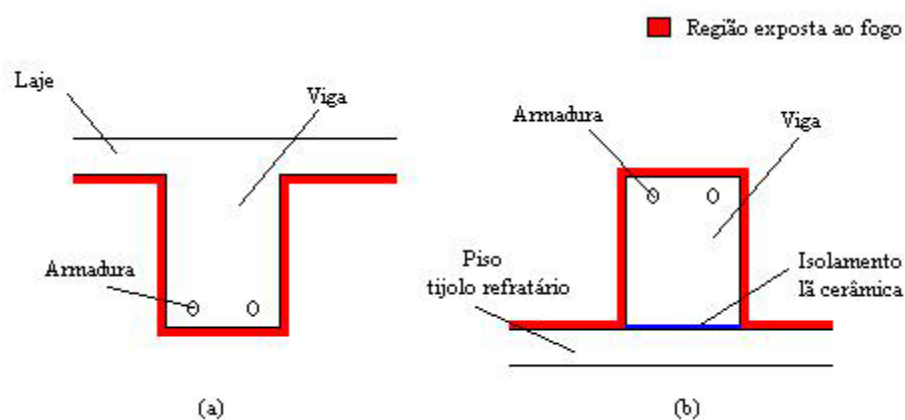


Figura 3.5 – Viga em uma situação real de incêndio (a) e sua situação de exposição ao fogo no interior da câmara de combustão (b).

A temperatura no interior da peça estrutural, assim como, dos gases no interior da câmara de combustão foram monitoradas pelos 20 termopares utilizados. No interior da viga, os termopares foram localizados a diferentes profundidades conforme o desenho esquemático da Figura 3.6. Os furos foram isolados com a manta de fibra cerâmica (Figura 3.7).

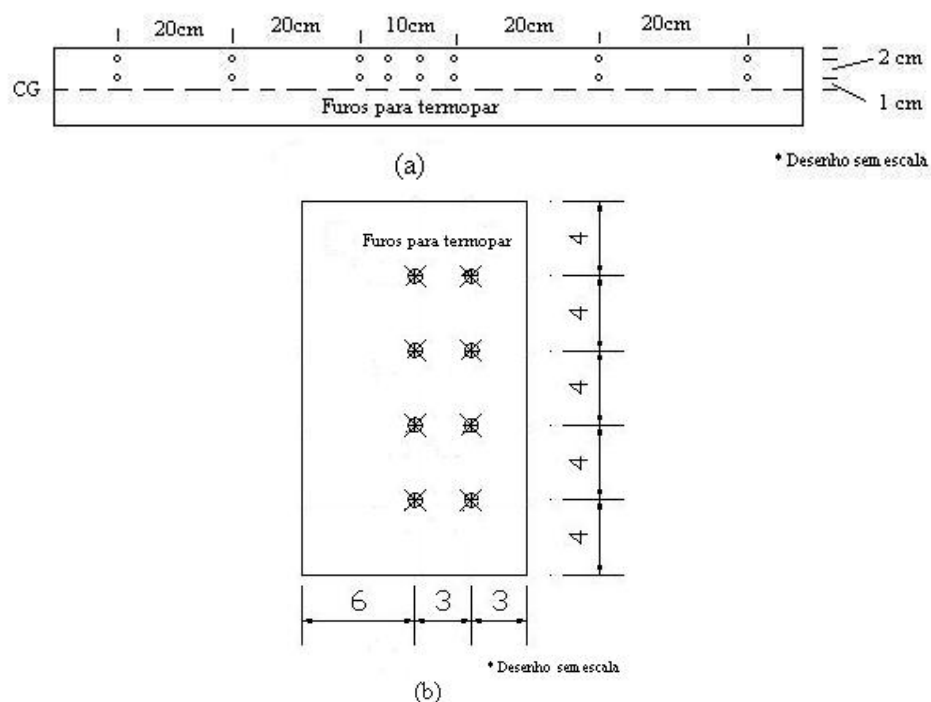


Figura 3.6 – Desenho esquemático das posições dos termopares ao longo da viga (a) e na seção principal (b)



Figura 3.7 – Termopares localizados no interior da peça estrutural

As leituras dos termopares que monitoraram a temperatura dos gases da fornalha foram registradas a cada segundo automaticamente pelo software do computador. Os termopares localizados na peça estrutural tinham suas leituras registradas manualmente a cada 10 minutos. Os 3 termopares fixos da câmara de combustão localizados na parte superior da fornalha também tiveram leituras registradas manualmente (Figura 3.8).



Figura 3.8 – Equipe realizando as leituras das temperaturas

Cada rodada de exposição (i.e. experimento) foi composta por 3 vigas, onde uma foi furada para colocação dos termopares e 8 corpos-de-prova, sendo 4 de dimensões 150mm x 300mm e 4 de 100mm x 200mm (Figura 3.9).



Figura 3.9 – Distribuição das vigas e corpos-de-prova para exposição

O tempo de exposição variou conforme o experimento e é apresentado na Tabela 3.8 junto com o resumo dos experimentos realizados.

Tabela 3.8 – Resumo das exposições realizadas

Nº	Descrição	Tempo de exposição	Legenda	Nº vigas	Nº CP's
01	Recobrimento 1,5 cm (NBR6118:1980)	60 minutos	REC15_60min	03	09
02	Recobrimento 3,0 cm (NBR6118:2003)	60 minutos	REC30_60min	03	09
03	Recobrimento equivalente 4,0 cm (NBR15200:2004)	60 minutos	RECgesso_60min	03	09
04	Recobrimento equivalente 4,0 cm (NBR15200:2004)	60 minutos	RECverm_60min	03	09
05	Recobrimento 1,5 cm (NBR6118:1980)	120 minutos	REC15_120min	03	08
06	Recobrimento 1,5 cm (NBR6118:1980)	210 minutos	REC15_210min	03	08
07	Recobrimento 3,0 cm (NBR6118:2003)	210 minutos	REC30_210min	03	08
08	Recobrimento equivalente 4,0 cm (NBR15200:2004)	210 minutos	RECgesso_210min	03	08
09	Recobrimento equivalente 4,0 cm (NBR15200:2004)	210 minutos	RECverm_210min	03	08

Devido a impossibilidade da retirada das peças ainda aquecidas do interior da câmara de combustão (Figura 3.10), houve um período de resfriamento em torno de 24 horas entre a exposição e os ensaios de resistência.



Figura 3.10 – Amostras logo após o final da exposição

3.2.8 Ensaios de resistência e demais ensaios

Os ensaios de resistência residual foram realizados no laboratório de estruturas da Universidade Federal de Pernambuco (Recife – PE). A máquina utilizada para aplicação do carregamento foi a de nº33488 (Figura 3.1). Estes ensaios foram realizados em torno de 24 horas após o término da exposição.

As vigas foram carregadas de acordo com o modelo estrutural de dimensionamento (Figura 2.10) até a sua ruptura. A carga de ruptura das vigas foi determinada através de uma célula de carga de 30 tf com suas leituras ajustadas pelo certificado de calibração (ANEXO 1).

Os corpos-de-prova foram ensaiados segundo a NBR 5739:1994. A carga de ruptura foi registrada pelo próprio manômetro da máquina. A escala B foi utilizada para os ensaios e seu certificado de calibração encontra-se no ANEXO 1.

Ainda foram realizados ensaios para determinação da umidade em massa (h) e densidade seca (d_{seca}) do concreto das vigas. Para isto foram utilizadas 8 amostras sendo 4 prismáticas e 4 cilíndricas extraídas de diferentes corpos-de-prova submetidos a mesma condição ambiente que as vigas até o início dos experimentos.

O procedimento do ensaio consiste basicamente em:

1. Extração e preparação das amostras extraídas dos corpos-de-prova;
2. Pesagem e medição (3 leituras) das dimensões das amostras;

3. Secagem em estufa elétrica com temperatura de aproximadamente 120°C;
4. Pesagem das amostras até a estabilidade da variação de massa. Esta condição foi definida quando a variação de massa for inferior 0,3% em todas as amostras;
5. Determinação da umidade h (%) em massa e da densidade seca d_{seca} (g/cm³) através das equações (3.1) e (3.2), respectivamente.

$$h = \frac{m_o - m_{\text{sec } a}}{m_{\text{sec } a}} \quad (3.1)$$

onde,

$m_{\text{sec } a}$ é a massa final da amostra

m_o é a massa inicial da amostra

$$d_{\text{sec } a} = \frac{m_{\text{sec } a}}{V} \quad (3.2)$$

onde,

$m_{\text{sec } a}$ é a massa final da amostra (g)

V é o volume da amostra (cm³)

3.3 Métodos estatísticos

Após os ensaios, foi necessário afirmar se estatisticamente a média de um grupo (i.e. experimento) era ou não diferente da de outro grupo. Esta questão foi respondida com a aplicação de Testes de Hipóteses.

3.3.1 Testes de hipóteses

Basicamente resume-se em verificar a rejeição ou não de uma hipótese nula (H_0). A hipótese alternativa (H_a) é a hipótese a ser aceita caso rejeite-se H_0 .

A análise é feita comparando-se o nível descritivo (p-value) que é função dos resultados da amostra com o valor da significância (α) que define a região de rejeição. Para os testes realizados neste estudo adotou-se significância α de 5%.

Desse modo, se:

- $p\text{-value} \leq \alpha \rightarrow$ rejeita-se a hipótese nula H_0
- $p\text{-value} > \alpha \rightarrow$ Não rejeita-se a hipótese nula H_0

Para análises unilaterais, como é o caso dos testes com as variâncias (seções 3.3.4 e 3.3.5) o nível descritivo é definido como:

$$p\text{-value} = P(\bar{X} < \bar{x}_{obs} | H_o \text{ verdadeira}) \quad \text{para } H_a : \mu < \mu_o \quad (3.3)$$

$$p\text{-value} = P(\bar{X} > \bar{x}_{obs} | H_o \text{ verdadeira}) \quad \text{para } H_a : \mu > \mu_o \quad (3.4)$$

Para análises bilaterais, como é o caso dos testes com as médias (seções 3.3.2 e 3.3.3) o nível descritivo é definido como:

$$p\text{-value} = 2 \times P(\bar{X} < \bar{x}_{obs} | H_o \text{ verdadeira}) \quad \text{se } x_{obs} < \mu_o \quad (3.5)$$

$$p\text{-value} = 2 \times P(\bar{X} > \bar{x}_{obs} | H_o \text{ verdadeira}) \quad \text{se } x_{obs} > \mu_o \quad (3.6)$$

A Figura 3.11 ilustra situações de não rejeição da hipótese nula (H_o) para os casos das equações (3.4) e (3.5).

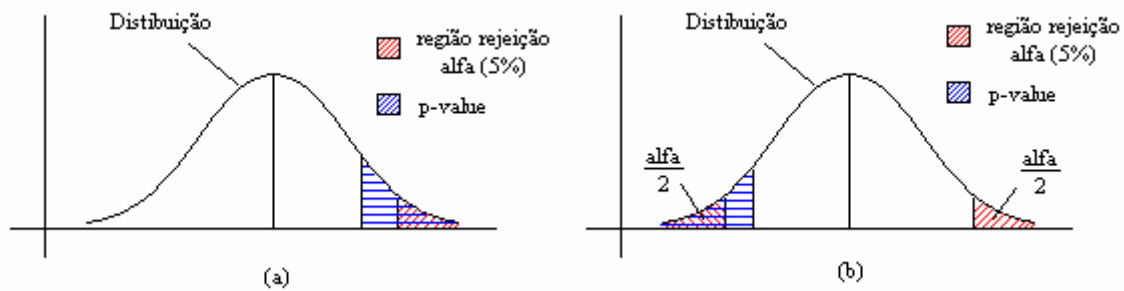


Figura 3.11 Ilustração de exemplos de teste de hipótese unilateral (a) e bilateral (b) para uma distribuição normal

A teoria e formulação dos testes de hipóteses utilizados podem ser encontradas em diversos livros de estatística. A exemplo cita-se Wackerly et al. (1966), DeGroot (2002) e NIST/SEMATECH (2006).

3.3.2 Testes de hipóteses para média com variância desconhecida

Uma vez que nossas amostras são pequenas (i.e. grupos com 3 resultados) utilizaremos a distribuição t-student para construção dos testes de hipóteses (Wackerly et al. 1966).

Deseja-se verificar:

- H_o : As amostras provêm da mesma população, ou seja, $\mu_1 = \mu_2$;
- H_a : As amostras provêm de populações diferentes, ou seja, $\mu_1 \neq \mu_2$;

Sabendo-se que duas amostras aleatórias com tamanhos n_1 e n_2 , foram extraídas de populações normais e cujos desvios padrão sejam iguais ($\sigma_1 = \sigma_2$) pode-se calcular a estatística t para este teste pelas equações (3.7) e (3.8).

$$t = \frac{|\bar{x}_1 - \bar{x}_2|}{\sigma \sqrt{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}}} \quad (3.7)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{n_1 \cdot s_1^2 + n_2 \cdot s_2^2}{n_1 + n_2 - 2}} \quad (3.8)$$

onde,

$\bar{x}_1$, n_1 e s_1 são, respectivamente, a média, o tamanho e o desvio padrão da amostra 1

$\bar{x}_2$, n_2 e s_2 são, respectivamente, a média, o tamanho e o desvio padrão da amostra 2

O nível descritivo (p-value) é obtido na distribuição t-student através das equações (3.9) e (3.10) com ν graus de liberdade ($\nu = n_1 + n_2 - 2$).

$$\int_0^\infty \frac{\left(1 + \frac{x^2}{\nu}\right)^{-\frac{(\nu+1)}{2}}}{\sqrt{\nu} \cdot \int_0^1 t^{-0,5} \cdot (1-t)^{0,5 \cdot \nu - 1} dt} dx = P \quad (3.9)$$

$$pvalue = 2 \times P \quad (3.10)$$

3.3.3 Análise de variância para amostras de diferentes tamanhos - ANOVA

A análise de k grupos (i.e. experimentos) ao mesmo tempo é possível com a aplicação de ANOVA. Assim as hipóteses a verificar passam a ser:

- H_0 : As amostras provêm da mesma população, ou seja, $\mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = \dots = \mu_k$;
- H_a : Pelo menos uma das médias μ_i provêm de população diferente das demais;

Sendo as amostras de tamanhos $n_1, n_2, n_3, \dots, n_k$, extraídas de populações com distribuições normais, com desvios padrão iguais. Desse modo pode-se calcular a estatística f através das equações (3.11) a (3.18).

$$\bar{Y}_i = \frac{1}{n_i} \sum_{j=1}^{n_i} Y_{ij} \quad (3.11)$$

$$\bar{Y} = \frac{1}{n_i} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} Y_{ij} \quad (3.12)$$

$$SQD = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} (Y_{ij} - \bar{Y}_i)^2 \quad (3.13)$$

$$SQE = \sum_{i=1}^k n_i \cdot (\bar{Y}_i - \bar{Y})^2 \quad (3.14)$$

$$SQT = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} (Y_{ij} - \bar{Y})^2 \quad (3.15)$$

$$QME = \frac{SQE}{v_{entre}} \quad (3.16)$$

$$QMD = \frac{SQD}{v_{dentro}} \quad (3.17)$$

$$f = \frac{QME}{QMD} \quad (3.18)$$

O nível descritivo (p-value) é obtido na distribuição F de Snedecor através das equações (3.19), (3.20) e (3.21) com v_{entre} e v_{dentro} graus de liberdade ($v_{entre} = k - 1$ e $v_{dentro} = n - k$).

$$\int_0^f \frac{\Gamma\left(\frac{v_{dentro} + v_{dentro}}{2}\right) \cdot v_{entre}^{\frac{v_{entre}}{2}} \cdot v_{dentro}^{\frac{v_{dentro}}{2}}}{\Gamma\left(\frac{v_{entre}}{2}\right) \cdot \Gamma\left(\frac{v_{dentro}}{2}\right)} \cdot \frac{x^{\frac{v_{entre}-1}{2}}}{(v_{entre} \cdot x + v_{dentro})^{\frac{v_{entre}+v_{dentro}}{2}}} dx = P \quad (3.19)$$

$$\Gamma(y) = \int_0^{\infty} x^{y-1} \cdot e^{-x} dx \quad (3.20)$$

$$pvalue = 2 \times \min\{P; (1 - P)\} \quad (3.21)$$

3.3.4 Teste de comparação de variâncias entre 2 amostras

Em ambos os testes apresentados acima (seções 3.3.2 e 3.3.3) assume-se que os desvios padrão das populações eram iguais, ou seja, variâncias homogêneas. Desse modo, antes da aplicação de tais testes é necessária a verificação desta condição. Assim temos:

- H_0 : A variância das populações 1 e 2 são iguais, ou seja, $\sigma_1 = \sigma_2$;
- H_a : A variância das populações 1 e 2 são diferentes, ou seja, $\sigma_1 \neq \sigma_2$;

Desse modo, as hipóteses podem ser verificadas pela estatística da equação (3.22).

$$f = \frac{s_1^2}{s_2^2} \quad \text{sendo, } s_1^2 > s_2^2 \quad (3.22)$$

onde,

s_1^2 e s_2^2 são, respectivamente, as variâncias para a população 1 e 2.

O nível descritivo (p-value) é obtido através da equação (3.23) e o valor P na distribuição F de Snedecor (equações (3.19) e (3.20)) com v_1 e v_2 graus de liberdade ($v_1 = n_1 - 1$ e $v_2 = n_2 - 1$).

$$pvalue = (1 - P) \quad (3.23)$$

3.3.5 Testes de comparação de variâncias entre k amostras – Teste de Bartlett

A análise de k grupos (i.e. experimentos) ao mesmo tempo é possível com a aplicação do teste de Bartlett. Assim nossas hipóteses a verificar passam a ser:

- H_0 : A variância das k populações são iguais, ou seja, $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \dots = \sigma_k$;
- H_a : Ao menos uma das variância das k populações é diferente;

Desse modo, as hipóteses podem ser verificadas pela estatística χ^2 calculada pelas equações (3.24) e (3.25).

$$\chi^2 = \frac{(n-k) \cdot \ln(s^2) - \sum_{j=1}^k (n_j - 1) \cdot \ln(s_j^2)}{1 + \left(\frac{1}{3(k-1)} \right) \cdot \left(\left(\sum_{j=1}^k \frac{1}{n_j - 1} \right) - \left(\frac{1}{n-k} \right) \right)} \quad (3.24)$$

$$s^2 = \frac{\sum_{j=1}^k (n_j - 1) \cdot s_j^2}{(n-k)} \quad (3.25)$$

onde,

n é o somatório dos tamanhos das amostras

O nível descritivo (p-value) é obtido na distribuição Qui-quadrado através das (equação (3.26)) com v graus de liberdade ($v = k-1$) e significância α .

$$\int \frac{e^{\frac{-x}{2}} \cdot x^{\frac{\nu}{2}-1}}{x^2 2^{\frac{\nu}{2}} \cdot \int_0^{\infty} t^{\frac{\nu}{2}-1} \cdot e^{-t} dt} dx = pvalue \quad (3.26)$$

3.3.6 Teste de exclusão de valores dispersos – Teste de Dixon (ISO 5725-2)

Antes dos testes com as médias e variâncias (itens 3.3.2 a 3.3.5), aplicou-se o método de Dixon para identificar em cada grupo (i.e. experimento) valores discrepantes (outliers).

As estatísticas para verificação são apresentadas logo abaixo ((3.27) e (3.28)). O valor crítico (D_{cr}) é tabelado em função da significância α .

$$D_{inf} = \frac{x_2 - x_1}{x_n - x_1} \quad (3.27)$$

$$D_{sup} = \frac{x_n - x_{n-1}}{x_n - x_1} \quad (3.28)$$

Dessa forma se:

- $D_{estatístico} > D_{cr} \rightarrow$ Rejeita-se o valor;
- $D_{estatístico} \leq D_{cr} \rightarrow$ Não rejeita-se o valor;

O capítulo seguinte (Capítulo 4 - RESULTADOS) apresenta as leituras de temperaturas e resultados dos experimentos, assim como, a discussão e análise estatística dos valores obtidos.

4 RESULTADOS

4.1 Experimentos de 60 minutos

4.1.1 Análise da Temperatura

Antes de qualquer comparação de resultados é necessário garantir que as amostras foram submetidas a condições de exposição semelhantes nos quatro experimentos desta bateria. Conforme já mencionado estes experimentos foram:

- Vigas com recobrimento de 30 mm (REC30_60min);
- Vigas com recobrimento de 15 mm (REC15_60min);
- Vigas com recobrimento de gesso para TRRF de 60 minutos (RECgesso_60min);
- Vigas com recobrimento de vermiculita para TRRF de 60 minutos (RECverm_60min);

As curvas de crescimento da temperatura para os termopares Q1 (Figura 4.1) e Q3 (Figura 4.2), localizados na parte superior da câmara de combustão, garantem a reprodutibilidade necessária para esta bateria. Estes termopares foram escolhidos para esta análise por serem fixos em todos os experimentos. O termopar Q2 danificou-se durante os experimentos e, portanto, foi excluído da análise.

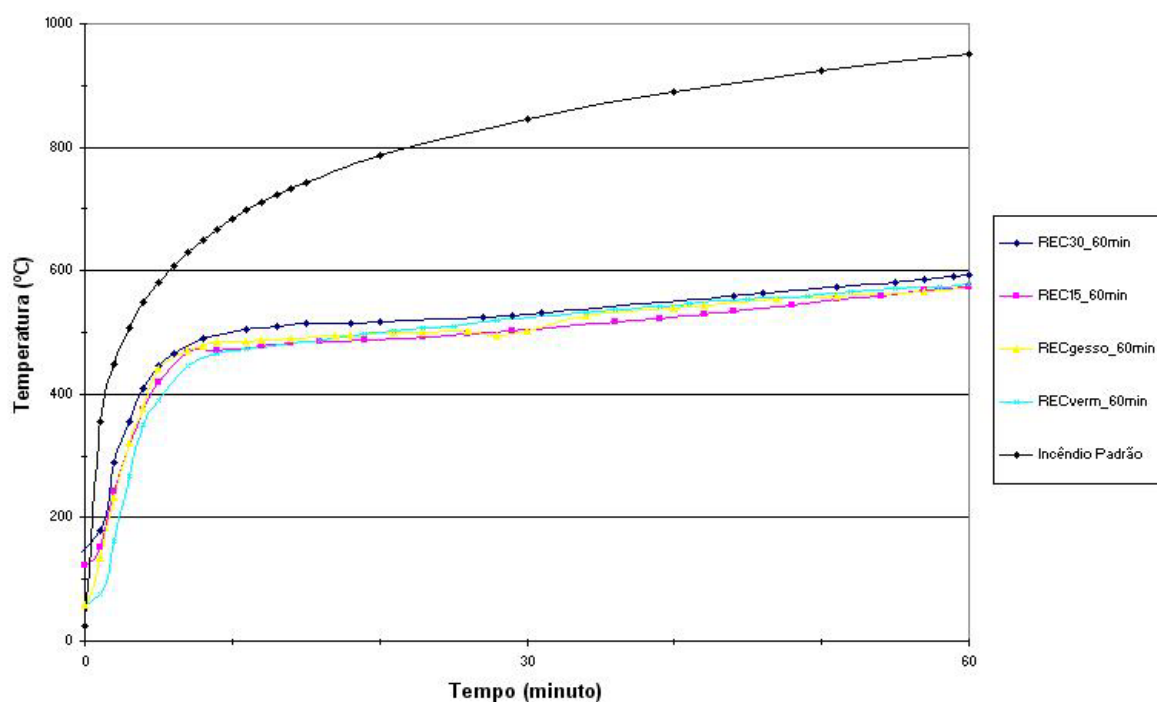


Figura 4.1 Curvas de crescimento do termopar Q1 para os experimentos de 60 minutos

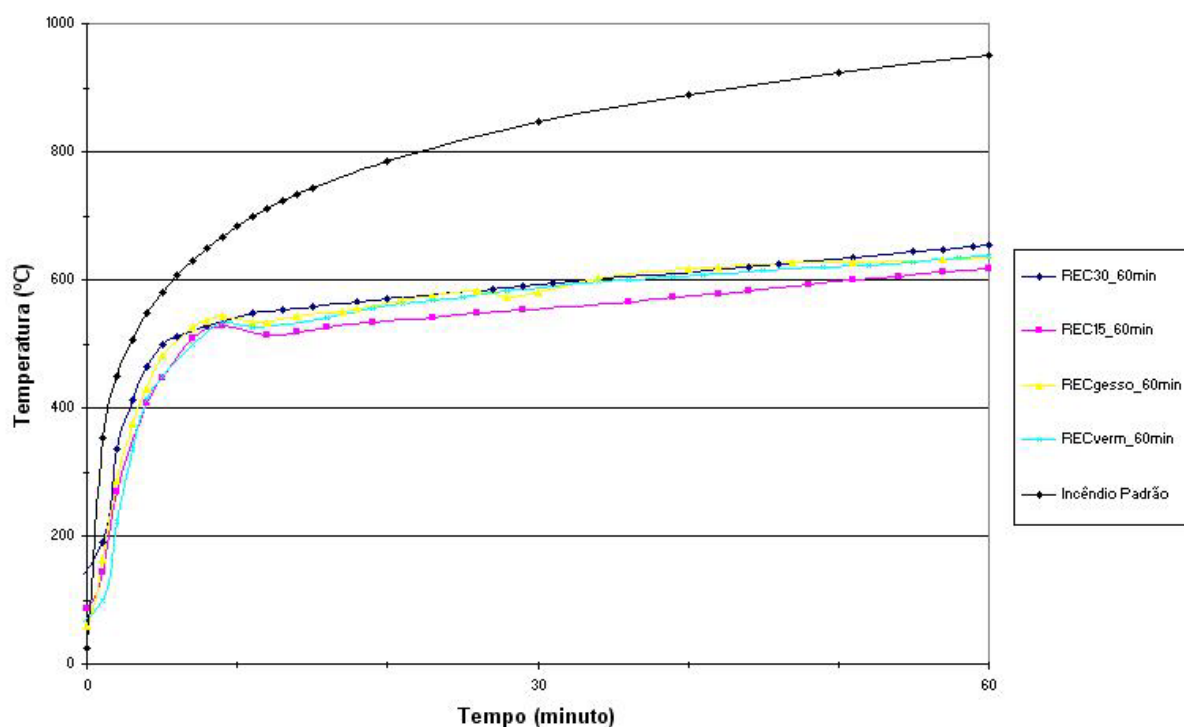


Figura 4.2 Curvas de crescimento do termopar Q3 para os experimentos de 60 minutos

Conforme o método da área equivalente, exposto na seção 2.1.3, o tempo de exposição de 60 minutos é equivalente a uma exposição de 42 minutos sob a ação da curva do incêndio padrão.

A limitação da capacidade de aquecimento da câmara de combustão utilizada impõe curvas de crescimento inferiores a do incêndio padrão (ilustrada no gráfico). Sendo necessário aumentar o tempo de exposição para observarmos temperaturas similares as de um incêndio real.

A temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão, onde se localizaram as amostras, foi monitorada por 8 termopares (TA, TB, TC, TD, TE, TF, TI e TJ) posicionados 40 cm acima do piso inferior. O esboço da localização destes termopares, assim como, dos termopares fixos (Q1 e Q3) encontram-se na Figura 4.3.

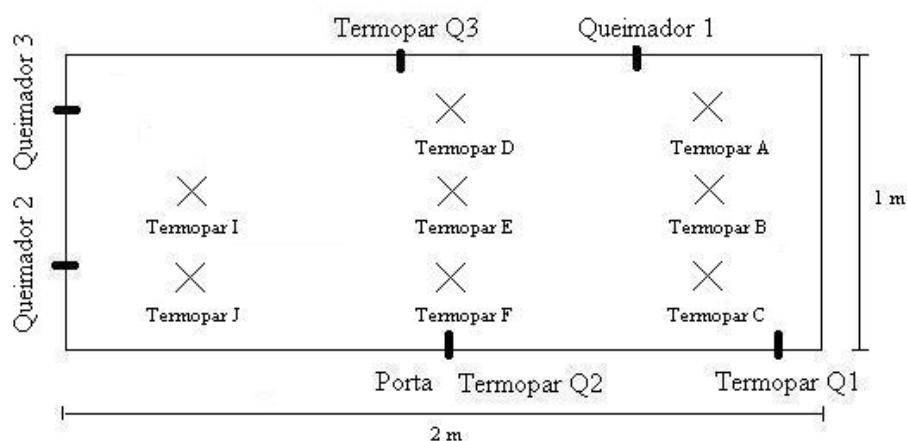


Figura 4.3 Layout da posição dos termopares utilizados para mapeamento das temperaturas dos gases na região inferior da câmara de combustão

A Figura 4.4 e Figura 4.5 ilustram a distribuição de temperatura na parte inferior da câmara para os instantes de 30 e 60 minutos respectivamente.

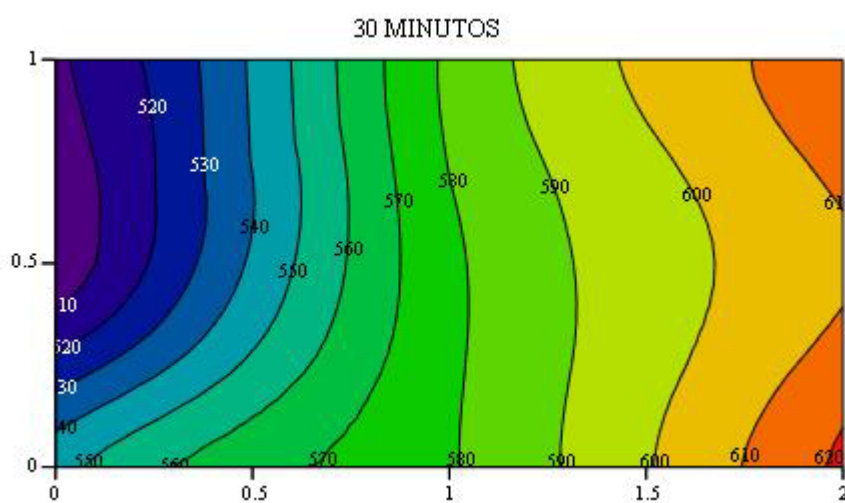


Figura 4.4 Temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão após 30 minutos de exposição

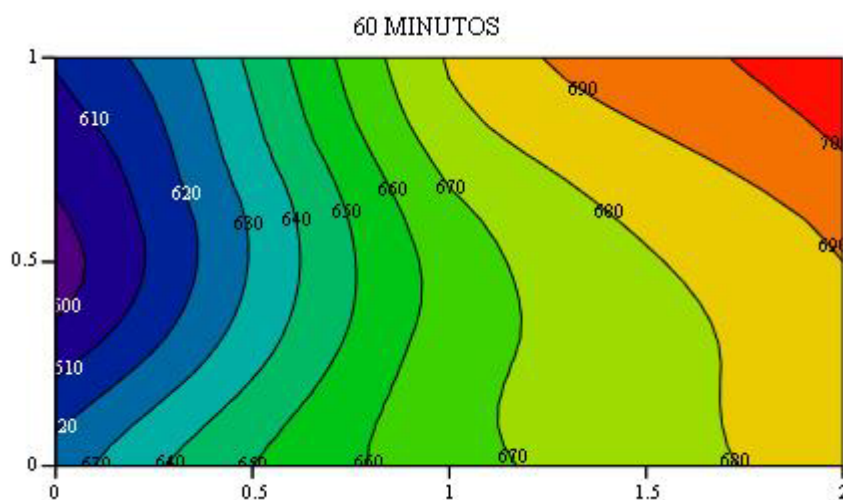


Figura 4.5 Temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão após 60 minutos de exposição

Durante todo o experimento observa-se um gradiente de temperatura bem definido principalmente, na parte inferior da câmara de combustão. O lado direito (i.e. oposto ao queimador Q3) apresenta as temperaturas mais elevadas. As temperaturas diminuem a medida que caminha-se para o lado esquerdo (i.e. lado do queimador Q3).

Os termopares localizados no interior das vigas nos permitiram acompanhar o crescimento da temperatura no interior das peças (Figura 4.7 e Figura 4.9). A localização dos termopares ao longo da viga, assim como suas profundidades (entre parênteses) encontram-se nos layouts da Figura 4.6 e Figura 4.8.

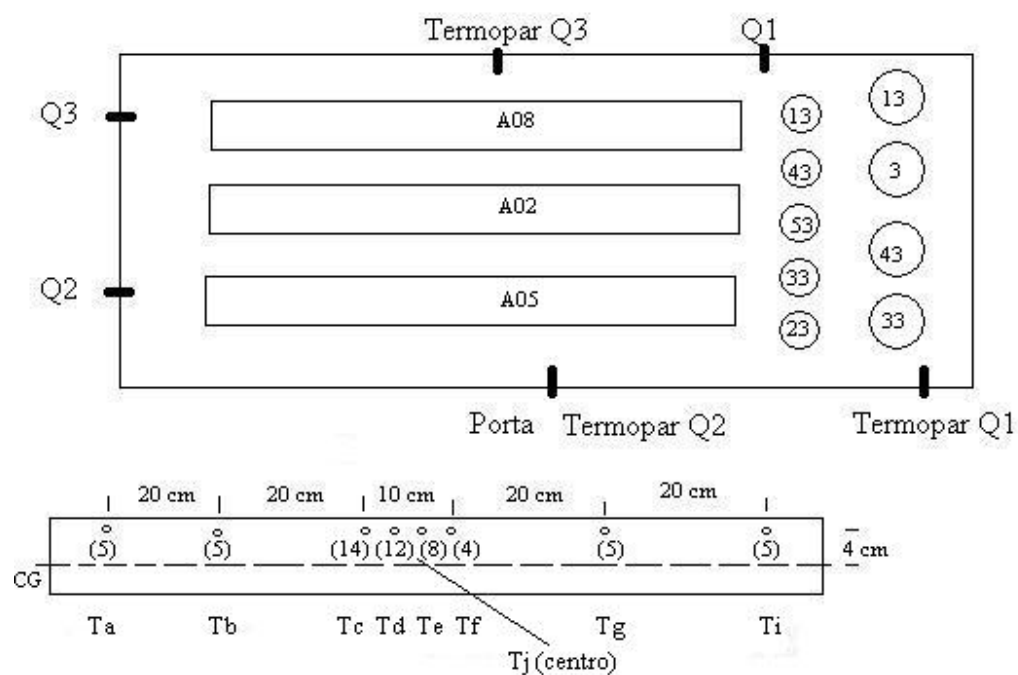


Figura 4.6 – Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC30_60min

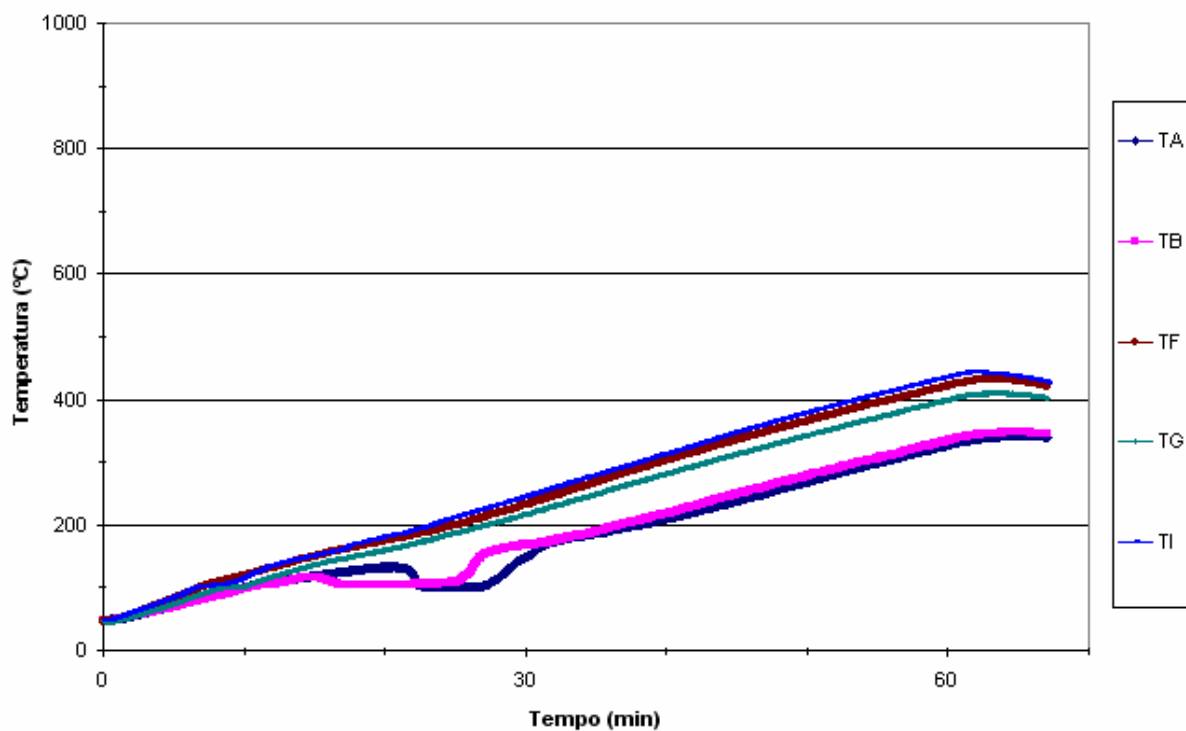


Figura 4.7 Crescimento da temperatura no interior das vigas no experimento REC30_60min a 4 cm do eixo central da viga

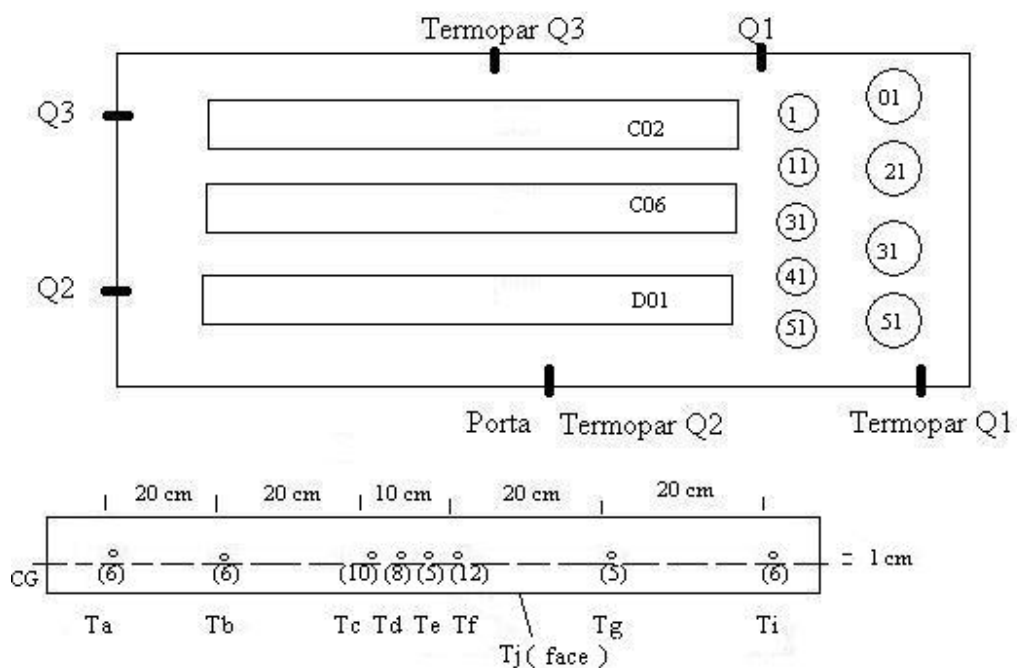


Figura 4.8 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC15_60min

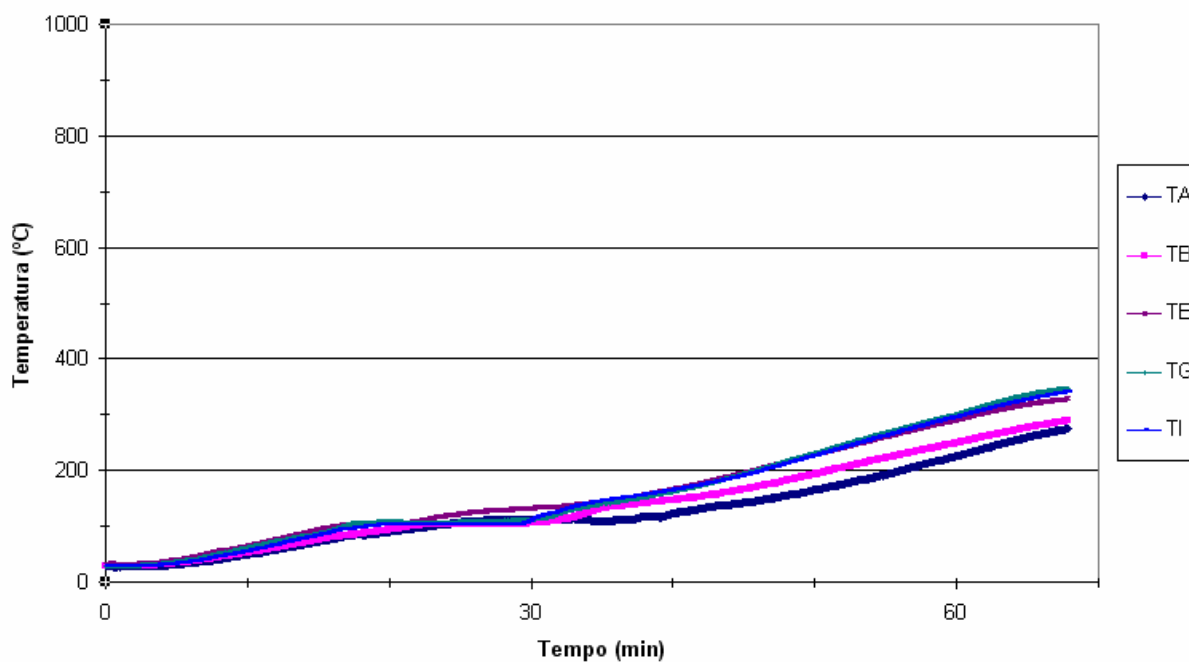


Figura 4.9 Crescimento da temperatura no interior das vigas no experimento REC15_60min a 1 cm do eixo central da viga

Observa-se que a temperatura atingida em praticamente todo o experimento encontra-se abaixo dos 400°C. Tal temperatura, segundo a revisão bibliográfica (Phan, 1996 e Xiao &

König 2004), é suficiente para reduzir a resistência à compressão do concreto, mas, não para a redução de resistência a tração do aço.

Próximos aos 100°C as curvas de crescimento tornam-se constantes por um período de aproximadamente 10 minutos. Isto deve-se a mudança de estado da água livre existente nas peças. Este fenômeno também foi observado em corpos de prova em experimentos anteriores e é reportado por Phan et al. (2000), Kalifa et al. (2000) e Rios (2005-b).

É importante ressaltar que devido ao gradiente de temperatura existente no interior da câmara de combustão é observada uma diferença de aproximadamente 100°C entre os extremos das vigas.

Os termopares localizados em diferentes profundidades nos permitem estimar a temperatura na seção principal da viga. A Figura 4.10 ilustra esta distribuição. O espaço em branco na parte superior da seção deve-se a ausência de termopares nesta região, o que impossibilita a interpolação das isoterma.

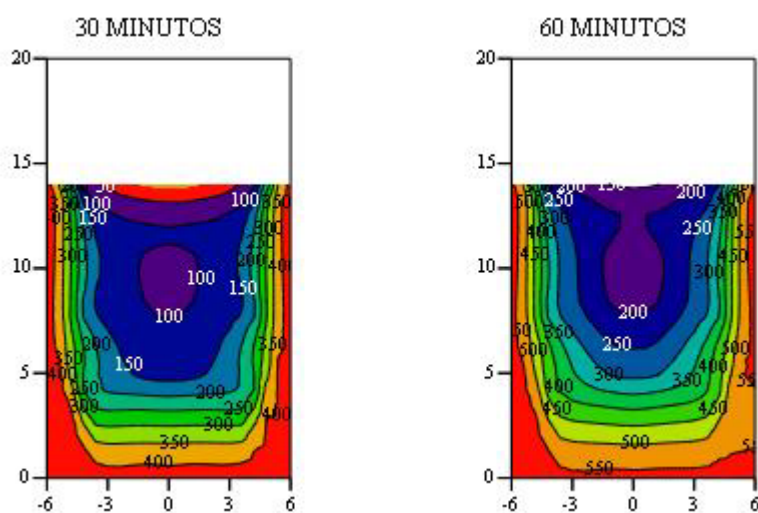


Figura 4.10 Distribuição da temperatura na seção principal da viga com 30 minutos e 60 minutos de exposição

Os revestimentos de proteção (i.e. gesso e vermiculita) foram eficazes reduzindo a taxa de aquecimento no interior das vigas. Nesta bateria de ensaios, o gesso (Figura 4.12) apresentou melhores resultados (i.e. reduziu mais a temperatura) do que a vermiculita (Figura 4.14).

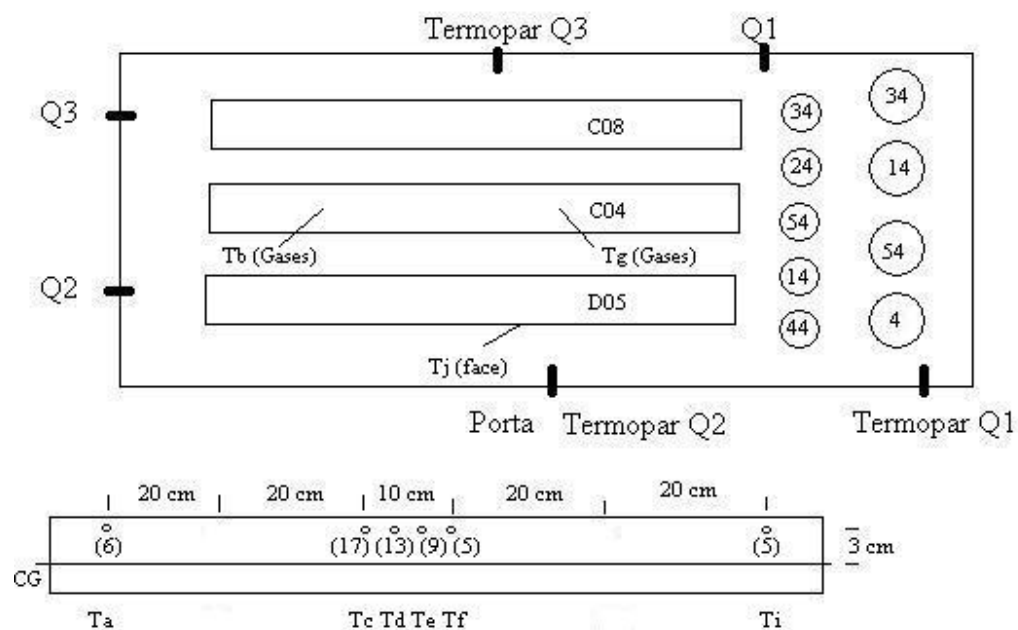


Figura 4.11 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento RECgesso_60min

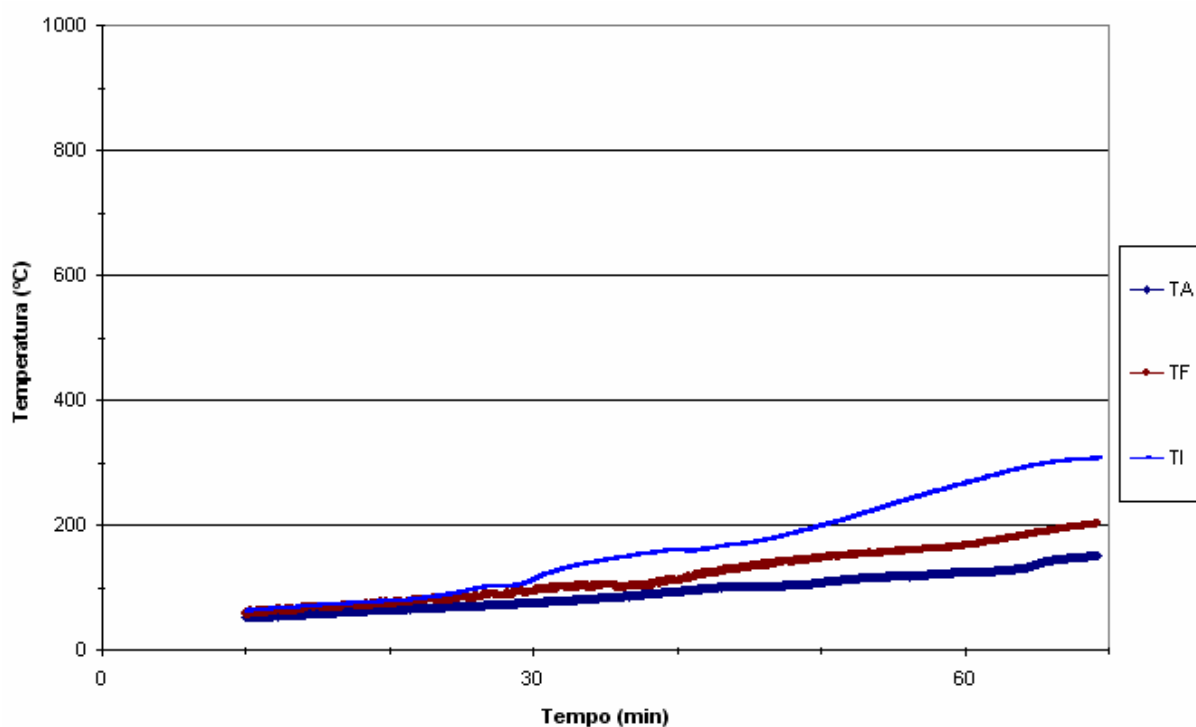


Figura 4.12 Crescimento da temperatura no interior das vigas no experimento RECgesso_60min

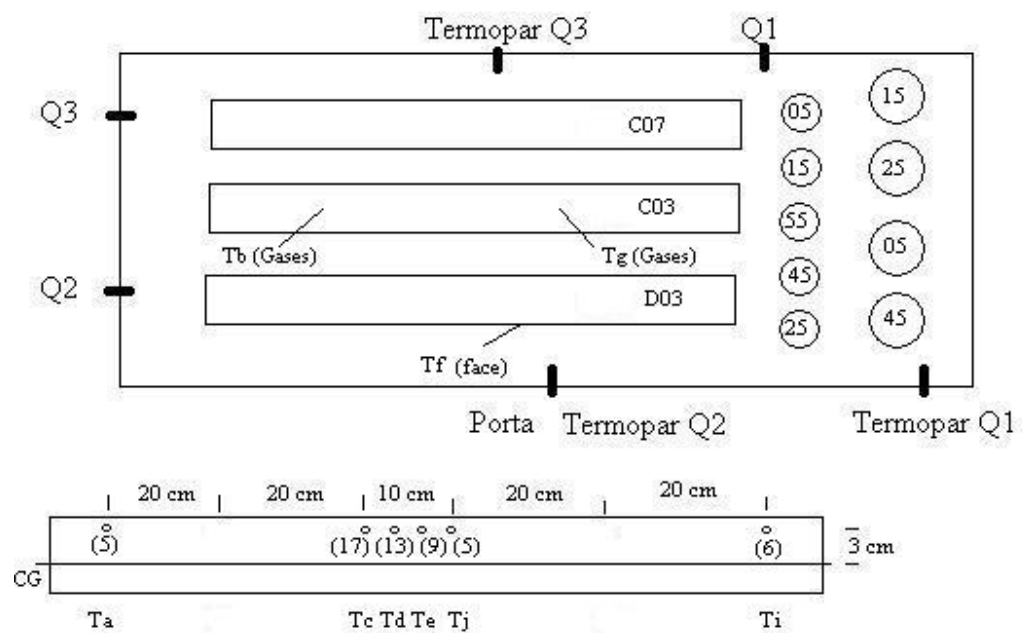


Figura 4.13 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento RECverm 60min

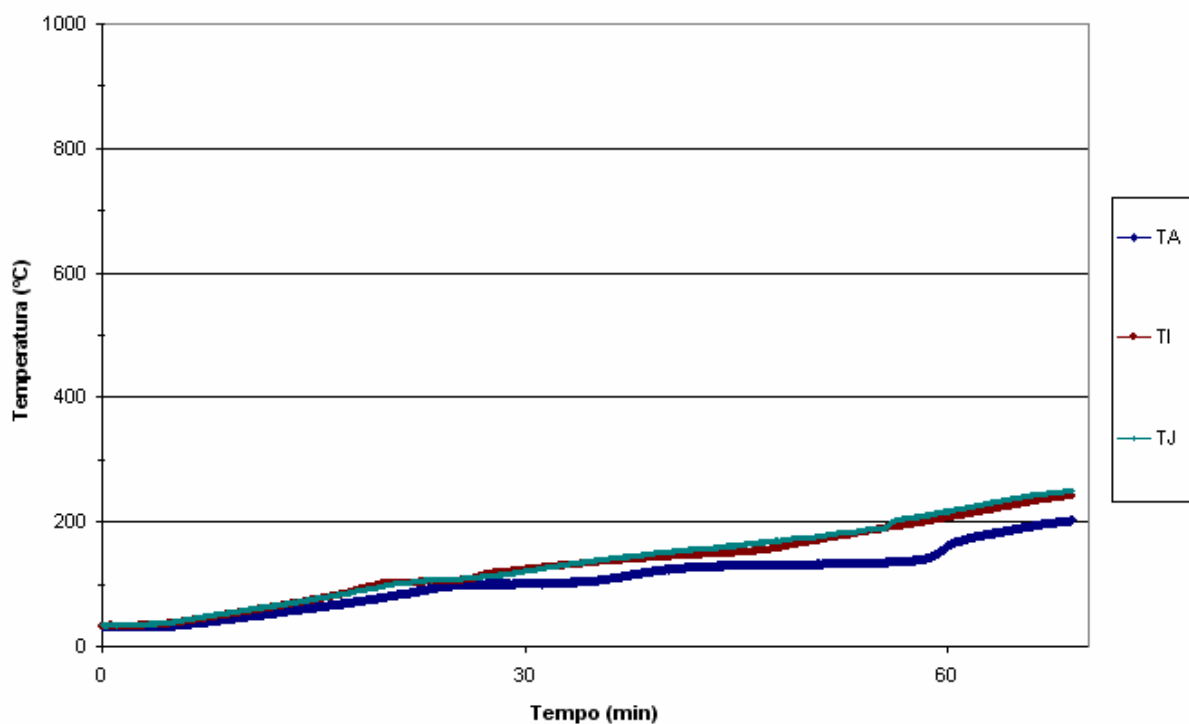


Figura 4.14 Crescimento da temperatura no interior das vigas no experimento RECverm 60min

A distribuição de temperatura na seção principal da viga a 60 minutos deixa mais evidente esta observação (Figura 4.15).

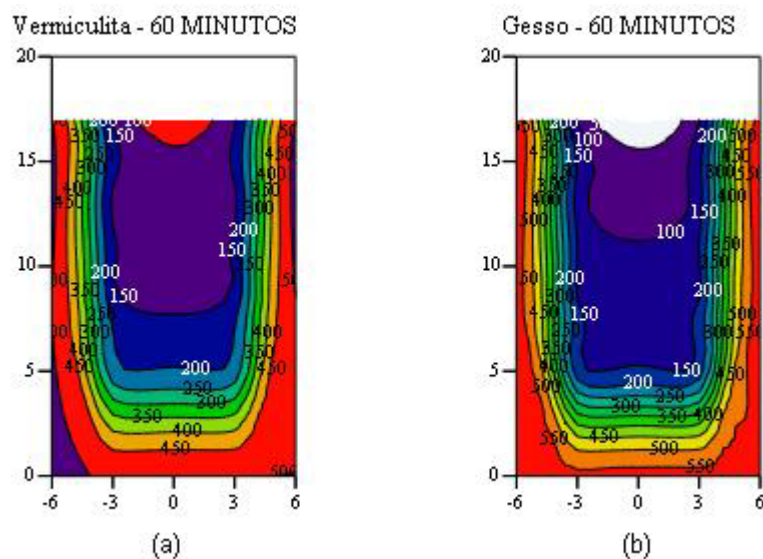


Figura 4.15 Distribuição de temperatura na seção principal da viga a 60 minutos para o experimento RECverm_60min (a) e RECgesso_60min (b)

Cabe ainda ressaltar que ambos apresentaram problemas de aderência à medida que se iniciou o aquecimento. No gesso, fissuras foram observadas logo nos primeiros minutos de exposição (Figura 4.16). A vermiculita descolou-se da face da viga, criando uma região de acúmulo de gases quente e simulando um tipo de “lençol térmico” (Figura 4.17).



Figura 4.16 Fissuras no revestimento de gesso



Figura 4.17 Desprendimento da vermiculita da face

No experimento RECverm_60min observou-se lascamento (i.e. spalling) em uma das vigas (Figura 4.18). Este fenômeno vai de encontro a afirmação de Hertz (2003), pois foi utilizado concreto tradicional e com umidade média de 4,5% (Seção 4.4).

No entanto este fenômeno só foi observado em uma única viga, o que impossibilita conclusões, mas, no entanto, é um alerta sobre o risco de lascamento mesmo em situações que não favorecem a ocorrência deste fenômeno.



Figura 4.18 Lascamento(i.e. spalling) na viga C07 do experimento RECverm_60min

4.1.2 Impacto nas Vigas de Concreto

A resistência das vigas expostas ao fogo foi comparada com a de vigas que não foram expostas (i.e. ambiente). Os resultados das vigas não expostas são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 Resultados dos ensaios com as vigas ambiente

Código	Esforços atuantes na ruptura		Experimento	Data
	Cortante Max (kN)	Momento Máx (kN x m)		
A07	78,3	19,6	Ambiente	5/5/2006
A01	83,5	20,9	Ambiente	5/5/2006
C05	81,8	20,4	Ambiente	12/5/2006
C01	73,2	18,3	Ambiente	12/5/2006
D07	76,1	19,0	Ambiente	10/6/2006
Média	78,6	19,6	--	--

Todas as rupturas nos experimentos (vigas expostas e ambiente) ocorreram por flexão, conforme previsto no dimensionamento das vigas. Desse modo, o parâmetro avaliado foi o momento fletor máximo na ruptura.

Os resultados das vigas submetidas a exposição encontram-se na Tabela 4.2. A redução da capacidade resistente é expressa pelo momento fletor residual (M_{residual}) e determinada pela Equação (4.1).

$$M_{\text{residual}} = \frac{M \max_{\theta}}{M \max_{\text{amb}}} \quad (4.1)$$

Onde,

$M \max_{\theta}$ é momento fletor máximo na ruptura das vigas expostas

$M \max_{\text{amb}}$ é a média do momento fletor máximo na ruptura das vigas ambiente

Tabela 4.2 Resultados dos ensaios com as vigas expostas

Código	Esforços atuantes na ruptura		Mresidual	Experimento
	Cortante Max (kN)	Momento Máx (kN x m)		
A03	73,1	18,3	93%	REC30_60min
A08	80,3	20,1	102%	REC30_60min
A05*	78,2	19,5	100%	REC30_60min
Média	77,2	19,3	98,2%	
C06	83,1	20,8	106%	REC15_60min
C02	80,2	20,0	102%	REC15_60min
D01*	72,5	18,1	92%	REC15_60min
Média	78,6	19,6	100,1%	
D05*	71,0	17,7	90%	RECgesso_60min
C08	84,1	21,0	107%	RECgesso_60min
C04	73,8	18,4	94%	RECgesso_60min
Média	76,3	19,1	97,1%	
C07**	74,1	18,5	94%	RECverm_60min
C03	74,4	18,6	95%	RECverm_60min
D03*	77,1	19,3	98%	RECverm_60min
Média	75,2	18,8	95,7%	

* Vigas furadas para colocação dos termopares. Os resultados podem ser menores do que as demais.

** Viga que sofreu lascamento

Aplicando o Teste de Barlett (i.e. Teste de homogeneidade entre variâncias) verificamos que as variâncias dos 5 experimentos (ambiente, REC15_60min, REC30_60min, RECgesso_60min e RECverm_60min) são homogêneas entre si a uma significância de 5% (Tabela 4.3).

Tabela 4.3 Resumo dos resultados do teste de Barlett para os experimentos de 60 minutos

Experimento	Variância	Nº dados
Ambiente	1,10	5
REC15_60min	1,88	3
REC30_60min	0,87	3
RECgesso_60min	2,98	3
RECverm_60min	0,17	3
Estatística calculada: $\chi = 3,046$		
pvalue = 0,55		

Desta forma podemos verificar a veracidade da hipótese nula (H_0 : As médias dos experimentos são iguais) através do teste ANOVA. Os resultados resumidos deste teste encontram-se na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 Resumo dos resultados do teste ANOVA para os experimentos de 60 minutos

Fontes de Variação	Graus de Liberdade	Soma dos Quadrados	Quadrado Médio	F
Entre	4	1,865	0,466	0,343
Dentro	12	16,325	1,36	
Total	16	18,191		
pvalue = 0,31				

Diante dos resultados expostos, a hipótese nula não é rejeitada, ou seja, as médias dos 5 experimentos são estatisticamente iguais a uma significância de 5%.

Dessa forma, o impacto da exposição não resultou em redução da capacidade resistente das vigas para esta bateria de experimentos (i.e. Experimentos de 60 minutos).

Mesmo com a redução na resistência à compressão do concreto observada nos corpos-de-prova (resultados apresentados na seção seguinte – seção 4.1.3) acredita-se que o reposicionamento da linha neutra aumentando a região comprimida e, conseqüentemente, aumentando a resistência a compressão da peça impediu uma falha precoce da viga.

Já para a região tracionada, o aço não apresentou reduções em sua resistência à tração. Acredita-se que em virtude das temperaturas obtidas durante o experimento não serem suficientes para uma redução significativa (Vide Figura 4.10).

Além disso, é válido ressaltar que a viga C07, apesar do lascamento, não reduziu sua capacidade resistente. Provavelmente, isto se deveu a ocorrência do lascamento nos minutos finais da exposição (i.e. 58 minutos) e não provocando dano ao aço.

4.1.3 Impacto na Resistência à compressão dos Corpos de Prova

O impacto na resistência à compressão do concreto foi avaliado através de corpos-de-prova cilíndricos de concreto. Duas dimensões de corpos-de-prova foram adotadas, 150x300 mm e 100x200 mm.

Um grupo de corpos-de-prova foi destinado ao ensaio sem exposição às altas temperaturas e denominado de “ambiente” semelhante ao que foi feito nas vigas. O valor da resistência à compressão residual é determinado pela equação 4,2 e os resultados encontram-se nas tabelas 4.5 e 4.6.

$$f_{c_{residual}} = \frac{\overline{f_{c_{exp \theta}}}}{\overline{f_{c_{amb}}}} \quad (4.2)$$

Onde,

$\overline{f_{c_{exp \theta}}}$ é a resistência média à compressão dos corpos-de-prova do experimento

$\overline{f_{c_{amb}}}$ é a resistência média à compressão dos corpos-de-prova ambiente

Tabela 4.5 Resistência à compressão do concreto dos corpos-de-prova 150x300 mm

	Ambiente	Experimento			
		REC15_60min	REC30_60min	Recgesso_60min	RECverm_60min
fc corpos-de-prova (MPa)	47,2	21,4	22,0	20,6	26,3
	48,5	25,2	22,5	22,7	26,1
	47,7	24,7	22,8	25,2	27,4
	47,2	24,3	21,7	25,2	27,7
Média (Mpa)	47,6	23,9	22,2	23,4	26,9
fc_{residual} (%)	--	50,2%	47,6%	49,2%	56,4%

Tabela 4.6 Resistência à compressão do concreto através dos corpos-de-prova 100x200 mm

	Ambiente	Experimento			
		REC15_60min	REC30_60min	Recgesso_60min	RECverm_60min
f _c corpos-de-prova (MPa)	46,3	17,7	16,1	17,4	20,4
	44,5	18,6	15,7	17,4	19,8
	46,3	17,4	16,7	18,0	21,1
	46,9	16,7	16,1		19,0
	48,2	--	16,7		19,6
	48,2	--	--	--	--
Média (Mpa)	46,7	17,6	16,3	17,6	20,0
f_cresidual (%)	--	37,7 %	34,8 %	37,6 %	42,8 %

Os valores obtidos para resistência à compressão nos experimentos com corpos-de-prova convergem ratificando a reprodutibilidade dos mesmos. Ressalta-se que as vigas foram dimensionadas considerando a resistência à compressão do concreto com o valor de 30MPa. Na realidade, através dos ensaios com os corpos-de-prova, observa-se que este valor é aproximadamente 47 MPa.

É evidente o dano na resistência a compressão do concreto. Nos experimentos observou-se uma redução para, aproximadamente, 51% do valor ambiente nos corpos-de-prova 150x300 mm e para 38% do valor ambiente nos 100x200 mm em apenas 60 minutos de exposição.

Uma maior dispersão nos resultados dos corpos-de-prova é mais comum do que na análise das vigas, uma vez que, seu menor tamanho torna-o mais sensível aos efeitos danosos de fissuras, gradientes de temperatura e demais alterações maléficas provenientes das altas temperaturas.

Acredita-se que, desta forma, a geometria e o volume da amostra influenciam a redução na resistência. Fato que contribui para justificar as diferenças observadas nas reduções de resistência entre os dois tipos de corpos-de-prova e entre a própria viga. Dessa maneira, o valor de resistência à compressão obtido através de testemunhos extraídos da própria peça estrutural pode ser a melhor forma de estimação da real redução de resistência do concreto.

4.2 Experimentos de 120 minutos

Como a câmara de combustão limita o crescimento da temperatura, o tempo de exposição foi aumentado, tendo por intenção identificar a temperatura/tempo crítica capaz de causar impacto estrutural (i.e. redução na capacidade resistente) nas vigas e quantificar esta redução.

A 2ª bateria de experimentos deteve-se a exposição de vigas com recobrimento de 15mm durante 120 minutos (REC15_120min).

4.2.1 Análise da Temperatura

O crescimento da temperatura na parte superior da câmara de combustão pode ser monitorado pelos termopares Q1 e Q3. A Figura 4.19 apresenta estas leituras.

Conforme o método da área equivalente, exposto na seção 2.1.3, o tempo de exposição de 120 minutos é equivalente a uma exposição de 80 minutos sob a ação da curva do incêndio padrão.

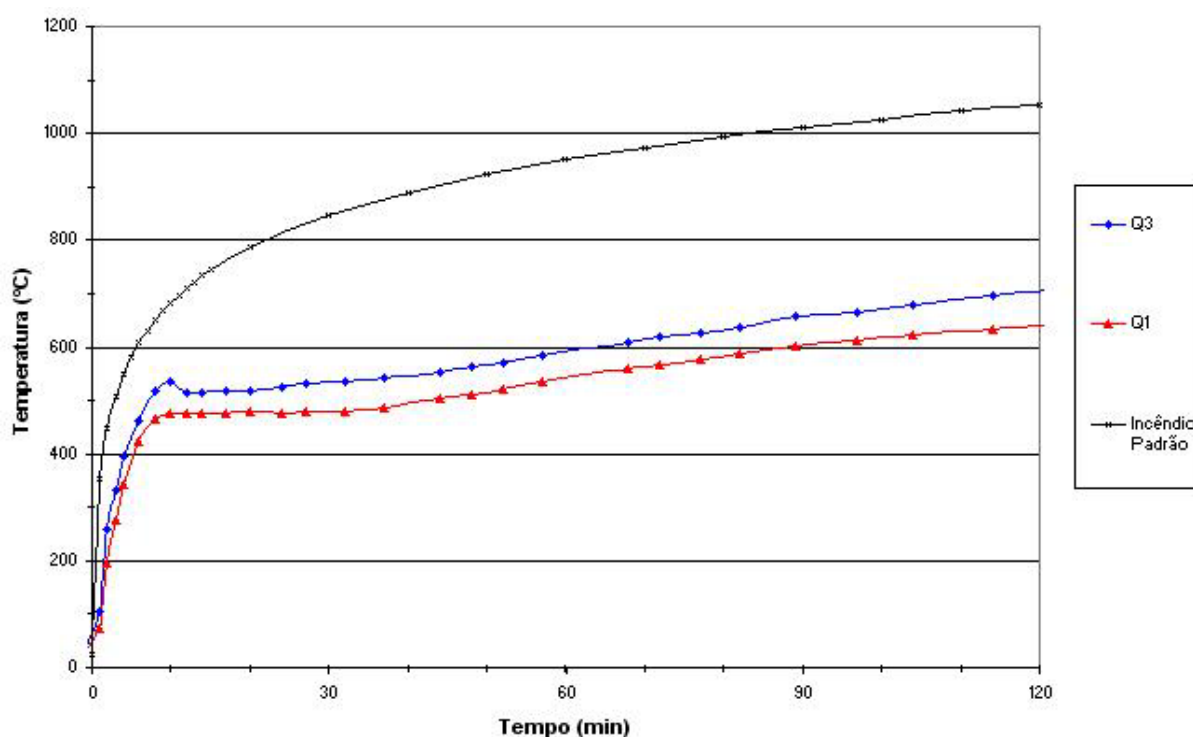


Figura 4.19 Curvas de crescimento dos termopares Q1 e Q3 para os experimento REC15_120min

A distribuição da temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão é ilustrada na Figura 4.20 e Figura 4.21.

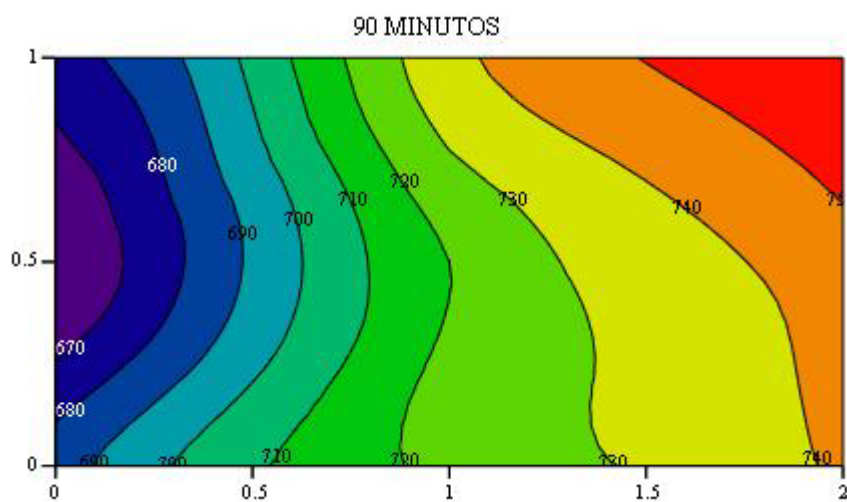


Figura 4.20 Temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão a 90 minutos

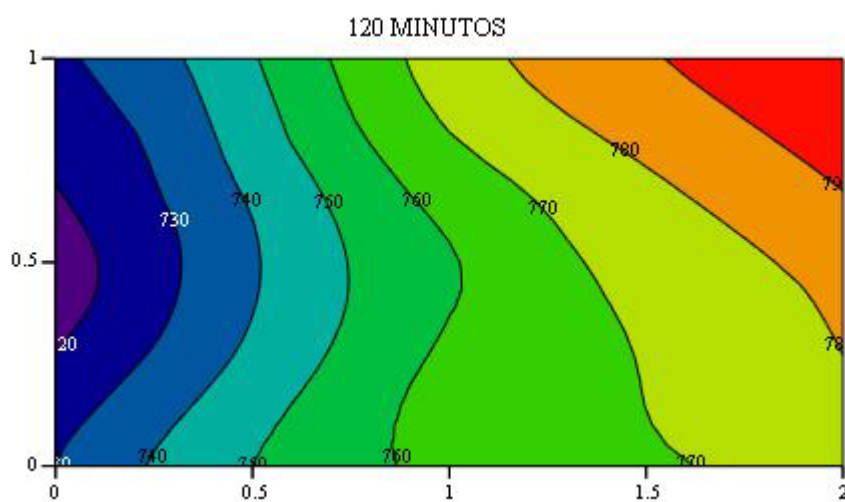


Figura 4.21 Temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão a 120 minutos

O crescimento da temperatura no interior da viga é apresentado na Figura 4.23.

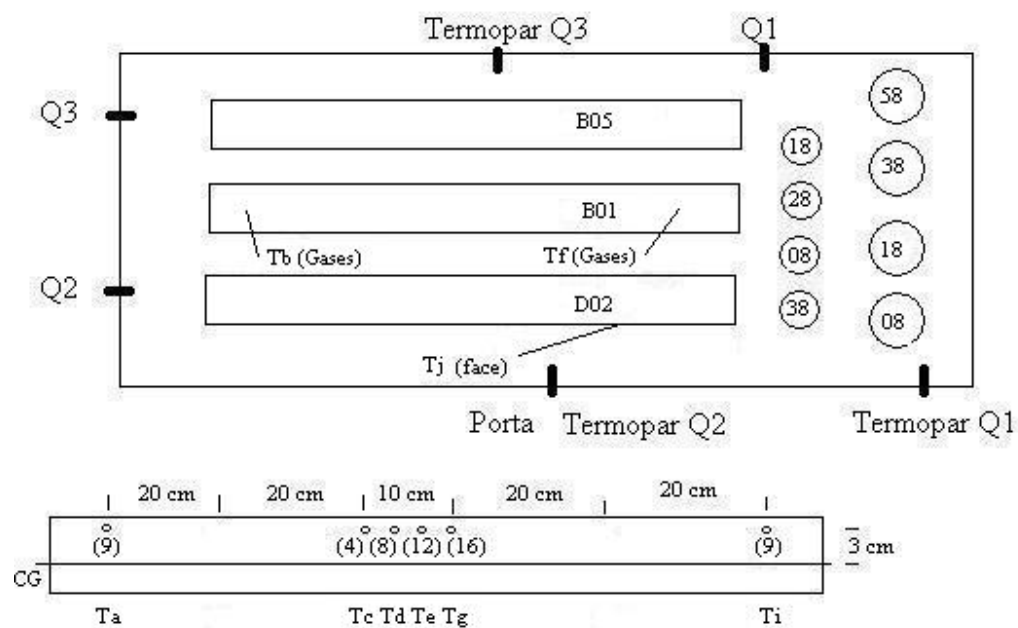


Figura 4.22 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC15_120 min

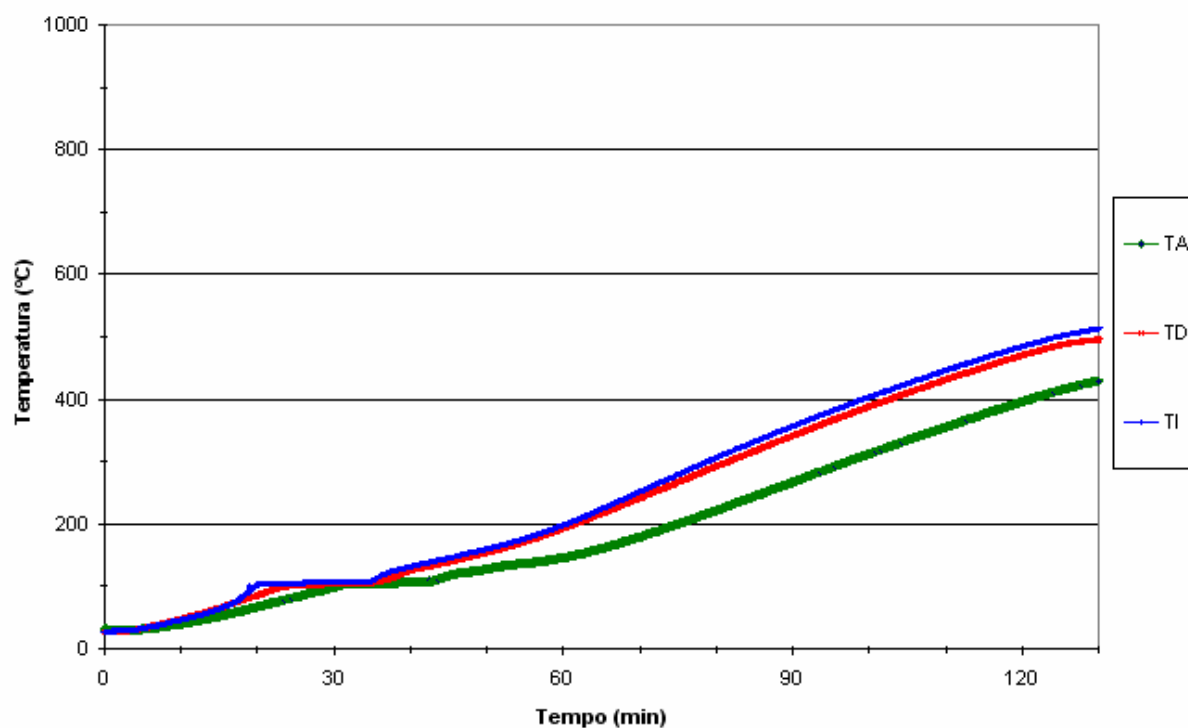


Figura 4.23 Crescimento da temperatura no interior da viga no experimento REC15_120 min a 3 cm do eixo central da viga

Os resultados de Xiao e König (2004) apresentados na seção 2.3.2 indicam redução nas propriedades mecânicas do aço a partir dos 300°C, além de alertar para completa perda de

aderência entre o aço e o concreto a temperatura de aproximadamente 400°C. Reduções significativas a tal temperatura também são apresentadas por Wang et al (2006) e por normas como a NBR 15200:2004 e o EN1994-1-2 (Vide seção 2.4.2).

Logo, era esperado que diante das temperaturas atingidas neste experimento (REC15_120min), deveríamos observar tais reduções. A Figura 4.24 facilita a compreensão das temperaturas atingidas apresentando a distribuição de temperatura na seção principal (i.e. central) da viga.

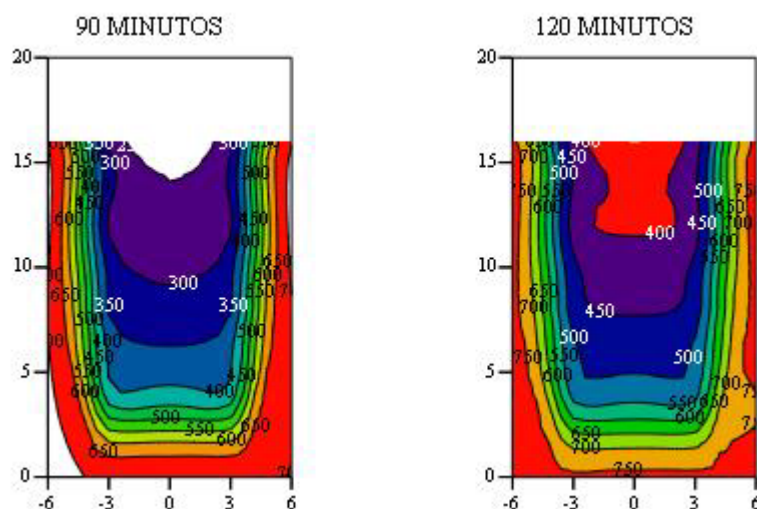


Figura 4.24 Distribuição de temperatura na seção principal da viga a 90 e 120 minutos

4.2.2 Impacto nas Vigas de Concreto

Os valores dos esforços atuantes no momento da ruptura, assim como o momento residual são apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 Resultados dos ensaios com as vigas expostas para o experimento REC15_120min

Código	Esforços atuantes na ruptura		M_{residual}	Experimento
	Cortante Max (kN)	Momento Máx (kN x m)		
B01	75,2	18,8	95,7%	REC30_120min
B05	73,3	18,3	93,3%	REC30_120min
D02*	78,2	19,5	99,5%	REC30_120min
Média	75,6	18,9	96,3%	

* Vigas furadas para colocação dos termopares. Os resultados podem ser menores do que as demais.

Aplicando o Teste F de Snedecor (i.e. Teste de homogeneidade entre duas variâncias) verificamos que as variâncias dos 2 experimentos (ambiente e REC15_120min) são homogêneas entre si a uma significância de 5% (Tabela 4.8).

Tabela 4.8 Resultados principais do teste F- Snedecor para os experimentos ambiente e REC15_120min

Experimento	Variância	Graus de Liberdade
Ambiente	1,10	4
REC15_120min	0,384	2
Estatística calculada: $F = 2,864$		
pvalue = 0,28		

Deste modo, podemos aplicar o teste t-student para as médias das amostras no intuito de verificar as seguintes hipóteses:

- *Hipótese nula (H_0): As médias amostrais dos experimentos ambiente e REC15_120min são iguais;*
- *Hipótese alternativa (H_a): As médias amostrais dos experimentos são diferentes.*

A Tabela 4.9 apresenta os resultados principais deste teste estatístico aplicado para significância de 5%.

Tabela 4.9 Resultados principais do teste t-student para os experimentos ambiente e REC15_120min

Variância agrupada	$\sigma = 1,05$
Graus de liberdade	$\nu = 6$
Estatística calculada	$T = 0,92$
pvalue	0,39

Desta forma, conclui-se pela não rejeição da hipótese nula, ou seja, as médias amostrais são iguais e, conseqüentemente, ainda não houve perda na capacidade resistente das vigas.

Conforme exposto antes, o aumento da região comprimida em virtude do reposicionamento da linha neutra impede a redução na resistência à compressão da peça estrutural. É importante verificar que caso a resistência à compressão ambiente do concreto fosse menor, provavelmente, seria observado reduções na capacidade resistente da peça com tempos de exposição menores.

Já para a região tracionada, neste experimento, o aço não apresentou reduções em sua resistência à tração. O que conforme mencionados vai de encontro ao apresentado por Xiao e König (2004), por Wang et al (2006) e até pelas normas como a NBR 15200:2004 e EN1994-1-2. No entanto, para conclusões definitivas são necessários mais experimentos abordando testes com barras “livres”.

4.2.3 Impacto na Resistência à compressão dos Corpos de Prova

A redução da resistência à compressão do concreto foi avaliada através de corpos-de-prova semelhante ao realizado na 1ª bateria de experimentos (seção 4.1.3). Estes resultados encontram-se na Tabela 4.10. A referência ambiente utilizada para o cálculo da redução de resistência é a mesma apresentada nas Tabelas 4.5 e 4.6.

Tabela 4.10 Redução na resistência à compressão do concreto para o experimento REC15_120min

	CP's 150 x 300mm		CP's 100 x 200mm	
	Ambiente	REC15_120min	Ambiente	REC15_120min
fc corpos-de-prova (MPa)	47,2	12,6	46,3	11,2
	48,5	13,5	44,5	12,2
	47,7	12,6	46,3	10,6
	47,2	12,1	46,9	10,9
	--	--	48,2	--
	--	--	48,2	--
Média (Mpa)	47,6	12,7	46,7	11,2
fc_{residual} (%)	--	26,7%	--	23,4%

Observa-se que os valores de resistência à compressão do concreto já se aproximam da sua perda quase completa. A diferença antes observada na 1ª bateria de experimentos (tempo de exposição 60 minutos) entre os corpos-de-prova 150x300mm e 100x200mm não é mais significativa para um tempo de exposição de 120 minutos.

4.3 Experimentos de 210 minutos

O tempo de exposição nessa 3ª bateria de experimentos foi aumentado, pois com 120 minutos não foi observada redução na resistência das vigas. Em outras palavras, nessa bateria, manteve-se um tempo de exposição de 210 minutos dentro da câmara de combustão. Os experimentos realizados foram os seguintes:

- Vigas com recobrimento de 30 mm (REC30_210min);
- Vigas com recobrimento de 15 mm (REC15_210min);
- Vigas com recobrimento de gesso para TRRF de 60 minutos (RECgesso_210min);
- Vigas com recobrimento de vermiculita para TRRF de 60 minutos (RECverm_210min);

A seguir, apresentaremos e discutiremos os resultados obtidos nesta 3ª bateria de experimentos.

4.3.1 Análise da Temperatura

Ao observarmos as curvas de crescimento dos termopares Q1 (Figura 4.25) e Q3 (Figura 4.26) verificamos a reprodutibilidade dos experimentos.

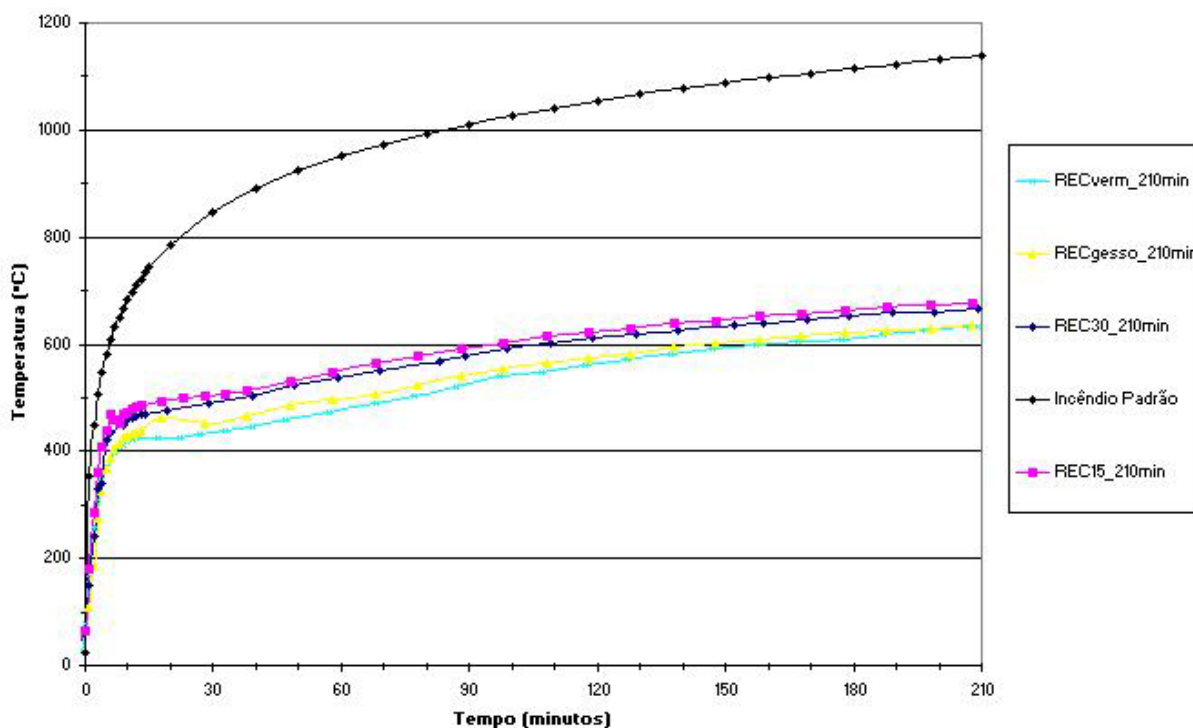


Figura 4.25 Curvas de crescimento do termopar Q1 para os experimentos de 210 minutos

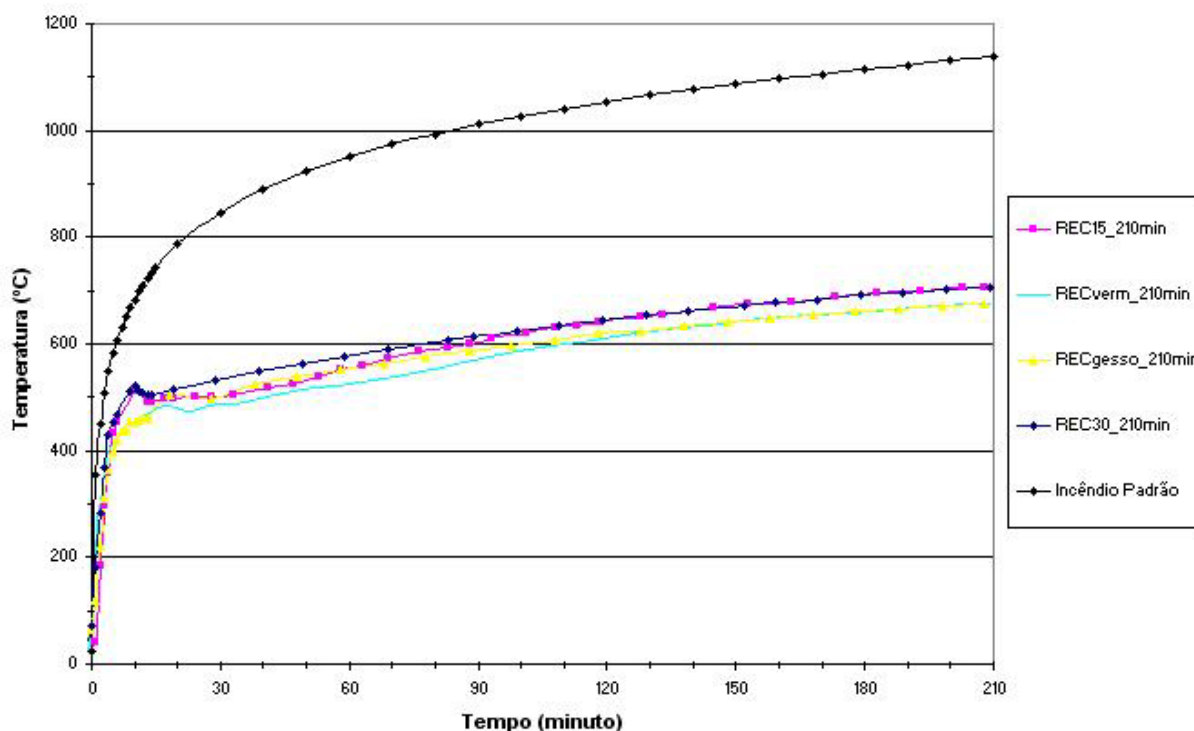


Figura 4.26 Curvas de crescimento do termopar Q3 para os experimentos de 210 minutos

O tempo de exposição de 210 minutos é equivalente a uma exposição de 130 minutos sob a ação da curva do incêndio padrão (método da área equivalente exposto na seção 2.1.3).

A distribuição de temperatura na parte inferior da fornalha foi monitorada por termopares seguindo a mesma distribuição apresentada na Figura 4.3. A Figura 4.27, Figura 4.28 e Figura 4.29 mostram essa distribuição de temperatura, respectivamente, para 150, 180 e 210 minutos de exposição.

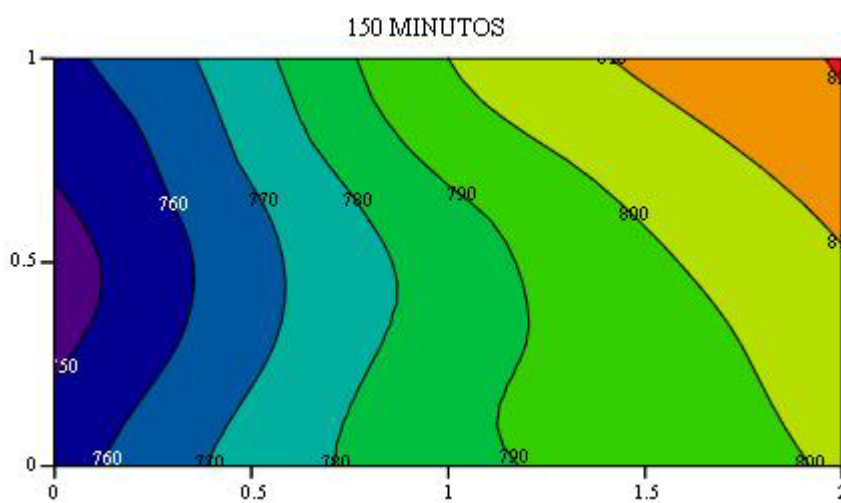


Figura 4.27 Temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão após 150 minutos de exposição

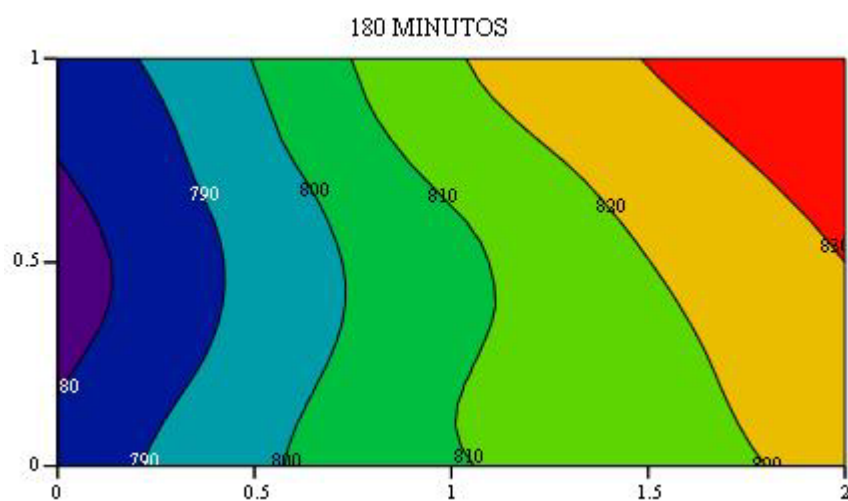


Figura 4.28 Temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão após 180 minutos de exposição

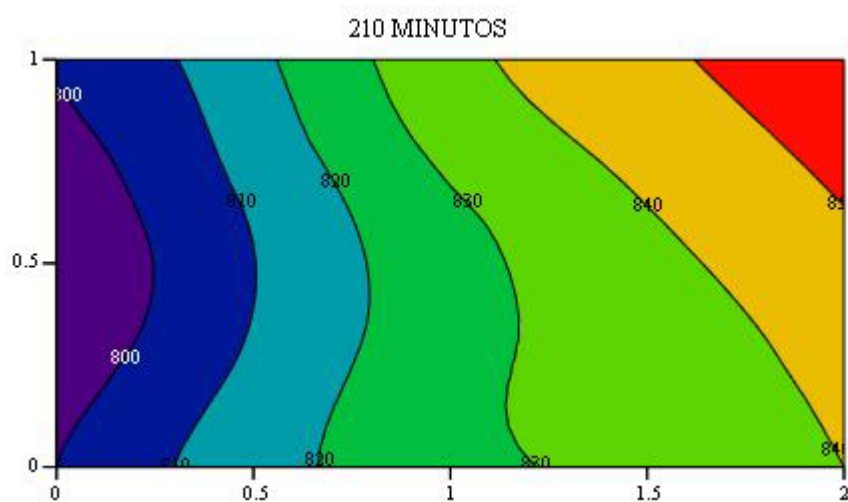


Figura 4.29 Temperatura dos gases na parte inferior da câmara de combustão após 210 minutos de exposição

A Figura 4.31 apresenta o crescimento da temperatura ao longo da viga para o experimento REC30_210min. O crescimento da temperatura é semelhante ao do experimento REC15_210min.

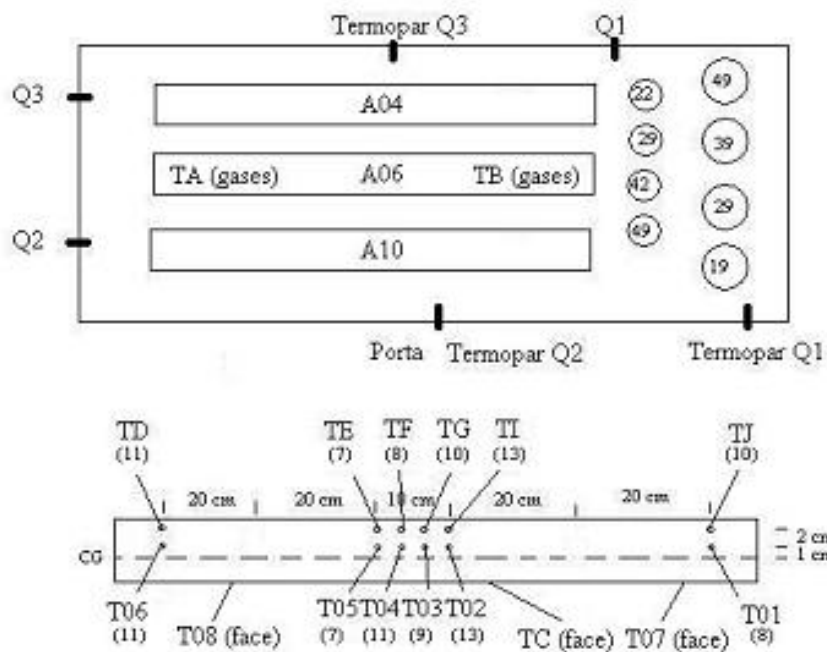


Figura 4.30 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento REC30_210min

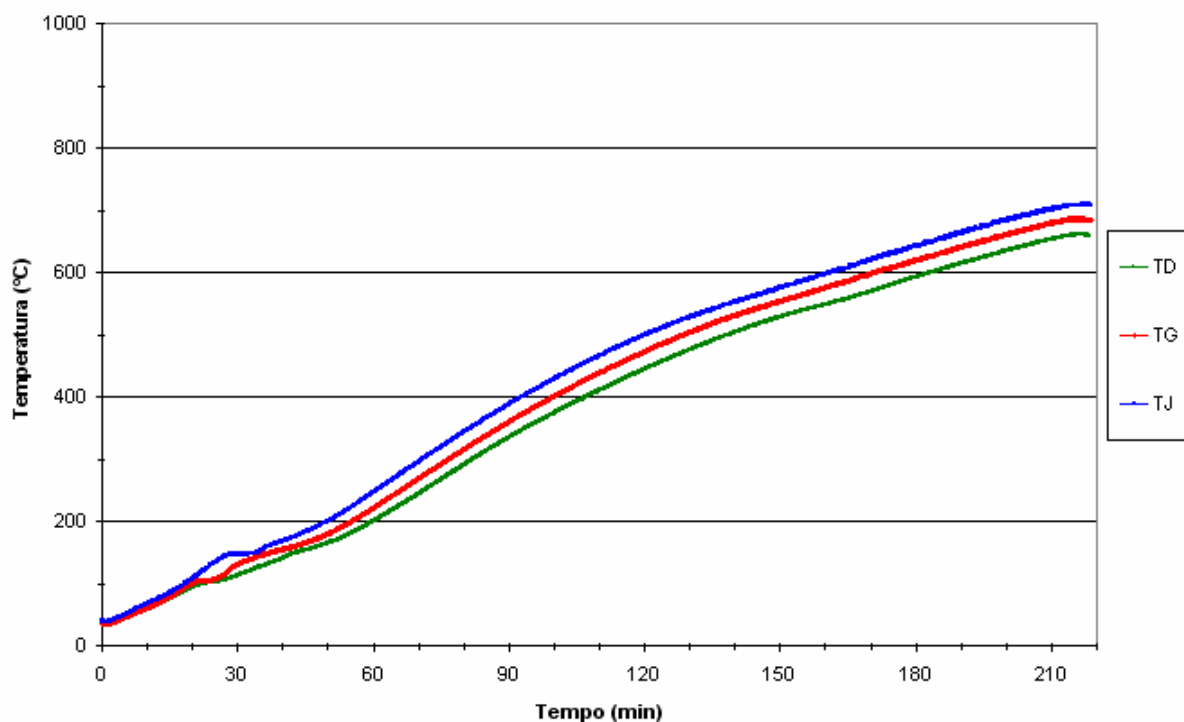


Figura 4.31 Crescimento da temperatura no interior das vigas no experimento REC30_210min

Observa-se que, aproximadamente, a partir dos 120 minutos a temperatura da região tracionada ultrapassa os 500°C. Segundo a NBR 15200, nesta temperatura reduções significativas na resistência à tração do aço são observadas. Desse modo, nesta bateria de experimentos, foi observado reduções na capacidade resistente das vigas.

A Figura 4.32 ilustra a distribuição de temperatura na seção principal da viga em alguns instantes da exposição.

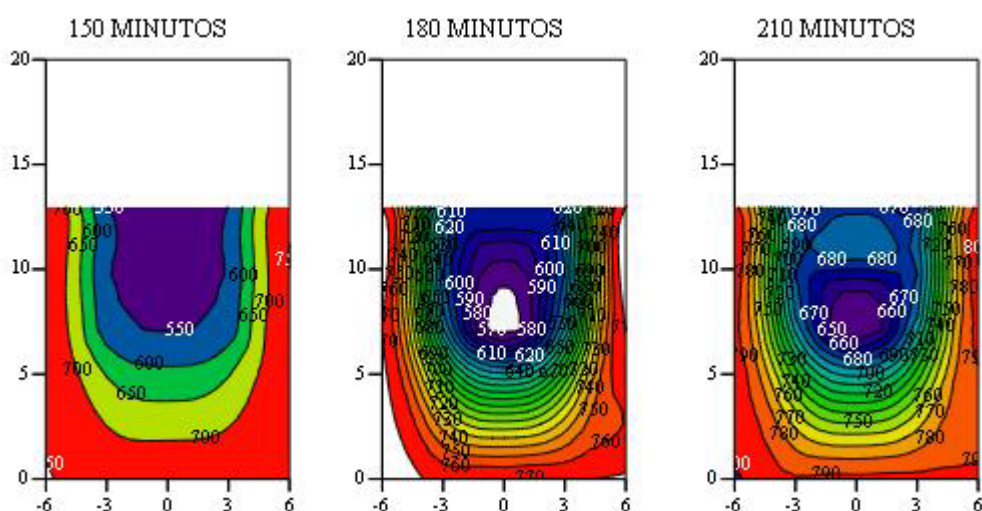


Figura 4.32 Distribuição da temperatura na seção principal da viga com 150, 180 e 210 minutos de exposição

Os revestimentos de proteção (i.e. gesso e vermiculita) continuaram atuando reduzindo as temperaturas atingidas pelas amostras durante a exposição (Figura 4.34 e Figura 4.36). No entanto, o recobrimento de vermiculita, desta vez, apresentou desempenho mais satisfatório do que o revestimento de gesso. Ainda é pertinente ressaltar que os problemas de aderência mencionados anteriormente continuaram a ser observados. Isto nos leva a questionar sua eficiência durante o incêndio.

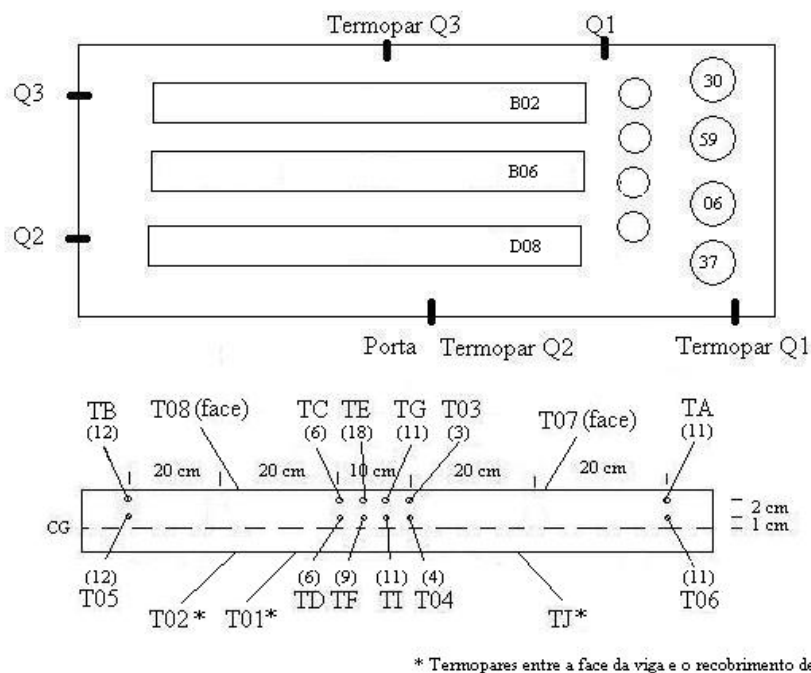


Figura 4.33 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento RECgesso_210min

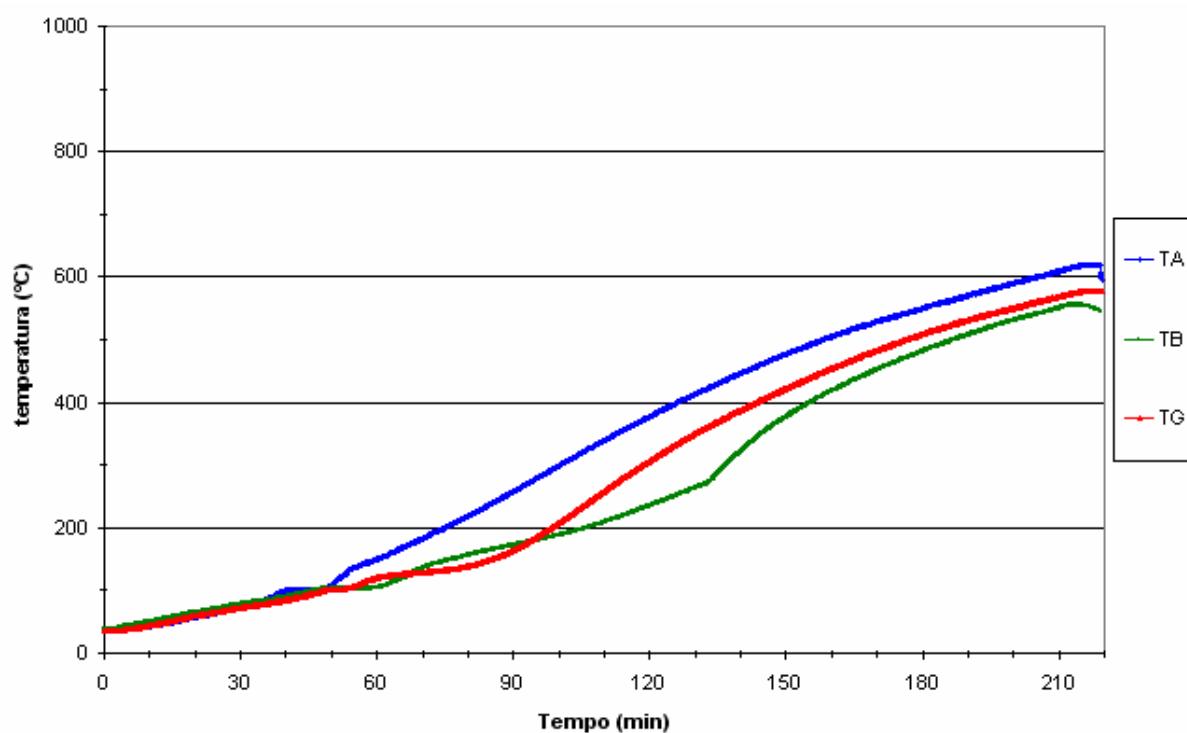


Figura 4.34 Crescimento da temperatura no interior das vigas no experimento RECgesso_210min

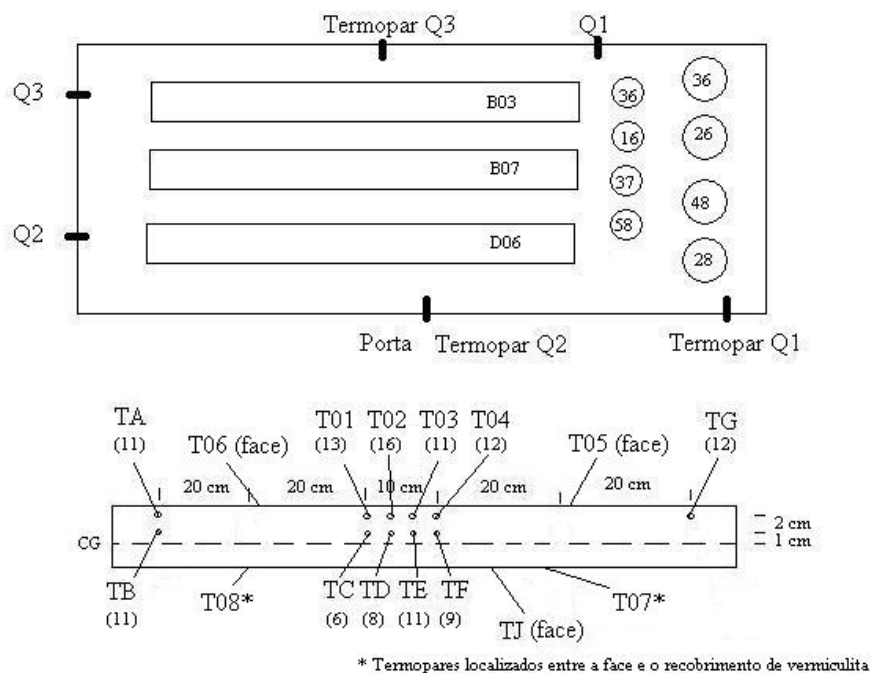


Figura 4.35 - Distribuição das amostras e termopares (Layout) no experimento RECverm_210min

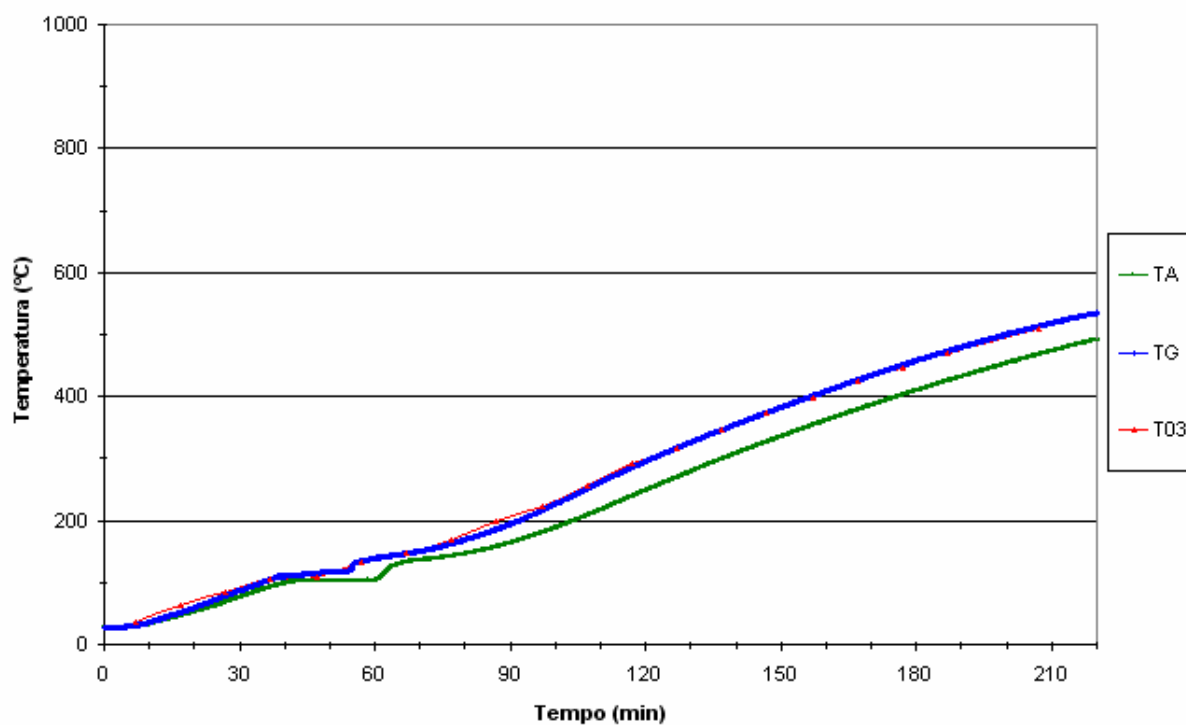


Figura 4.36 Crescimento da temperatura no interior das vigas no experimento RECverm_210min

A distribuição de temperatura na seção principal das vigas apresenta uma forma mais simplificada para a observação da redução de temperatura devido ao revestimento (Figura 4.37).

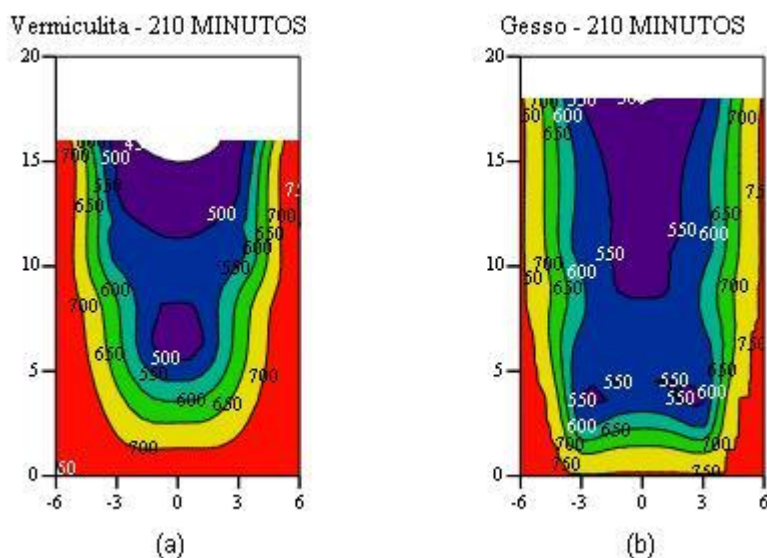


Figura 4.37 Distribuição de temperatura na seção principal da viga a 210 min para o experimento RECverm_210min (a) e RECgesso_210min (b)

4.3.2 Impacto nas Vigas de Concreto

A seguir apresentaremos os resultados obtidos com as vigas da 3ª bateria de experimentos. Os resultados “ambientes” para comparação encontram-se na Tabela 4.1. Todas as rupturas ocorreram por flexão, conforme explicado.

Os resultados das vigas submetidas a exposição encontram-se na Tabela 4.11. O momento residual é calculado conforme a Equação 4.1.

Tabela 4.11 Resultados dos ensaios com as vigas expostas

Código	Esforços atuantes na ruptura		Mresidual	Experimento
	Cortante Max (kN)	Momento Máx (kN x m)		
A10*	45,6	11,4	58,0%	REC30_210min
A06	49,0	12,2	62,3%	REC30_210min
A04	48,3	12,1	61,5%	REC30_210min
Média	47,6	11,9	60,6%	
B09	53,0	13,2	67,4%	REC15_210min
B10	51,9	13,0	66,0%	REC15_210min
Média	52,4	13,1	66,7%	
B06	80,0	20,0	101,8%	RECgesso_210min
D08*	59,2	14,8	75,4%	RECgesso_210min
B02	68,0	17,0	86,5%	RECgesso_210min
Média	69,1	17,3	87,9%	
B03	65,6	16,4	83,5%	RECverm_210min
B07	67,1	16,8	85,3%	RECverm_210min
D06*	51,1	12,8	65,0%	RECverm_210min
Média	65,6	16,4	83,5%	

* Vigas furadas para colocação dos termopares. Os resultados podem ser menores do que os demais.

As vigas furadas para colocação dos termopares apresentaram resultados inferiores aos das demais. Porém, o teste de Dixon, aplicado para detecção de pontos expúrios (i.e. outliers), não rejeitou nenhum resultado a um nível de significância de 5%. Logo, essas vigas não foram excluídas do cálculo da média e da variância.

Aplicando o Teste de Barlett aos 5 experimentos da 3ª bateria de ensaios (i.e. ambiente, REC15_210min, REC30_210min, RECgesso_210min e RECverm_210min), observa-se a homogeneidade entre as variâncias dos experimentos (Tabela 4.12).

Tabela 4.12 Resumo dos resultados do teste de Barlett para os experimentos de 210 minutos

Experimento	Variância	Nº dados
Ambiente	1,104	5
REC15_210min	0,020	2
REC30_210min	0,199	3
RECgesso_210min	6,809	3
RECverm_210min	4,862	3
Estatística calculada: $\chi = 8,26$		
pvalue: 0,08		

Desta forma podemos verificar a veracidade da hipótese nula (H_0 : As médias dos experimentos são iguais) através do teste ANOVA. Os resultados resumidos desse teste encontram-se na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 Resumo dos resultados do teste ANOVA para os experimentos de 210 minutos

Fontes de Variação	Graus de Liberdade	Soma dos Quadrados	Quadrado Médio	F
Entre	4	139,4	34,8	13,6
Dentro	11	28,1	2,5	
Total	15	167,5		
pvalue: 0,0006				

Diante dos resultados expostos, rejeita-se a hipótese nula, ou seja, as médias dos 5 experimentos não são estatisticamente iguais a uma significância de 5%. Tal conclusão era visível diante da redução excessiva observada nos experimentos REC15_210min e REC30_210.

Resta responder se os valores observados nas vigas com recobrimento de gesso e vermiculita apresentam valores estatisticamente diferentes das vigas sem exposição (i.e. ambiente). Assim, verificaremos a seguinte hipótese:

- *Hipótese nula (H_0): As médias amostrais dos experimentos ambiente, RECgesso_210min e RECverm_210min são iguais;*
- *Hipótese alternativa (H_a): As médias amostrais dos experimentos são diferentes.*

Os resultados dos Testes de Barlett e ANOVA necessários a responder esta questão encontram-se nas Tabela 4.14 e Tabela 4.15.

Tabela 4.14 Resumo dos resultados do teste de Barlett para os experimentos ambiente, RECgesso_210min e RECverm_210min

Experimento	Variância	Nº dados
Ambiente	1,104	5
RECgesso_60min	6,809	3
RECverm_60min	4,862	3
Estatística calculada: $\chi = 2,15$		
pvalue: 0,34		

Tabela 4.15 Resumo dos resultados do teste ANOVA para os experimentos de 210 minutos

Fontes de Variação	Graus de Liberdade	Soma dos Quadrados	Quadrado Médio	F
Entre	2	36,0	18,0	5,2
Dentro	8	27,7	3,5	
Total	10	63,7		
pvalue: 0,07				

Desta forma, não rejeita-se a hipótese nula e, conseqüentemente, as médias dos experimentos RECgesso_210min e RECverm_210min e Ambiente são estatisticamente iguais para uma significância de 5%.

Os recobrimentos de gesso e vermiculita, mesmo dimensionados para um TRRF de 60 min, apresentaram nesse experimento desempenho estatisticamente eficiente para a exposição de 210 min que corresponde ao TRRF de 130 min.

Cabe agora discutir se é possível afirmar, estatisticamente, se o desempenho das vigas com recobrimento de 30 mm (REC30_210min) e 15mm (REC15_210min) são iguais. Deste modo faremos o seguinte testes de hipótese para as médias das amostras:

- *Hipótese nula (H_0): As médias amostrais dos experimentos REC30_210min e REC15_210min são iguais;*
- *Hipótese alternativa (H_a): As médias amostrais dos experimentos são diferentes.*

Antes de aplicar os testes de hipóteses precisamos verificar a homogeneidade das variâncias das amostras. O Teste F-Snedecor foi aplicado e seus resultados encontram-se na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 Resultados principais do teste F- Snedecor

Experimento	Variância	Graus de Liberdade
REC30_210min	0,199	2
REC15_210min	0,020	1
Estatística calculada: $F = 9,95$		
pvalue: 0,22		

Diante dos resultados expostos acima verifica-se a homogeneidade das variâncias das amostras (REC30_210min x REC15_210min). Os resultados obtidos nos testes de hipótese encontram-se na Tabela 4.17. O teste foi aplicado com significância de 5%.

Tabela 4.17 Resultados principais do teste t-student

Teste de hipótese 1	
Variância agrupada	$\sigma = 0,46$
Graus de liberdade	$v = 3$
Estatística calculada	$t = 2,85$
pvalue	0,06

A média das amostras REC15_210min e REC30_210 são estatisticamente iguais e, portanto, não se pode afirmar que existe diferença no desempenho destas 2 espessuras de recobrimento. A capacidade resistente destes grupos é inferior a do grupo ambiente e seu momento residual está compreendido entre 60,6% e 66,7% do momento médio ambiente. Apesar desta constatação não ser conclusiva, abre-se a discussão sobre a eficiência da proteção através do aumento do recobrimento de concreto;

4.3.3 Impacto na Resistência à compressão dos Corpos de Prova

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto com dimensões 150x300mm e 100x200mm encontram-se na Tabela 4.18 e Tabela 4.19, respectivamente. O valor da resistência residual ($f_{c_{residual}}$) é calculado pela Equação 4.2.

Tabela 4.18 Resistência à compressão do concreto dos corpos-de-prova 150x300 mm para os experimentos de 210 minutos

	Ambiente	Experimento			
		REC15_210min	REC30_210min	Recgesso_210min	RECverm_210min
f _c corpos-de-prova (MPa)	51,0	5,8	5,3	9,4	8,3
	49,3	5,3	5,0	9,9	8,3
	49,3	5,0	5,5	9,9	6,1
	48,8	5,5	--	--	--
Média (MPa)	49,6	5,4	5,3	9,7	7,5
f _c residual (%)	--	10,9%	10,6 %	19,6 %	15,2 %

Tabela 4.19 Resistência à compressão do concreto através dos corpos-de-prova 100x200 mm para os experimentos de 210 minutos

	Ambiente	Experimento			
		REC15_210min	REC30_210min	Recgesso_210min	RECverm_210min
f _c corpos-de-prova (MPa)	51,4	--	5,1	8,3	8,9
	52,5	--	5,2	7,8	9,0
	54,3	--	5,4	7,8	10,1
	51,2	--	--	7,9	10,2
Média (MPa)	52,4	--	5,2	7,9	9,5
f_cresidual (%)	--	--	10,0%	15,1%	18,2%

Observamos que a 210 minutos de exposição a redução da resistência à compressão dos corpos-de-prova já é praticamente total. A diferença entre os resultados dos CP's de 150x300mm e 100x200mm é insignificante. Os valores de resistência residual observados oscilam, aproximadamente, entre 10% e 20% para ambos os tipos de corpos-de-prova.

4.4 Experimentos complementares

A umidade em massa (%) e a densidade seca do concreto (g/cm³) foram determinadas através de amostras extraídas de corpos-de-prova em condições semelhantes às vigas. A

Tabela 4.20 apresenta as leituras das massas das amostras realizadas nos ensaios. As amostras apresentaram umidade média de 4,4% e densidade seca de 2400 kg/m³.

Tabela 4.20 Resultados dos ensaios de umidade e densidade seca

	Amostra (g)							
Código	U55 (C)	U21 (C)	U43 (C)	U04 (C)	U55 (A)	U21 (A)	U43 (A)	U04 (A)
Leitura Inicial	127,2	148,0	109,9	139,5	151,0	167,2	144,2	155,9
Leitura 1	122,5	143,0	105,6	134,3	145,0	160,6	138,2	150,4
Leitura 2	122,5	142,9	105,6	134,3	145,1	160,6	138,2	150,2
Leitura 3	122,2	142,5	105,4	134,0	144,9	160,3	137,8	150,1
Leitura 4	122,0	142,1	105,2	133,6	144,6	160,0	137,5	149,7
Massa Seca	122,0	142,1	105,2	133,6	144,6	160,0	137,5	149,7
D seca (g/cm ³):	2,3	2,5	2,5	2,4	2,4	2,3	2,3	2,4
Umidade:	4,3%	4,2%	4,5%	4,4%	4,4%	4,5%	4,9%	4,1%
Valor médio da densidade Seca: 2,4 g/cm ³								
Valor médio da umidade em massa: 4,4%								

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os prejuízos relacionados a perdas devido a incêndios somam bilhões de dólares anualmente pelo mundo. São registrados inúmeros casos de incêndios que abalam a economia de indivíduos, empresas, e até mesmo de cidades. Por outro lado, perdas sociais (i.e. vidas humanas), culturais e ambientais causam danos e tragédias irreparáveis a sociedade.

Neste contexto, é imprescindível à sociedade moderna a prevenção das conseqüências do incêndio. Porém, para que seu impacto seja minimizado é necessário o entendimento de sua dinâmica, sobretudo em ambientes compartimentados.

Este trabalho abordou experimentalmente os impactos térmicos em vigas de concreto armado e corpos-de-prova cilíndricos de concreto. A seguir serão expostas as conclusões e sugestões para futuros trabalhos que foram observadas.

Os valores apresentados para redução de resistência à compressão do concreto e resistência à tração do aço em função da temperatura pela NBR 15200:2004 estão subestimados quando comparados a resultados experimentais apresentados por Phan (1996), Xiao e König (2004) e Wang et al (2006) conforme exposto na seção 2.4.2.

Tais diferenças podem ser fruto de uma falta de padronização dos ensaios para o estudo da degradação dos materiais (i.e. concreto e aço). Isto comprova a necessidade de uma uniformização de procedimentos para ensaio das propriedades mecânicas desses materiais quando em situação de incêndio.

Embora os resultados experimentais obtidos no decorrer do presente estudo não tenham sido conclusivos, os mesmos indicaram que há danos (i.e. redução) a resistência do concreto-armado quando expostos a altas temperaturas semelhantes as atingidas antes do flashover (Tabela 2.4).

A análise dos resultados provenientes dos corpos-de-prova sugere que a geometria e o volume da amostra exposta ao fogo podem influenciar a redução de resistência residual à compressão do concreto. Nos experimentos, diferenças entre os resultados obtidos através de corpos-de-prova 150x300mm e os 100x200mm foram observadas inicialmente e convergiram a medida que o tempo de exposição aumentou. A Figura 5.1 ilustra o comportamento da redução de resistência em função do tempo equivalente a uma exposição sob a curva do Incêndio Padrão (equivalência obtida através do método das áreas).

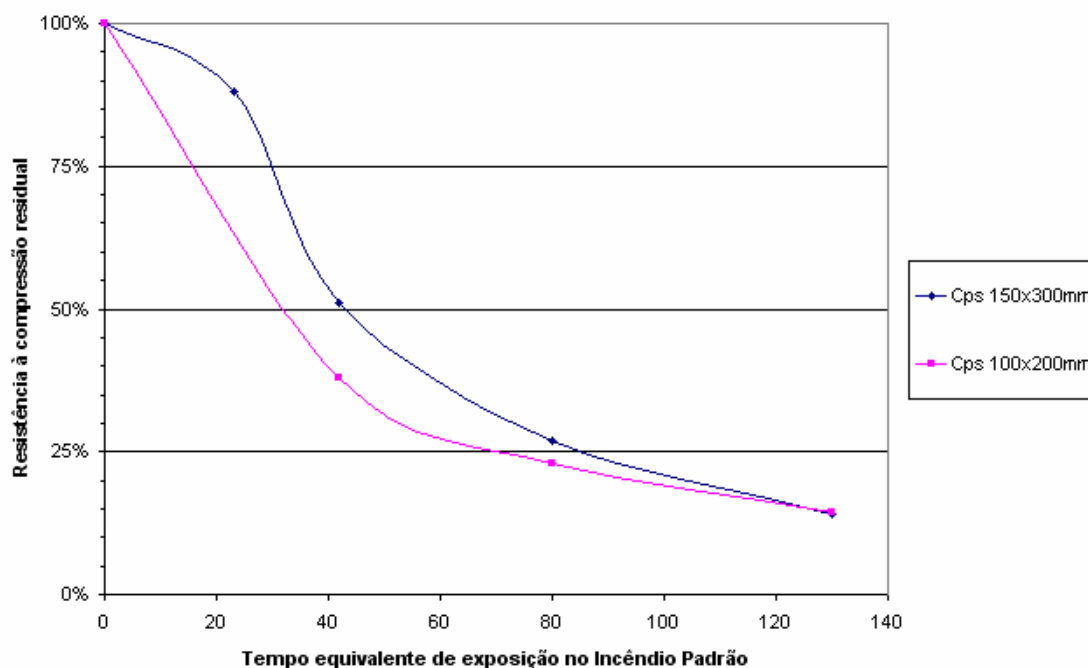


Figura 5.1 – Resistência à compressão residual dos corpos-de-prova em função do tempo equivalente a exposição na curva do incêndio padrão

No entanto, mais ensaios são necessários para comprovar tais diferenças. Desse modo, sugere-se que futuros experimentos sejam realizados com corpos-de-prova de tamanhos diferentes.

A Tabela 5.1 apresenta as reduções médias na resistência das vigas e dos corpos-de-prova obtidas nas três baterias de experimentos.

Tabela 5.1 – Redução residual média da resistência para as vigas e corpos-de-prova nas três baterias de experimentos

Bateria	Vigas*	Cp's 150x300mm	Cp's 100x200mm
Bateria 1 – 60 min ($t_e = 42$ min)	99,1 %	50,8 %	38,2 %
Bateria 2 – 120 min ($t_e = 80$ min)	96,3 %	26,7 %	23,4 %
Bateria 3 – 210 min ($t_e = 130$ min)	63,6 %	14,1 %	14,4 %

* Resultados obtidos com os experimentos REC15 e REC30

Enquanto nas duas primeiras baterias os corpos-de-prova apresentaram reduções consideráveis na resistência à compressão, as vigas não reduziram sua capacidade resistente. Somente na 3ª bateria quando os corpos-de-prova reduziram sua resistência para

aproximadamente 15% do valor ambiente é que as vigas apresentaram redução para aproximadamente 64% do valor ambiente.

Razão pela qual sugere-se experimentos com o objetivo de avaliar a resistência à compressão entre corpos-de-prova e testemunhos. Nesses experimentos a peça estrutural da qual os testemunhos serão extraídos deverá ser submetida a mesma condição de exposição dos corpos-de-prova. Acredita-se que, devido a influência mencionada acima da forma e volume da amostra, os testemunhos extraídos da peça sejam uma melhor estimativa para a obtenção da real redução de resistência à compressão do concreto.

Por outro lado, acredita-se que o re-posicionamento da linha neutra, aumentando a região comprimida da seção, contribui para que sejam retardadas as reduções na capacidade resistente das vigas.

Para o aço, as temperaturas observadas nas duas primeiras baterias destes experimentos (Figura 4.10 e Figura 4.24) deveriam resultar em redução da resistência da viga conforme os resultados apresentados por outros pesquisadores e normas citadas na seção 2.3.2. Como este estudo abordou a análise da estrutura em concreto armado, recomenda-se para maiores conclusões o estudo do desempenho de barras e perfis de aço em situação de incêndio.

A NBR 14432:2000 especifica o tempo de resistência requerido ao fogo (TRRF) entre 60 e 90 minutos para a maioria das edificações comuns (Tabela 2.8). Tal proteção, para estruturas de concreto armado, é obtida com a adoção de recobrimentos mínimos propostos pela NBR15200:2004. Baseado nos resultados das duas primeiras baterias de experimentos que equivalem, aproximadamente, aos TRRF's prescritos pode-se verificar que as simplificações adotadas pelo método tabular podem induzir a dimensionamentos a favor da segurança (Tabela 5.1).

Os experimentos da terceira bateria apresentados na seção 4.3 indicaram que as vigas com recobrimento especial (RECgesso_210min e RECverm_210min) apresentaram um desempenho superior (momento residual de 86%) aos das vigas com recobrimento de 150mm e 300mm de concreto (REC15_210min e REC30_210min) cujo momento residual foi de aproximadamente 64%.

Os recobrimentos de gesso e vermiculita foram eficazes na redução da transferência de calor para o interior da peça em todos os experimentos realizados. No entanto não foi possível determinar uma diferença no desempenho entre os dois materiais. Problemas de aderência foram observados nos experimentos, mas não foram possíveis maiores conclusões sobre o assunto.

Também não foi possível identificar diferença no desempenho entre as vigas com recobrimento de 150mm e 300mm. Desse modo, os experimentos indicam que a proteção através do aumento do recobrimento de concreto não melhorou o desempenho sob ação do fogo.

O fenômeno de lascamento foi observado em uma das vigas durante o experimento REVverm_60min. Apesar da evidência ser pequena para maiores conclusões alerta-se para a possibilidade de ocorrência do fenômeno em situações não favoráveis segundo a literatura, ou seja, concreto tradicional, de densidade normal (2400 kg/m^3) e com baixa umidade (4,4% em massa). O efeito do lascamento não é considerado na NBR 15200:2004.

Embora não conclusivos os resultados e consideração apresentados neste trabalho indicaram importantes observações para o projeto em situação de incêndio e orientam a concepção de diretrizes que podem ser seguidas para futuras pesquisas.

Os resultados deste trabalho, principalmente para o Brasil, evidenciaram a importância de uma maior preocupação por parte dos profissionais e pesquisadores da área em melhor compreender e tratar o gerenciamento de riscos de incêndio no que diz respeito à análise de suas conseqüências (impacto) em estruturas, no caso estudado concreto armado, e métodos de proteção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AITCIN, P.C. *Concreto de alto desempenho*, PINI, São Paulo, 2000.

ALDEA, C-M; FRANSSEN, J.-M. & DOTREPPE, J.-C. Fire test on normal and high-strength reinforced concrete columns. *NIST Special Publication 919 – International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete*, NIST, Gaithersburg, MD, february, 13-14,1997

AMERICAN COMPUTER INSTITUTE. *Guide for determining the fire endurance of concrete elements*. ACI 216R-89.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard test methods for fire test of building construction and materials* . E 119 – 00a. USA, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Componentes construtivos estruturais – determinação da resistência ao fogo*. NBR 5628. ABNT, Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo*. NBR 5627. ABNT, Rio de Janeiro, 1980. (CANCELADA)

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Máquina de ensaio de tração e compressão - verificação*. NBR 6156. ABNT, Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto*. NBR 7680. ABNT, Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. NBR 5739. ABNT, Rio de Janeiro, 1994.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Câmaras úmidas e tanques para cura de corpos-de-prova de argamassa e concreto*. NBR 9479. ABNT, Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Dimensionamento de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento*. NBR 14323. ABNT, Rio de Janeiro, 1999.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimento*. NBR 14432. ABNT, Rio de Janeiro, 2000.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Componentes construtivos estruturais determinação da resistência ao fogo*. NBR 5628. ABNT, Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova*. NBR 5738. ABNT, Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto e execução de obras de concreto armado*. NBR 6118. ABNT, Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto em situações de incêndio*. NBR 15200. ABNT, Rio de Janeiro, 2004.
- BAUER, L. A. F. *Materiais de construção, vol 1*. 5º ed, Rio de Janeiro, LTC, 2000.
- BUCHANAN, A. H. *Structural design for fire safety*. University of Canterbury, New Zealand, John Wiley & sons Ltd, 2001.
- CHEW, M. Y. L. The assessment of fire damaged concrete. *Building and Environment*, vol. 28, n. 1, 97-102, 1993.

- CHIANG, C.-H. & TSAI, C.-L. Time-temperature analysis of bond strength of a rebar after fire exposure. *Cement and Concrete Research* 33 (2003) 1651-1654.
- CHIANG, C.-H.; TSAI, C.-L. & KAN, Y.-C. Acoustic inspection of bond strength of steel-reinforced mortar after exposure to elevated temperatures. *Ultrasonics* 38 (2000) 534-536.
- CIONI, P.; CROCE, P. & SALVATORE, W. Assessing fire damage to r.c. elements. *Fire Safety Journal* 36 (2001) 181-199.
- COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D. & SILVA, V. P. Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas. *NUTAU*, 2002-a.
- COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D. & SILVA, V. P. O fenômeno do lascamento (spalling) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio – uma revisão crítica. *IBRACON – 44º Congresso*, 2002-b.
- COSTA, C. N.; RITA, I. A. & SILVA, Valdir, P. Princípios do “método dos 500°C” aplicados no dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio, com base nas prescrições da NBR 6118 para projeto à temperatura ambiente. *46º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, vol. VI, trabalho CBC0131*, 2006.
- COSTA, C. N. & SILVA, V. P. Estruturas de concreto armado em situação de incêndio. *XXX Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural, Brasília, maio*, 2002.
- COSTA, C. N. & SILVA, V. P. Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais. *Simpósio sobre Estruturas de Concreto, 07 a 10 de junho de 2003*.
- COSTA, C. N.; RITA, I. A. & SILVA, V, P. Considerações sobre a segurança das estruturas de concreto em situação de incêndio. *NUTAU*, 2004.
- COSTA, C. N. & SILVA, V, P. Métodos simplificados para o dimensionamento de estruturas de concreto sujeitas a flexão simples em situação de incêndio. *47º IBRACON*, 2005.

- COX, G. et al. *Combustion Fundamentals of Fire*. San Diego – EUA: Academic Press Inc, 1996.
- CUSTER, R. L. P. & MEACHAM, B. J. *Introduction to performance based fire safety*. 1º ed, Massachusetts – USA, 1997.
- DEGROOT, M.H. & SCHERVISH, M.J. *Probability and Statistics – 3rd ed*. Addison Wesley, 2002.
- DRYSDALE, D. *An introduction to fire dynamics – 2nd ed*. John Wiley & Sons Ltd, 1998.
- DUARTE, D. et al. Projetos baseados no desempenho. I SIDEP 2002 (I Simpósio para o desenvolvimento da Engenharia de Produção), 2002.
- DUARTE, D. Notas de aula de Engenharia de incêndios. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2004.
- EL-HAWARY, M. M.; et al. Effect of fire on flexural behavior of RC beams. *Construction and Building Materials*, vol. 10, n° 2, pp. 147-150, 1996.
- EL-HAWARY, M. M.; et al. Effect of fire on shear behavior of RC beams. *Computers & Structures*, vol. 65, n° 2, pp. 281-287, 1997.
- EL-HAWARY, M. M. & HAMOUSH, S. A. Bond shear modulus of reinforced concrete at high temperatures. *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 55, n° 6, pp. 991-999, 1996.
- EN 1991-1-2:2002: *EUROCODE 1: Actions on structures – part 1.2 general actions on structures exposed to fire*. CEN, 2002.
- EN 1992-1-2: 2004. *EUROCODE 2: Design of concrete structures. part 1.2 general rules – structural fire design*. CEN, 2004.

- EN 1993-1-2: 2005. *EUROCODE 3: Design of steel structures. part 1.2 general rules – structural fire design*. CEN, 2005.
- EN 1994-1-2: 2005. *EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete structures. part 1.2 general rules – structural fire design*. CEN, 2005.
- FITZGERALD, R. W. *The anatomy of building fire safety – the framework. V. 2*. Center for fire safety studies, Worcester Polytechnic, 1998.
- FITZGERALD, R. W. *Building fire performance analysis – a way of thinking. V. 3*. Center for fire safety studies, Worcester Polytechnic, 2003.
- FITZGERALD, R. W. *The SFPE Handbook of fire protection engineering*. Chapter 1-8, 2nd Edition, National Fire Protection Association, 1995.
- FRIEDMAN, R. *Principles of the fire protection chemistry*. 2^o Ed. National fire protection association, 1993.
- FOLIC, R.; RADONJANIN, V. & MALESEV, M. The assessment of the structure of Novi Sad Open University damaged in a fire. *Construction and Building Materials* 16 (2002) 427-440.
- GARDNER, L. & NG, K.T. Temperature development in structural stainless steel sections exposed to fire. *Fire Safety Journal* 41 (2006) 185-203.
- GARDNER, L. & BADDOO, N.R.. Fire testing and design of stainless steel structures. *Journal of Constructional Steel Research* 62 (2006) 532-543.
- GEORGALI, B. & TSAKIRIDIS, P. E. Microstructure of fire-damaged concrete – A case study. *Cement & Concrete Composites*, 2004.
- GRATTAN-BELLEW, P. E. Microstructural investigation of deteriorated Portland cement concretes. *Construction and Building Materials*, vol. 10, n^o 1, pp. 3-16, 1996.

- HALL Jr., J.R. *The Total Cost of Fire in The United States*. USA, 2005.
- HARMATHY, T.Z. *Fire Safety Design and Concrete*. Concrete Design and Construction Series. Longman Scientific and Technical, UK, 1993.
- HELENE. P.R.L. & TERZIAN P. *Manual de dosagem e controle do concreto*, PINI, 1992.
- HERTZ, K. D. Limits of spalling of fire-exposed concrete. *Fire Safety Journal* 38 (2003) 103-116.
- INTERNATIONAL STANDARDS ORGANIZATION. *Accuracy (trueness and precision) of Measurement Methods and Results – Part 2: basic method for the determination of repeatability and reproductibility of a standard measurement method*. ISO 5725-2, ISO, Suíça, 1994.
- INTERNATIONAL STANDARDS ORGANIZATION. *Fire-resistance tests – elements of building construction – part 1: general requirements*. ISO 834-1, ISO, Suíça, 1999.
- ITSEMAP. Instruccion Técnica 01.03. Resistencia al fuego de las estruturas de hormigón. ITSEMAP, 1989.
- JOHANN, M. A. Fire-robust structural engineering: a framework approach to structural desing for fire conditions. Worcester: WPI, 2002. Tese (Mestrado em Engenharia de Proteção de Incêndio, Departamento de Engenharia de Proteção de incêndio, WORCESTER POLYTECHNIC INSTITUTE, 2002).
- JUN CAI, et al. A generalised steel/reinforced concrete beam-column element model for fire condicions. *Engineering Structures* 25 (2003) 817-833.
- KALIFA, P. et al. Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures. *Cement and Concrete Research* 30 (2000) 1915-1927.

-
- KARLSSON, B. & QUINTIERI, J.G. *Enclosure fire dynamics*. Nova Cork – EUA: CRC Press LLC, 2000.
- KELLY, F.S. & SHA, W. A comparison of the mechanical properties of fire-resistant and S275 structural steel. *Journal of Constructional Steel Research* 50 (1999) 223-233.
- KOSE, M. M; TEMIZ, H & BINICI, H. Effects of fire on precast members: a case study. *Engineering Failure Analysis*, december, 2005.
- LI, M. QIAN, CX. & Sun, W. Mechanical properties of high-strength concrete after fire. *Cement and Concrete Research* 34 (2004) 1001-1005.
- LUCCIONI, B.M. et al. Thermo-mechanic model for concrete exposed to elevated temperatures. *Engineering Structures* 25 (2003) 729-742.
- MÄKELÄINEN, P.; OUTINEN, J.; KESTI, J. Fire design model for structural steel S420M based upon transient-state tensile test results. *Journal of Constructional Steel Research* 48 (1998) 47-57.
- MOLLER, K. *The Socio-Economic Costs of Fire in Denmark*. Denmark, 2001.
- NETO, B. B.; SCARMINIO, I. S. & BRUNS, R. E. *Como fazer experimentos: pesquisa e desenvolvimento na ciência e na indústria*, 2º ed. Campinas (SP), Editora da UNICAMP, 2002.
- NEVILLE, A. M. *Propriedades do concreto*. 2º ed, Pini, 1997.
- NICE, A. & CINCOTTO, M. A. Análise térmica em concretos expostos a elevadas temperaturas. *PCC 5839 – Estrutura interna e dosagem dos concretos de cimento*.
- NIST/SEMATECH. *E-Handbook of Statistical Methods*.
<http://www.itl.nist.gov/div898/handbook/>, 2006.

- PHAN, L. T. Fire performance of high-strength concrete: a report of the state-of-the-art. *Rep. NISTIR 5934, National Institute of Standards and Technology, december, 1996.*
- PHAN, L.T & CARINO, N. J. Fire performance of high strength concrete: research needs. *National Institute of Standards and Technology, may 8-10, 2000.*
- PHAN, L. T.; LAWSON, J. R. & DAVIS, F. L. Heating, spalling characteristics and residual properties of high performance concrete. *Fifteenth Meeting of the UJNR on Fire Research and Safety, march 1-7, 2000.*
- PIRES, T. A. C.; RÊGO SILVA, J. J.; DUARTE, D. C. & ANDRADE, T. Uma abordagem experimental para avaliação da resistência mecânica residual de vigas em concreto armado após o incêndio. 48º IBRACON, 2006. (artigo aceito para publicação).
- PIRES, T. A. C.; RÊGO SILVA, J. J. & DUARTE, D. C. Impacto de incêndio em estruturas de concreto armado: um estudo de caso. NUTAU, 2006. (artigo aceito para publicação).
- POON, C. S.; AZHAR, S.; ANSON, M. & WONG Y. L. Strength and durability recovery of fire-damaged concrete after post-fire-curing. *Paper – Cement and Concrete Research 31 (2001) 1307-1318.*
- QUINTIERE, J. G. *Principles of fire behavior*. Delmar Publishers, 1998.
- RAMACHANDRAN, G. *The Economics of Fire Protection*, London, 1998.
- RIGBERTH, J. Simplified design of fire exposed concrete beams and columns: an evaluation of Eurocode and Swedish building code against advanced computer models. *Report 5063, Lund university, Sweden, august, 2000.*
- RIOS, F.C. M.; et al. Gerenciamento de riscos de incêndio em estruturas de concreto: um estudo das propriedades mecânicas do concreto quando submetido a elevadas temperaturas. 47º - IBRACON, 2005 - a.

- RIOS, F.C.M. Um estudo das propriedades mecânicas do concreto submetido a elevadas temperaturas para dar suporte ao gerenciamento dos riscos de incêndios em edificações, 2005.228p. (Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Engenharia de Produção) - b.
- SILVA, A.C.P. Gerenciamento de riscos de incêndio em espaços urbanos históricos: uma avaliação com enfoque na percepção do usuário, 2003. 203p. (Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Engenharia de Produção).
- SCHAENMAN, P.; STERN, J. & BUSH, R. *Total Cost of Fire in Canada: An Initial Estimate*. Canada, 1995.
- SCHNEIDER, U. Concrete at high temperatures – a general review. *Fire Safety Journal* 13 (1988) 55-68.
- SHORT, N. R.; PURKISS, J. A. & GUISE, S. E. The assessment of fire damaged concrete using colour image analysis. *Construction Building Materials* 15 (2001) 9-15.
- SULLIVAN, P. J. E. A probabilistic method of testing for the assessment of deterioration and explosive spalling of high strength concrete beams in flexure at high temperature. *Cement & Concrete Composites* 26 (2004) 155-162.
- THIENEL, K.-C. & ROSTÁSY, F. S. Transient creep of concrete under biaxial stress and high temperature. *Cement and Concrete Research*, vol. 26, n° 9, pp. 1409-1422, 1996.
- TOMASSON, B. High performance concrete – design guide lines. *Report 5008, Lund university, Lund* 1998.
- TIMOSHENKO, S.P. & GERE, J.E. *Mecânica dos Sólido*, v. 1, 2ª ed., Livros Técnicos e Científicos Editora, 1982.
- VERÇOZA. E.J. *Materiais de construção*, v. 1, 2ª ed., EMMA, 1975.

- WACKERLY, D.D. et al. *Mathematical Statistics with Applications* – 5th ed. Wadsworth Publishing Company, 1996.
- WANG, Y. C.; WONG, P. M. H. & KODUR, V. An experimental study of the mechanical properties of fibre reinforced polymer (FRP) and steel reinforcing bars at elevated temperatures. *Composite Structures* (2006).
- WILCKSTROM, U. & HADZISELIMOVIC, E. Equivalent concrete layer thickness of a fire protection insulation layer. *Fire Safety Journal* 26 (1996) 295-302.
- XIAO, J. & KONIG, G. Study on concrete at high temperature in China – an overview. *Fire Safety Journal* 39 (2004) 84-103.
- YANG K. et al. Experimental study of fire-resistant steel H-columns at elevated temperature. *Journal of Constructional Steel Research* 62 (2006) 544-553.

APÊNDICE 1 – ANÁLISE DE UM CASO REAL

O presente anexo apresenta um resumo de resultados obtidos com corpos-de-prova cilíndricos de concreto submetidos a elevadas temperaturas. Estes experimentos estão detalhadamente publicados em Rios (2005-b). Em seguida, estes resultados são comparados com testemunhos extraídos de uma estrutura de concreto armado que sofreu um incêndio real.

1.A. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

O presente estudo analisou a resistência à compressão residual do concreto após a exposição a elevadas temperaturas. Os resultados foram obtidos através de corpos-de-prova cilíndricos de concreto tradicional, com densidade normal e dosado com materiais comuns de uso no Brasil. As amostras possuíam dimensões de 15cm x 30cm, e idade de, aproximadamente, 70 dias; sendo 28 dias de cura saturada e 42 dias de cura ao ar livre.

A exposição das amostras deu-se em uma câmara de combustão à gás natural (Figura 1), com dimensões internas de 1m de largura, 2 m de comprimento e 1m de altura. A distribuição de temperatura no interior da câmara mostrou que existiam duas regiões de temperatura em seu interior após os 30 minutos de exposição. A primeira, denominada de Região I, com temperatura média de 450°C e a segunda, denominada de Região II, com temperatura média de 600°C. A Figura 2 ilustra essa distribuição.



Figura 1 – Câmara de exposição à gás natural utilizada nos experimentos

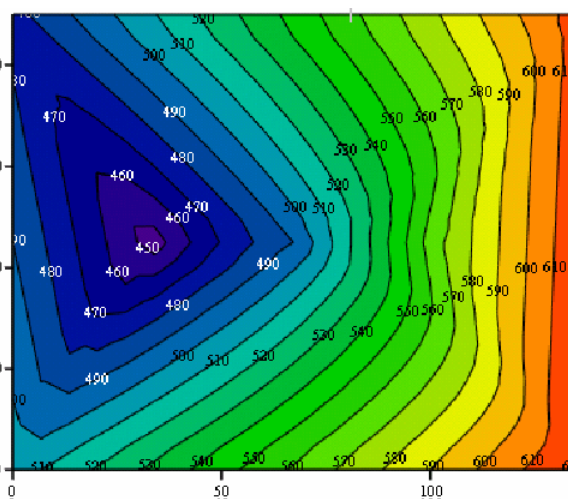


Figura 2 – Distribuição de temperatura no interior da câmara após 30 minutos de exposição

Os corpos-de-prova foram aquecidos sem pré-carregamento, a uma taxa aproximada de $85^{\circ}\text{C}/\text{min}$ até a temperatura dos gases na parte superior da câmara atingir 600°C . Em seguida, a temperatura foi mantida até o final do ensaio que durou 30 minutos. O Figura 3 apresenta as curvas de aquecimentos em diversos experimentos comparadas com a curva do incêndio padrão (NBR 14432:2000).

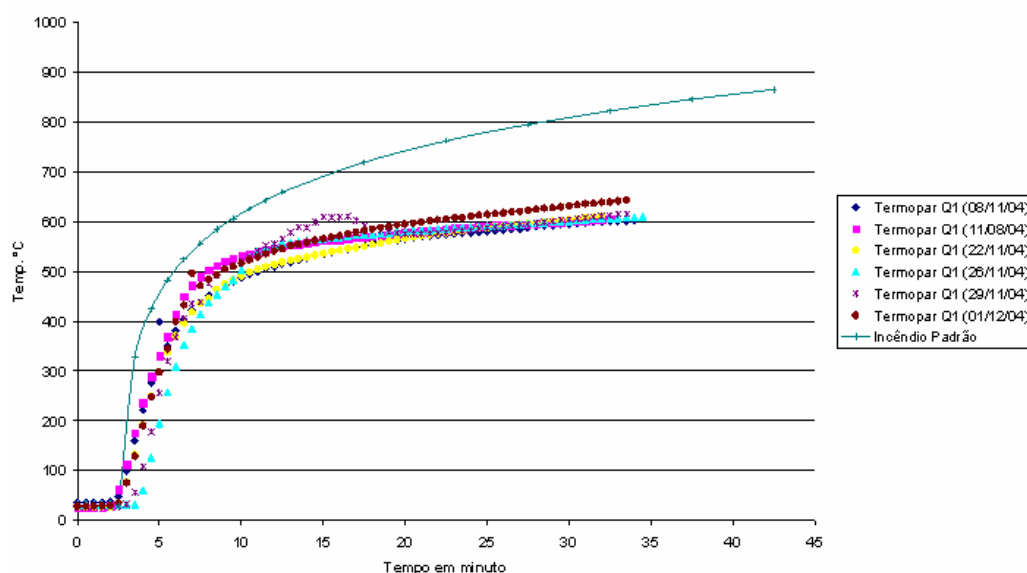


Figura 3 – Curvas de crescimento da temperatura dos gases na parte superior da câmara em diversos experimentos

Ao final das exposições a temperatura, em média, no centro dos corpos-de-prova da Região I era de 80°C , e 115°C para a Região II. Termopares localizados a metade do raio, ou seja, a 3,75 cm da face apresentavam em média temperaturas semelhantes as do centro. Enquanto que na face as temperaturas oscilavam de 300°C a 500°C . Esta condição caracteriza gradientes de temperatura no interior do corpo de prova (estado transiente).

Após o desligamento da câmara, os corpos-de-prova foram retirados ensaiados em três condições:

- Situação A: Ensaio de resistência residual sem pré-carregamento com resfriamento ao ar livre (lento);
- Situação B: Ensaio de resistência residual sem pré-carregamento com resfriamento imerso em água (brusco);
- Situação C: Ensaio de resistência sem pré-carregamento e sem resfriamento;

A Figura 4 apresenta uma representação esquemática dos métodos de ensaios realizados.

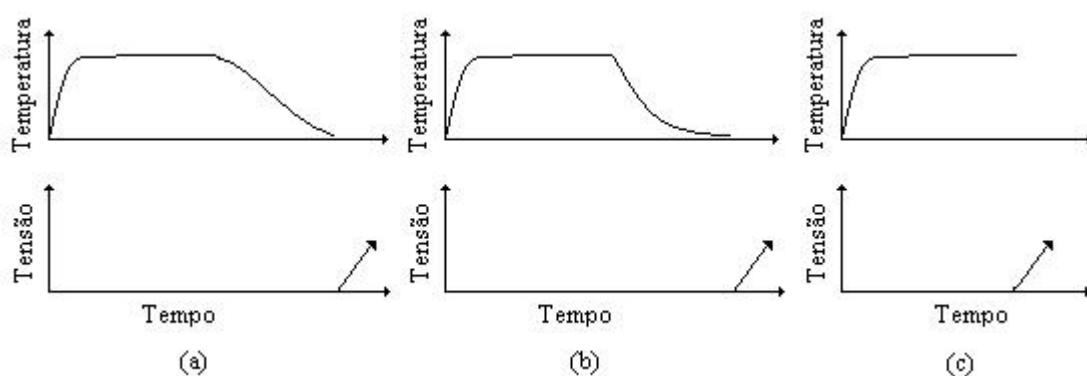


Figura 4 – Representação esquemática dos métodos de ensaio realizados

Para cada experimento foram separadas amostras que não foram aquecidas. Desse modo, pode-se determinar como 40 MPa a resistência média à compressão em condições ambiente. A Tabela 2 apresenta os resultados médios obtidos nos experimentos.

Tabela 2: Resultados médios de resistência à compressão e o fator de redução obtidos nos experimentos.

Condições de ensaio	Região I - 450°C		Região II - 600°C	
	Resistência à compressão ($f_{c\theta}$)	Resistência residual ($f_{c\theta}/f_c$)	Resistência à compressão ($f_{c\theta}$)	Resistência residual ($f_{c\theta}/f_c$)
Situação A	32,3 MPa	77,1%	37,2 MPa	88,7%
Situação B	32,8 MPa	78,3%	29,2 MPa	69,6%
Situação C	29,6 MPa	73,5%	35,5 MPa	88%

De acordo com os resultados obtidos, observa-se que ainda no estágio de crescimento, ou seja, temperatura dos gases inferior a 600°C, o incêndio pode causar reduções significantes na resistência à compressão do concreto e, conseqüentemente, a capacidade resistente da peça estrutural. Isto contradiz a literatura geral que só considera o impacto estrutural durante a etapa de desenvolvimento do incêndio (temperaturas em torno de 1000°C).

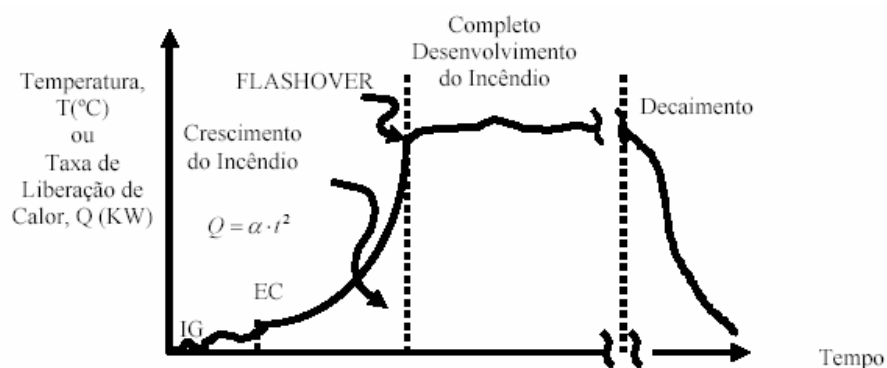


Figura 5 – Etapas do incêndio. Fonte: BUCHANAN (2002)

Nos testes realizados foram observados lascamentos explosivos mesmo com a utilização de concreto tradicional e com baixa umidade. Desse modo, verifica-se a necessidade de um melhor entendimento desse fenômeno associado ao concreto hoje utilizado na construção civil.

Os resultados apresentados e discutidos acima, foram confrontados a partir de um incêndio real ocorrido em uma instituição de ensino superior localizada no Estado de Pernambuco. Para isso, foram retirados testemunhos da estrutura ao longo da trajetória do incêndio, ou seja, da propagação da chama e, em seguida, determinada sua resistência à compressão residual. A seguir será descrito o incêndio ocorrido nesta instituição.

1.B. CASO REAL: INCÊNDIO EM UMA INSTITUIÇÃO DE ENSINO SUPERIOR

Em 23 de setembro de 2005, houve um incêndio no primeiro pavimento de um prédio em concreto armado onde funcionava uma instituição de ensino superior. A estrutura era de térreo e primeiro andar, com aproximadamente 30 anos de construção e está localizada numa região semi-árida do Brasil conhecida como Arcoverde. Segundo depoimentos de funcionários o incêndio foi detectado às 5:45 am. O momento em que o incêndio teve início não pode ser determinado. O incêndio foi detectado durante a troca de turno dos seguranças que observaram fumaça na saída do hall e barulho de vidro estilhaçando. No momento em que o incêndio foi detectado a sala de arquivo encontrava-se envolvida em chamas.

Após ser detectado o incêndio, os funcionários tomaram a iniciativa de combatê-lo com extintores portáteis de pó químico ao mesmo tempo em que solicitaram a interrupção da energia elétrica a companhia distribuidora (CELPE). Vale ressaltar que o corpo de bombeiro

mais próximo está localizado a 70 Km de Arcoverde, só chegando ao local 2 horas após a notificação. O corpo de bombeiro necessitou de 3 horas para extinguir o incêndio, sendo necessário 30000 litros de água (3 carros pipas).

O incêndio atingiu 11 ambientes: salas de arquivo, da diretoria, de compens, 03 secretarias, 04 banheiros e o hall. O croqui da área atingida e o provável caminho da propagação da chama são apresentados na Figura 6.

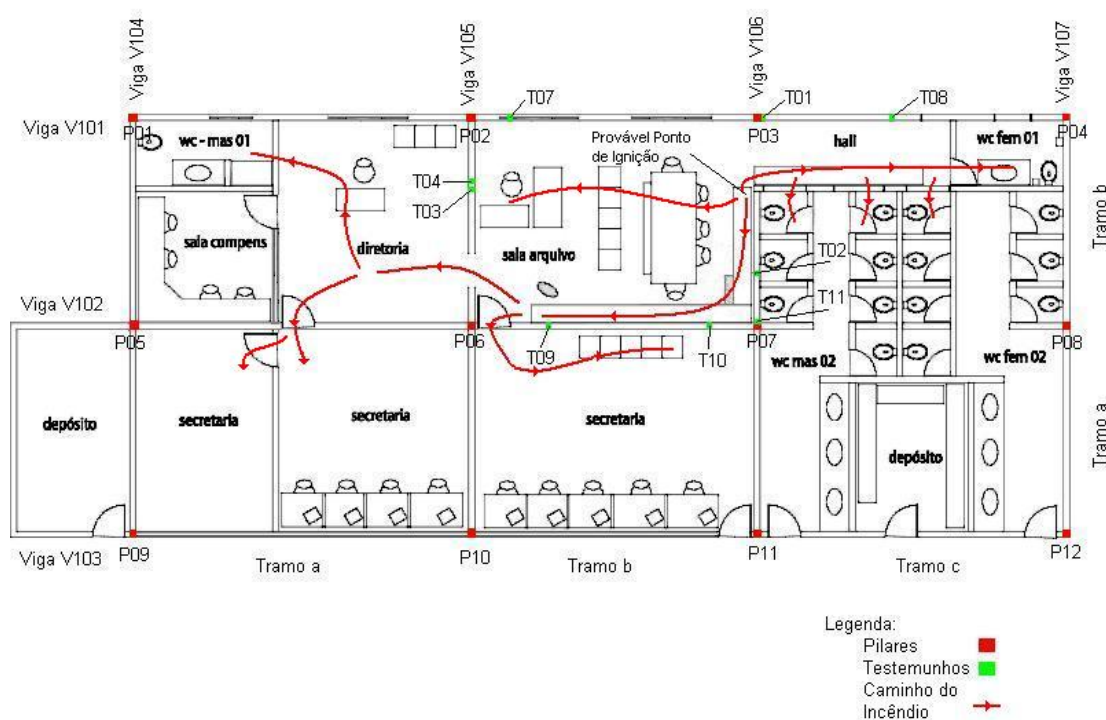


Figura 6 – Croqui do setor atingido pelo incêndio

De acordo com o Corpo de Bombeiros, a sala de arquivo (Figura 7) foi considerada a sala de origem do incêndio, tendo como causa um curto circuito no quadro elétrico existente na mesma. Acredita-se que, tendo o incêndio se iniciado na sala de arquivos, o mesmo propagou-se em duas direções: em direção ao hall de acesso ao wc feminino (Figura 8), e em direção as secretarias e escritórios da diretoria. Vale ressaltar que o wc feminino era utilizado como sala para arquivo morto.



Figura 7 – Sala de Arquivos



Figura 8 – Hall de acesso ao WC feminino

- **Extração dos testemunhos**

Foram retirados testemunhos da sala de origem e sua resistência residual a compressão foi determinada. Nos próximos parágrafos os resultados desses testes serão apresentados e analisados.

Foram extraídos 12 testemunhos com diâmetro de 15 cm da estrutura da instituição de ensino; sendo 9 da região atingida pelo incêndio e 3 de regiões isentas da ação do fogo para fins de comparação da resistência. Os testemunhos extraídos da área atingida pelo incêndio foram retirados de pilares e vigas da sala de origem (i.e. sala de arquivos) por visualmente aparentar os maiores danos estruturais. A localização aproximada das extrações é ilustrada na Figura 6.

Os testemunhos foram extraídos, preparados e ensaiados segundo as normas técnicas NBR7680 – Extração, preparo e análise de testemunhos de estruturas de concreto; NBR 5738 – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto; e NBR 5739 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.

- **Apresentação e análise dos Resultados**

O valor da resistência à compressão atual do concreto (f_c) foi estimada pelo menor valor dos 3 testemunhos extraídos de regiões próximas ao sinistro mas isentas da ação do fogo. Estes resultados encontram-se na Tabela 3. A tabela 4 apresenta os resultados obtidos dos testemunhos extraídos da sala de origem do incêndio.

Tabela 3 – Resistência à compressão dos testemunhos extraídos de áreas isentas do fogo

Código	Localização	fc (MPa)	Ruptura
T05	Peça isenta da ação do fogo	23,1	Cônica
T06	Peça isenta da ação do fogo	32,7	Cônica
T12	Peça isenta da ação do fogo	19,3	Cônica
Valor estimado da resistência à compressão atual do concreto (fc): 19,3 MPa			

Tabela 4 – Resistência à compressão dos testemunhos extraídos da sala de origem

Código	Local da extração	Resistência à Compressão (MPa)	Resistência residual (fcθ/fc)	Tipo de Ruptura
T01	Pilar P3 (Lascamento observdo)	Danificado na preparação	--	--
T02	Viga V106 – Tramo b	13,5	69,9 %	Cônica
T03	Viga V105 – Tramo b	Danificado na extração	--	--
T04	Viga V105 – Tramo b	10,2	52,8 %	Cônica
T07	Viga V101-b (Lascamento observado)	15,9	82,4 %	Cônica
T08	Viga V101 – tramo c	16,4	85,0 %	Cônica Cisalhada
T09	Viga V102 – Tramo b	15,6	80,8 %	Cônica
T10	Viga V102 – Tramo b	10,0	51,8 %	Cônica
T11	Pilar P7	13,6	70,5 %	Cônica Cisalhada
Média		13,6	70,5 %	--

Acredita-se que a temperatura máxima atingida no caso real seja em torno de 600°C. Plausível para uma situação em que se atingiu o flashover, onde a maioria do material combustível era celulósica e havendo combate ao incêndio. Dessa forma, a temperatura é semelhante a atingida nos experimentos realizados (item 1.A). No entanto, o tempo de exposição no caso real foi superior, i.e. aproximadamente 3 horas.

Das situações simuladas no experimento apresentado no item 1.A., a exposição na região II (600°C) com resfriamento brusco (situação B) é a que mais se assemelha à situação do incêndio real, uma vez que, houve a ação de combate dos bombeiros. O resultado médio de resistência residual obtido nestas condições é, aproximadamente, 70%. Portanto, bastante condizente com o caso real estudado.

Os testemunhos T07, T08, T09 apresentam resultados um pouco acima dos obtidos nos experimentos. Uma provável justificativa é a localização de onde foram extraídos os testemunhos. As amostras T07 e T08 foram retiradas da viga V101 junto à área externa do prédio onde a ventilação pode ter diminuído as temperaturas atingidas e a T09 próximo a porta de saída da sala de arquivos, mais afastado do caminho principal do fogo podendo ter tido uma exposição com menor duração e de menor intensidade (Vide Figura 5).

Os testemunhos T04 e T10 apresentaram resultados um pouco abaixo do valor médio. Por estarem no caminho principal do fogo e próximo de materiais combustíveis podem ter sido mais afetados pelo fogo. As inúmeras variáveis que influenciam os resultados de resistência de testemunhos, tais como (AÏTCIN, 2000) também podem justificar estes valores.

É pertinente ressaltar que entre o incêndio e a realização dos ensaios houve um período de aproximadamente dois meses. Poon (2001) discute a alteração dos valores de resistência residual por fenômenos de re-cura ou rehidratação. Desse modo, ressalta-se que a estrutura e, conseqüentemente, os testemunhos podem ter apresentado alguma recuperação em sua resistência à compressão. No entanto, esses efeitos são maiores quando submetidos a períodos de re-cura saturados ou com alta umidade.

Ainda é importante relatar a observação de lascamento nas peças estruturais da sala de arquivos. O Pilar P3 estava bastante comprometido tanto no canto interior ao ambiente quanto no exterior. A armadura estava parcialmente exposta e deformada. Dois trechos distintos da viga V101 apresentavam lascamento deixando pedaços da armadura expostas (Figura 9 a 12).



Figura 9 – Lascamento no Pilar P3 (Visão interna).

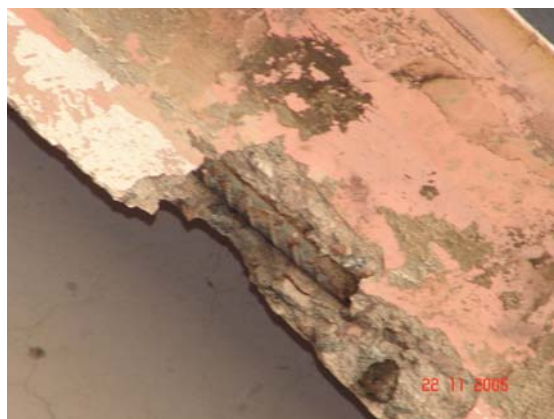


Figura 11 – Lascamento (1) na Viga V101 tramo b



Figura 10 – Lascamento no Pilar P3 (Visão externa)



Figura 12 – Lascamento (2) na Viga V101 tramo c

Chama-se a atenção para o fato da situação não ser favorável ao acontecimento deste fenômeno. A estrutura é relativamente antiga (aproximadamente 30 anos), localizada numa região de clima seco, em concreto tradicional, de densidade normal e com peças de seções não tão esbeltas. Estas condições reduzem bastante a possibilidade de lascamento segundo HERTZ (1988 e 2003) e Kalifa (2000). O acontecimento deste fenômeno em condições semelhantes também foi observado nos experimentos com os corpos-de-prova.

1.C. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No Brasil ainda não estão disponíveis normas técnicas nacionais que padronizem métodos de ensaios experimentais nos quais os corpos de provas correspondem a elementos estruturais. As principais dificuldades que limitam a realização destes ensaios consistem na compatibilização das dimensões dos corpos de prova com as dimensões da fornalha na qual o corpo de prova é aquecido e na aplicação da carga térmica por face da peça estrutural.

As observações constatadas no estudo do caso real nos permite validar os resultados experimentais realizados. Por outro lado estudos sobre o comportamento do concreto no estado transiente precisam ser mais difundidos, em especial com o concreto frequentemente utilizado na construção civil brasileira, i.e. de baixo desempenho, uma vez que perdas significativas nas propriedades mecânicas são observadas nessa situação, a qual é semelhante a condição imposta pelos incêndios.

Observa-se que os lascamentos (spalling) ocorrem com maior frequência do que o esperado pela literatura internacional. Isto é observado mesmo em estruturas com concreto tradicional, com baixa umidade e de densidade normal.

APÊNDICE 2 – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

Dimensionamento de viga com seção transversal retangular - flexão simples - NBR 6118/82:

Definição da unidade MegaPascal: $\text{MPa} := 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$

Definição da unidade KiloNewton: $\text{kN} := 10^3 \text{N}$

Propriedades dos materiais:

	<u>Aço</u>	<u>Concreto</u>	<u>Tipo_do_aço:= "B"</u>
Tensões características	$f_{yk} := 500 \text{MPa}$	$f_{ck} := 30 \text{MPa}$	
Módulo de elasticidade:	$E_s := 210 \cdot 10^3 \text{MPa}$		

Dimensões da seção transversal:

Altura total: $h := 20 \text{cm}$ Base: $b := 12 \text{cm}$ Comprimento: $l := 1.5 \text{ m}$

Momento fletor característico:

Carga no manômetro: $P := 9.6 \text{ tf}$

Carga do perfil I: $p := 0.050 \text{ tf}$

Carga devido ao peso da viga: $q := \frac{0.10}{1.5} \frac{\text{tf}}{\text{m}}$

$$M_{\max} := \left(\frac{P + p}{2} + \frac{q \cdot l}{2} \right) \cdot 0.6 - \left[\left(\frac{P + p}{2} \right) \cdot 0.35 \right] - \frac{q \cdot l^2}{8} \quad M_{\max} = 1.217 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max} := M_{\max} \cdot 9.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P + p}{2} + \frac{q \cdot l}{2} = 4.875$$

Características geométricas da seção transversal:

Altura útil da viga: $d := h - 3.0 \text{cm}$ $d = 17 \text{cm}$

Distancia entre o bordo comprimido e a armadura de compressão: $d' := 3.0 \text{cm}$

Área da seção transversal: $A_c := b \cdot h$ $A_c = 240 \text{cm}^2$

Coeficientes de segurança:

Aço: $\gamma_s := 1$

Concreto: $\gamma_c := 1$

Esforços: $\gamma_d := 1.0$

Momento fletor de projeto: $M_d := M_{\max} \cdot \gamma_d$ $M_d = 11.944 \text{kN} \cdot \text{m}$

Tensões de projeto:

Tração no aço: $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ $f_{yd} = 500 \text{MPa}$ Compressão no concreto: $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ $f_{cd} = 30 \text{MPa}$

Dimensionamento:Deformações específicas - Estado limite último:

$$\text{Aço: } \varepsilon_y := \begin{cases} \frac{f_{yd}}{E_s} & \text{if Tipo_do_aço} = "A" \\ \left(\frac{f_{yd}}{E_s} + 0.002 \right) & \text{otherwise} \end{cases} \quad \varepsilon_y = 0.004381 \quad \text{Concreto: } \varepsilon_{cd} := 0.0035$$

Deformação máxima admissível para o aço: $\varepsilon_{ydMAX} := 0.01$

$$\varepsilon_{yd} := \begin{cases} \varepsilon_y & \text{if } \varepsilon_y \leq \varepsilon_{ydMAX} \\ \varepsilon_{ydMAX} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \varepsilon_{yd} = 0.004381$$

Posição da linha neutra: Mínima e Limite (Ymin e Ylim) - Estado limite último:

$$s_{min} := 0.8 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ydMAX}} \right) \quad s_{min} = 0.20741 \quad s_{lim} := 0.8 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{yd}} \right) \quad s_{lim} = 0.35529$$

$$y_{min} := s_{min} \cdot d \quad y_{min} = 3.526\text{cm} \quad y_{lim} := s_{lim} \cdot d \quad y_{lim} = 6.04\text{cm}$$

Altura útil mínima para seção normalmente armada, sem armadura de compressão (d_o):

$$\text{Equação de equilíbrio: } \left(0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot s_{lim}^2 - 2 \cdot 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot s_{lim} \right) \cdot d_o^2 + 2 \cdot M_d = 0$$

$$\text{Altura útil: } d_o := \sqrt{\frac{2 \cdot M_d}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot s_{lim} \cdot (2 - s_{lim})}} \quad d_o = 11.558\text{cm}$$

Momento fletor máximo para seção normalmente armada com armadura simples (M_{do}):

$$\text{Força interna última: } R_{lim} := 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y_{lim} \quad R_{lim} = 1.848 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\text{Braço da alavanca: } z_{lim} := d - \frac{y_{lim}}{2} \quad z_{lim} = 13.98\text{cm}$$

$$\text{Momento fletor: } M_{do} := R_{lim} \cdot z_{lim} \quad M_{do} = 25.838\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ko} := \frac{M_{do}}{\gamma_d} \quad M_{ko} = 25.838\text{kN} \cdot \text{m}$$

Momento fletor correspondente ao Ymin (M_{dmin}):

$$\text{Força interna mínima: } R_{min} := 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y_{min} \quad R_{min} = 1.079 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\text{Braço da alavanca: } z_{min} := d - \frac{y_{min}}{2} \quad z_{min} = 15.237\text{cm}$$

Momento fletor: $M_{dmin} := R_{min} \cdot Z_{min}$ $M_{dmin} = 16.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{kmin} := \frac{M_{dmin}}{\gamma_d} \quad M_{kmin} = 16.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento fletor mínimo para dimensionamento, correspondendo a rutura da seção de concreto sem armadura:

$$M_{d't} := \frac{1.1^2}{30} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \quad M_{d't} = 4.196 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento de projeto mínimo para dimensionamento: $M_d := \begin{cases} M_{d't} & \text{if } M_d < M_{d't} \\ M_d & \text{otherwise} \end{cases} \quad M_d = 11.944 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Determinação da posição da linha neutra (em função do momento solicitante e da altura útil da viga):

Equação de equilíbrio: $0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y_r^2 - 2 \cdot 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot y_r + 2 \cdot M_d = 0$

Posição da linha neutra: $y_r := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b}} \quad y_r = 2.476 \text{ cm}$

Obs.: Caso a equação de equilíbrio acima não tenha raízes reais (ou seja, o valor de y_r é complexo) significa que o momento fletor solicitante (M_d) ultrapassa o valor M_{dM} dado abaixo.

Momento fletor equivalente à compressão de toda a seção de concreto ($y=d$):

$$M_{dM} := 0.425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \quad M_{dM} = 44.217 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

O momento fletor M_{dM} corresponde ao momento fletor no qual toda a seção de concreto estaria sendo comprimida, ou seja $y=d$ (a linha neutra estaria passando no centro de gravidade da armação longitudinal de tração). Apesar de ser teoricamente aceitável valores de M_d até superiores a M_{dM} (a NBR 6118 não faz referência a este valor) uma vez a linha neutra ficará limitada a $y_{lim} < d$, que corresponde a seção normalmente armada e, neste caso, seria adotada armação complementar de compressão, convém analisar se não seria mais viável aumentar as dimensões da seção transversal ao invés de dimensiona-la para valores de momento fletor tão altos.

Definição da posição da linha neutra:

$y :=$	y_{min} if $M_d \leq M_{dmin}$	corresponde a $y_r \leq y_{min}$	$y_{min} = 3.526 \text{ cm}$
	y_r if $M_{dmin} < M_d < M_{do}$	corresponde a $y_{min} < y_r < y_{lim}$	$y = 3.526 \text{ cm}$
	y_{lim} otherwise	corresponde a $y_r \geq y_{lim}$	$y_{lim} = 6.04 \text{ cm}$

Obs.: Quando $M_d > M_{do}$ emprega-se armadura dupla, mantendo-se a seção normalmente armada.

Cálculo da seção de aço - Seção de concreto normalmente armada:Cálculo da armação de tração:

$$\text{Braço da alavanca: } z := \begin{cases} \left(d - \frac{y}{2}\right) & \text{if } y \leq y_{\text{lim}} \\ \left(d - \frac{y_{\text{lim}}}{2}\right) & \text{otherwise} \end{cases} \quad z = 15.237\text{cm}$$

$$\text{Deformação específica do aço tracionado: } y = 0.8 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{\text{cd}}}{\varepsilon_{\text{cd}} + \varepsilon_{\text{s}}} \right) \cdot d \quad \varepsilon_{\text{s}} := \frac{(0.8 \cdot \varepsilon_{\text{cd}} \cdot d) - y \cdot \varepsilon_{\text{cd}}}{y} \quad \varepsilon_{\text{s}} = 0.01$$

Tensão de tração no aço, em função do tipo de aço:

$$\text{Para o aço tipo A: } \sigma_{\text{A}} := \begin{cases} f_{\text{yd}} & \text{if } \varepsilon_{\text{s}} \geq \frac{f_{\text{yd}}}{E_{\text{s}}} \\ E_{\text{s}} \cdot \varepsilon_{\text{s}} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \sigma_{\text{A}} = 500\text{MPa}$$

Para o aço tipo B:

$$k_{\text{s}} := \begin{cases} 1 & \text{if } \varepsilon_{\text{s}} \leq \frac{0.7 \cdot f_{\text{yd}}}{E_{\text{s}}} \\ \left[0.85 + \frac{0.15}{0.3 \cdot \frac{f_{\text{yd}}}{E_{\text{s}}}} \cdot \left(\frac{f_{\text{yd}}}{E_{\text{s}}} - \varepsilon_{\text{s}} \right) \right] & \text{if } 0.7 \cdot \frac{f_{\text{yd}}}{E_{\text{s}}} < \varepsilon_{\text{s}} < \frac{f_{\text{yd}}}{E_{\text{s}}} \\ 0.85 & \text{if } \varepsilon_{\text{s}} = \frac{f_{\text{yd}}}{E_{\text{s}}} \\ \left[0.85 + \frac{0.15}{0.002} \cdot \left(\varepsilon_{\text{s}} - \frac{f_{\text{yd}}}{E_{\text{s}}} \right) \right] & \text{if } \frac{f_{\text{yd}}}{E_{\text{s}}} < \varepsilon_{\text{s}} < \left(0.002 + \frac{f_{\text{yd}}}{E_{\text{s}}} \right) \\ 1 & \text{if } \varepsilon_{\text{s}} \geq \left(0.002 + \frac{f_{\text{yd}}}{E_{\text{s}}} \right) \end{cases}$$

$$k_{\text{s}} = 1$$

$$\sigma_{\text{B}} := k_{\text{s}} \cdot \sigma_{\text{A}}$$

$$\sigma_{\text{B}} = 500\text{MPa}$$

$$\text{Tensão de tração no aço: } \sigma_{\text{sd}} := \begin{cases} \sigma_{\text{A}} & \text{if Tipo_do_aço} = \text{"A"} \\ \sigma_{\text{B}} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \sigma_{\text{sd}} = 500\text{MPa}$$

Para seção subarmada ou normalmente armada ε_{s} será, respectivamente, maior do que ou igual a ε_{yd} , portanto, a tensão de tração no aço (σ_{sd}) será, nestes casos, igual a f_{yd} (o fator de correção K_{s} , para aços tipo B, também será sempre igual a 1).

Seção superarmada ($\varepsilon_{\text{s}} < \varepsilon_{\text{yd}}$) devem ser evitadas. Nestes casos deve-se optar por uma seção normalmente armada, com armação complementar de compressão ou aumentar a largura da seção na zona comprimida (como, por exemplo, uma viga T).

Armação de tração: $A_s := \begin{cases} \frac{M_d}{\sigma_{sd} \cdot z} & \text{if } y < y_{lim} \\ \frac{M_{do}}{\sigma_{sd} \cdot z} + \frac{M_d - M_{do}}{\sigma_{sd} \cdot (d - d')} & \text{otherwise} \end{cases}$ $A_s = 1.568 \text{ cm}^2$

Cálculo da armação de compressão:

Deformação específica do aço comprimido, na condição de seção normalmente armada: $\varepsilon'_s := \varepsilon_{cd} \cdot \left(1 - \frac{0.8 \cdot d'}{y_{lim}}\right)$ $\varepsilon'_s = 0.002109$

Obs.: ε_s será sempre menor que ε_{cd} .

Tensão de projeto para o aço comprimido: $f_{ycd} := f_{yd}$ $f_{ycd} = 500 \text{ MPa}$

Deformação específica de projeto para o aço comprimido: $\varepsilon_{ycd} := \frac{f_{ycd}}{E_s}$ $\varepsilon_{ycd} = 0.002381$

Tensão de compressão no aço comprimido:

Para o aço tipo A: $\sigma'_A := \begin{cases} f_{ycd} & \text{if } \varepsilon'_s \geq \varepsilon_{ycd} \\ E_s \cdot \varepsilon'_s & \text{otherwise} \end{cases}$ $\sigma'_A = 442.941 \text{ MPa}$

Para o aço tipo B:

$k_s := \begin{cases} 1 & \text{if } \varepsilon'_s \leq \frac{0.7 \cdot f_{ycd}}{E_s} \\ \left[0.85 + \frac{0.15}{0.3 \cdot \frac{f_{ycd}}{E_s}} \cdot \left(\frac{f_{ycd}}{E_s} - \varepsilon'_s \right) \right] & \text{if } 0.7 \cdot \frac{f_{ycd}}{E_s} < \varepsilon'_s < \frac{f_{ycd}}{E_s} \\ 0.85 & \text{if } \varepsilon'_s = \frac{f_{ycd}}{E_s} \\ \left[0.85 + \frac{0.15}{0.002} \cdot \left(\varepsilon'_s - \frac{f_{ycd}}{E_s} \right) \right] & \text{if } \frac{f_{ycd}}{E_s} < \varepsilon'_s < \left(0.002 + \frac{f_{ycd}}{E_s} \right) \\ 1 & \text{if } \varepsilon'_s \geq \left(0.002 + \frac{f_{ycd}}{E_s} \right) \end{cases}$ $k_s = 0.907$

$\sigma'_B := k_s \cdot \sigma'_A$ $\sigma'_B = 401.774 \text{ MPa}$

Parcela de momento acima do momento máximo para seção normalmente armada sem armadura de compressão:

$\Delta M_d := \begin{cases} (M_d - M_{do}) & \text{if } M_d > M_{do} \\ 0.0 \text{ N} \cdot \text{m} & \text{otherwise} \end{cases}$ $\Delta M_d = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Tensão de compressão no aço:

$$\sigma'_{sd} := \begin{cases} \sigma'_A & \text{if Tipo_do_aço} = "A" \\ \sigma'_B & \text{otherwise} \end{cases} \quad \sigma'_{sd} = 401.774 \text{MPa}$$

Armação de compressão: $A'_s := \frac{\Delta M_d}{\sigma'_{sd} \cdot (d - d')}$ $A'_s = 0 \text{cm}^2$

Armação mínima de tração: $A_{smin} := 0.15\% \cdot b \cdot h$ $A_{smin} = 0.36 \text{cm}^2$

Armação de tração: $A_s := \max(A_s, A_{smin})$ $A_s = 1.568 \text{cm}^2$

Dimensionamento de viga com seção transversal retangular - Cisalhamento - NBR 6118/1982:

Definição da unidade MegaPascal: $\text{MPa} := 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$

Definição da unidade KiloNewton: $\text{kN} := 10^3 \text{N}$

Propriedades dos materiais:

	<u>Aço</u>	<u>Concreto</u>
Tensões características:	$f_{yk} := 600 \text{MPa}$	$f_{ck} := 30 \text{MPa}$
Módulo de elasticidade:	$E_s := 210 \cdot 10^3 \text{MPa}$	

$\text{Tipo_do_aço} := "B"$

Dimensões da seção transversal:

Altura total: $h := 20 \text{cm}$ Base: $b := 12 \text{cm}$

Esforço cortante característico:

$V_k := 4.875 \cdot 9.81 \text{kN}$ $V_k = 4.782 \times 10^4 \text{N}$

Características geométricas da seção transversal:

Altura útil da viga:	$d := h - 3\text{cm}$	$d = 17\text{cm}$
Distancia entre o bordo comprimido e a armadura de compressão:		$d' := 4.5\text{cm}$
Área da seção transversal:	$A_C := b \cdot h$	$A_C = 240\text{cm}^2$

Coeficientes de segurança:

Aço:	$\gamma_S := 1.15$	Concreto:	$\gamma_C := 1.4$	Esforços:	$\gamma_d := 1.4$
------	--------------------	-----------	-------------------	-----------	-------------------

Seção de armação longitudinal de tração no trecho de comprimento igual a 2h a partir do apoio:

$A_S := 1.57\text{cm}^2$ $A_S=0$ signifca que a seção da armadura de tração não é conhecida.

Esforço cortante de projeto: $V_d := V_k \cdot \gamma_d$ $V_d = 66.953\text{kN}$

Tensões de projeto:

Tração no aço: $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_S}$ $f_{yd} = 521.739\text{MPa}$ Compressão no concreto: $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_C}$ $f_{cd} = 21.429\text{MPa}$

Dimensionamento:

Tensão convencional de cisalhamento (τ_{wd}): $\tau_{wd} := \frac{V_d}{b \cdot d}$ $\tau_{wd} = 3.282\text{MPa}$

Tensão convencional de cisalhamento última (τ_{wu}): **Atenção: τ_{wd} deve ser inferior a τ_{wu} .**

$k_C := \begin{cases} 0.5 & \text{if } h \leq 15\text{cm} \\ \left(\frac{1}{3} + \frac{h}{90\text{cm}} \right) & \text{if } 15\text{cm} < h < 60\text{cm} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$	$\tau_{wu} := \begin{cases} \min(0.25 \cdot f_{cd}, 4.5\text{MPa}) & \text{if } b \leq 5 \cdot h \\ \min(k_C \cdot 0.25 \cdot f_{cd}, 4.5\text{MPa}) & \text{otherwise} \end{cases}$
$k_C = 0.556$	$\tau_{wu} = 4.5\text{MPa}$

Contribuição da compressão no concreto para o combate ao cisalhamento:

Taxa de armação longitudinal de tração no trecho de comprimento igual a 2h a partir do apoio (ρ_1): $\rho_1 := \frac{A_S}{A_C}$ $\rho_1 = 0.006542$

Parcela de tensão de compressão no concreto que contribui no combate ao cisalhamento τ_c :

$\Psi_1 := \begin{cases} 0.24 & \text{if } \rho_1 \leq 0.001 \\ (0.225 + 15 \cdot \rho_1) & \text{if } 0.001 < \rho_1 < 0.015 \\ 0.45 & \text{otherwise} \end{cases}$	$\tau_c := \Psi_1 \cdot \sqrt{10 \cdot f_{ck}} \cdot \sqrt{1\text{MPa}}$	$\tau_c := \frac{\tau_c}{10}$
$\Psi_1 = 0.323$	$\tau_c = 0.56\text{MPa}$	

Nota: Como na expressão do τ_c acima o valor do f_{ck} deve ser fornecido em kgf/m², multiplica-se o valor do f_{ck} por 10 e no final divide-se o valor do τ_c por 10.

Fator redutor da seção de aço, considerando a contribuição do concreto:

$$\eta := \begin{cases} \left(1 - \frac{\tau_c}{1.15 \cdot \tau_{wd}}\right) & \text{if } \tau_c \leq 1.15 \cdot \tau_{wd} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad \eta = 0.851717$$

η igual a zero significa que a seção de concreto não precisaria de armação para combate ao cisalhamento.

Seção da armação de combate ao cisalhamento (por unidade de comprimento):

Tensão de tração no aço devido ao cisalhamento:

$$\sigma_{sd} := \begin{cases} f_{yd} & \text{if } f_{yd} \leq 435 \text{MPa} \\ (435 \text{MPa}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

Área de aço:
(Só estribo a 90°)

$$A_{s90} := \frac{1.15 \cdot \eta \cdot b \cdot \tau_{wd}}{\sigma_{sd}} \quad A_{s90} = 8.868 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armação mínima:

$$A_{smin} := \begin{cases} (0.25\% \cdot b) & \text{if } f_{yk} < 400 \text{MPa} \\ (0.14\% \cdot b) & \text{otherwise} \end{cases} \quad A_{smin} = 1.68 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Área de aço:

$$A_s := \max(A_{s90}, A_{smin}) \quad A_s = 8.868 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Obs.: Para a definição da bitola do estribo a área de aço deverá ser dividida pelo número de barras (pernas) que compõem os estribos.

ANEXO 1 – CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO DA PRENSA


 laboratório bauer abbo


 l.a.falcão bauer
 centro tecnológico de controle da qualidade


 bna - engenheiros consultores

LABORATÓRIO DE METROLOGIA – ÁREA FORÇA
REDE BRASILEIRA DE CALIBRAÇÃO
 Laboratório de Calibração Acreditado pelo Cgcre/Inmetro de acordo com a
 NBR ISO/IEC 17025 sob o nº 269

Pg. 1/3

CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO Nº 059/06
MÁQUINA DE ENSAIO

Interessado: UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
 Av. Acadêmico Helio Ramos s/n
 Recife – PE
 Ref.: 45537


 REDE BRASILEIRA
 DE CALIBRAÇÃO

1. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO CALIBRADO:

01 (um) máquina de ensaio à compressão, identificado conforme abaixo, calibrada nas instalações do interessado, no endereço acima.

Fabricante:	WPM	Nº de série:	Não consta
Identificação:	33488	Capacidade máxima:	300000 kgf
Modelo:	WPM	Faixa (s) nominal (is):	150000 e 50000 kgf
Nº de ordem:	265/7	Valor de uma divisão (ões):	100 e 500 kgf

2. PADRÃO UTILIZADO:

CÉLULA DE CARGA
 Fabricante: KRATOS
 Identificação: FB-3769
 Órgão calibrador: IPT
 Capacidade máxima: 100 000 kgf
 Certificado de Calibração nº: 62781-101
 Data da próxima calibração: 28/03/2007

3. MÉTODO DE CALIBRAÇÃO:

A calibração foi realizada conforme Procedimento C-004 – “Calibração de Máquinas de Ensaio de Tração e Compressão” - Rev. 04 e Norma NBR NM ISO 7500-1/04 – Materiais Metálicos – Calibração de máquinas de ensaio estático uniaxial – Parte 1: Máquina de ensaio de tração/compressão – Calibração do sistema de medição da força.

A calibração foi realizada à compressão, com atuação do ponteiro de arraste.

ESTE CERTIFICADO ATENDE AOS REQUISITOS DE ACREDITAÇÃO DO CGCRE/INMETRO, O QUAL AVALIOU A COMPETÊNCIA DO LABORATÓRIO E COMPROVOU SUA RASTREABILIDADE A PADRÕES NACIONAIS DE MEDIDA.
 Os resultados apresentados no presente documento referem-se exclusivamente ao equipamento calibrado.
 A reprodução deste documento somente por ser feita na íntegra, sendo vedada sua reprodução parcial.


 Grupo
 Falcão Bauer

SÃO PAULO: Rua Aquinos, 111 - S.P. - CEP 05036-070 - FONE (11) 3611-0833 - FAX (11) 3611-0170
 Filiais: Campinas - São José dos Campos - Santos - Bauru - Rio de Janeiro - (RJ)
 contato@falcao-bauer.com.br - bauer@falcao-bauer.com.br - BNA TEL (11) 3611-0877 / ABBO TEL (11) 3611-1000





I.A. falcão bauer
centro tecnológico de controle da qualidade



Pg. 2/3

LABORATÓRIO DE METROLOGIA – ÁREA FORÇA

REDE BRASILEIRA DE CALIBRAÇÃO

Laboratório de Calibração Acreditado pelo Cgcre/Inmetro de acordo com a
NBR ISO/IEC 17025 sob o nº 269

CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO Nº 059/06

4. RESULTADOS OBTIDOS:

FORÇA INDICADA (kgf)	VALOR VERDADEIRO CONVENCIONAL (kgf)	INDICAÇÃO (%)	REPETITIVIDADE (%)	RESOLUÇÃO RELATIVA (%)	k	INCERTEZA DE MEDIÇÃO (%)
10000	10526,94	-5,27	0,21	0,47	2,00	0,43
15000	15694,40	-4,63	1,30	0,32	2,37	0,70
20000	20377,02	-1,89	0,23	0,25	2,00	0,24
25000	25624,86	-2,50	0,21	0,20	2,00	0,20
30000	30837,65	-2,79	0,67	0,16	2,28	0,34
35000	36590,01	-4,54	1,52	0,14	2,65	0,83
40000	40884,41	-2,21	0,17	0,12	2,00	0,15
45000	45913,34	-2,03	0,55	0,11	2,32	0,29
50000	53640,17	-7,28	0,03	0,09	2,00	0,12

ERRO DE ZERO:
0,00 %

Temperatura: 30,0°C
Data da calibração: 10/02/2006

A incerteza expandida relatada é baseada em uma incerteza padrão combinada, multiplicada por um fator de abrangência k, para um nível de confiança de aproximadamente 95%.

ESTE CERTIFICADO ATENDE AOS REQUISITOS DE ACREDITAÇÃO DO CGCRE/INMETRO, O QUAL AVALIOU A COMPETÊNCIA DO LABORATÓRIO E COMPROVOU SUA RASTREABILIDADE A PADRÕES NACIONAIS DE MEDIDA.

Os resultados apresentados no presente documento referem-se exclusivamente ao equipamento calibrado.

A reprodução deste documento somente por ser feita na íntegra, sendo vedada sua reprodução parcial.



**Grupo
Falcão Bauer**

SÃO PAULO: Rua Aquinos, 111 - S.P. - CEP 05036-070 - FONE (11) 3611-0833 - FAX (11) 3611-0170

Filiais: Campinas - São José dos Campos - Santos - Bauru - Rio de Janeiro - (RJ)

www.falcãobauer.com.br - falcão@falcãobauer.com.br - DDA TEL: (11) 3611-0877 / ABDO TEL: (11) 3611-4000





l.a.falcão bauer
centro tecnológico de controle da qualidade



Pg. 3/3

LABORATÓRIO DE METROLOGIA – ÁREA FORÇA
REDE BRASILEIRA DE CALIBRAÇÃO
 Laboratório de Calibração Acreditado pelo Cgcre/Inmetro de acordo com a
 NBR ISO/IEC 17025 sob o nº 269

CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO Nº 059/06

FORÇA INDICADA (kgf)	VALOR VERDADEIRO CONVENCIONAL (kgf)	INDICAÇÃO (%)	REPETITIVIDADE (%)	RESOLUÇÃO RELATIVA (%)	k	INCERTEZA DE MEDIÇÃO (%)
10000	9850,54	1,49	0,10	2,54	2,00	2,04
20000	19615,96	1,92	0,08	1,27	2,00	1,03
30000	30036,41	-0,12	0,05	0,83	2,00	0,69
40000	39600,02	1,00	0,05	0,63	2,00	0,52
50000	49187,58	1,62	0,05	0,51	2,00	0,42
60000	59401,09	1,00	0,03	0,42	2,00	0,35
70000	69363,19	0,91	0,01	0,36	2,00	0,31
80000	79051,65	1,19	0,02	0,32	2,00	0,27
90000	88591,32	1,57	0,01	0,28	2,00	0,24
100000	98804,82	1,20	0,01	0,25	2,00	0,22

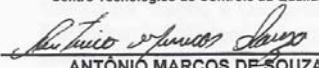
ERRO DE ZERO: 0,00 %

5. CLASSIFICAÇÃO DA MÁQUINA DE ENSAIO, CONFORME NBR NM 7500-1:
 Faixa Nominal: 50000 kgf Classe: Não atingiu Classificação
 Faixa Nominal: 100000 kgf Classe: III

6. OBSERVAÇÕES:
 6.1. Os pontos de calibração foram escolhidos pelo interessado.
 6.2. A calibração foi realizada à temperatura ambiente, citada acima, sem ar condicionado.

São Paulo, 14 de fevereiro de 2006.

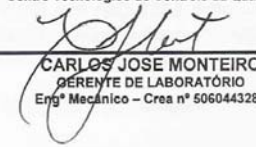
L.A. FALCÃO BAUER LTDA
Centro Tecnológico de Controle da Qualidade



ANTÔNIO MARCOS DE SOUZA
RESPONSÁVEL PELA CALIBRAÇÃO
MECANICO DE MANUTENÇÃO

cm/ams

L.A. FALCÃO BAUER LTDA
Centro Tecnológico de Controle da Qualidade



CARLOS JOSE MONTEIRO
GERENTE DE LABORATÓRIO
Engº Mecânico – Crea nº 5060443284

ESTE CERTIFICADO ATENDE AOS REQUISITOS DE ACREDITAÇÃO DO CGCRE/INMETRO, O QUAL AVALIOU A COMPETÊNCIA DO LABORATÓRIO E COMPROVOU SUA RASTREABILIDADE A PADRÕES NACIONAIS DE MEDIDA.
 Os resultados apresentados no presente documento referem-se exclusivamente ao equipamento calibrado.
 A reprodução deste documento somente por ser feita na íntegra, sendo vedada sua reprodução parcial.



SÃO PAULO: Rua Aquinos, 111 - S.P. - CEP 05036-070 - FONE (11) 3611-0833 - FAX (11) 3611-0170
 Filiais: Campinas - São José dos Campos - Santos - Bauru - Rio de Janeiro - (RJ)

ANEXO 2 – RESULTADOS DOS CORPOS DE PROVA

Código	D1 (cm)	D2 (cm)	Ruptura	Data	Classificação	Observação	Carga (kN)	Fc (MPa)
P47	10,0	9,9	cônica cis.	5/5/2006	Ambiente		359,0	46,2
P17	10,0	10,0	cônica cis.	5/5/2006	Ambiente	Imp. na planic.	349,3	44,5
P7	10,0	9,9	cônica	5/5/2006	Ambiente		368,6	47,4
P57	10,1	10,0	cônica	5/5/2006	Ambiente		373,5	47,1
P20	10,0	10,0	ciscalhada	12/5/2006	Ambiente		363,8	46,3
P40	10,0	10,0	cônica	12/5/2006	Ambiente		349,3	44,5
P50	10,0	10,0	cônica cis.	12/5/2006	Ambiente		363,8	46,3
P30	10,0	10,0	cônica	12/5/2006	Ambiente		368,6	46,9
P10	10,0	10,0	cônica cis.	12/5/2006	Ambiente		378,3	48,2
P60	10,0	10,0	cônica	12/5/2006	Ambiente		378,3	48,2
P12	10,0	10,0	Cônica	10/6/2006	Ambiente		403,5	51,4
P32	10,0	10,0	Cônica	10/6/2006	Ambiente		412,5	52,5
P52	10,0	10,0	Cônica	10/6/2006	Ambiente		426,5	54,3
P02	10,0	10,0	cônica cis.	10/6/2006	Ambiente		402,5	51,2
P18	10,0	10,0	--	18/5/2006	REC15_120min		87,9	11,2
P38	10,0	10,0	--	18/5/2006	REC15_120min		96,0	12,2
P8	10,0	10,0	--	18/5/2006	REC15_120min	descentralizado	83,0	10,6
P--	10,0	10,0	--	18/5/2006	REC15_120min		86,0	10,9
P51	10,0	10,0	--	12/5/2006	REC15_60min		139,2	17,7
P31	10,0	10,0	--	12/5/2006	REC15_60min		--	--
P21	10,0	10,0	--	12/5/2006	REC15_60min		146,0	18,6
P11	10,0	10,0	--	12/5/2006	REC15_60min		136,3	17,4
P01	10,0	10,0	--	12/5/2006	REC15_60min		131,5	16,7
P29	10,0	10,0	--	10/6/2006	REC30_210min		40,0	5,1
P49	10,0	10,0	--	10/6/2006	REC30_210min		41,0	5,2
P22	10,0	10,0	--	10/6/2006	REC30_210min		42,0	5,4
P33	10,0	10,0	--	5/5/2006	REC30_60min		126,7	16,1
P43	10,0	9,9	--	5/5/2006	REC30_60min		121,8	15,7
P13	10,0	10,0	--	5/5/2006	REC30_60min		131,5	16,7
P53	10,0	10,0	--	5/5/2006	REC30_60min		126,7	16,1
P23	10,0	10,0	--	5/5/2006	REC30_60min		131,5	16,7
P36	10,0	10,0	--	23/5/2006	RECgesso_210min		65,0	8,3
P46	10,0	10,0	--	23/5/2006	RECgesso_210min		61,0	7,8
P56	10,0	10,0	--	23/5/2006	RECgesso_210min		61,0	7,8
P06	10,0	10,0	--	23/5/2006	RECgesso_210min		62,0	7,9
P24	10,0	10,0	--	12/5/2006	Recgesso_60min		136,3	17,4
P14	10,0	10,0	--	12/5/2006	Recgesso_60min		136,3	17,4
P54	10,0	10,0	--	12/5/2006	Recgesso_60min		--	--
P44	10,0	10,0	--	12/5/2006	Recgesso_60min		141,2	18,0
P58	10,0	10,0	--	10/6/2006	RECverm_210min		70,0	8,9
P16	10,0	10,0	--	10/6/2006	RECverm_210min		71,0	9,0
P36	10,0	10,0	--	10/6/2006	RECverm_210min		79,0	10,1
P37	10,0	10,0	--	10/6/2006	RECverm_210min		80,0	10,2
P15	10,0	10,0	cônica	12/5/2006	RECverm_60min		160,5	20,4
P35	10,0	10,0	cônica	12/5/2006	RECverm_60min		155,7	19,8
P05	10,0	10,0	cônica	12/5/2006	RECverm_60min		165,4	21,1
P45	10,1	10,0	cônica	12/5/2006	RECverm_60min		150,9	19,0
P25	10,1	10,0	cônica	12/5/2006	RECverm_60min		155,7	19,6

Código	D1 (cm)	D2 (cm)	Ruptura	Data	Classificação	Observação	Carga (kN)	Fc (MPa)
G17	14,9	15,0	cisalhada	5/5/2006	Ambiente		818,7	46,6
G47	15,0	15,0	cônica cis.	5/5/2006	Ambiente		828,4	46,9
G57	15,0	14,9	cônica	5/5/2006	Ambiente		823,6	46,9
G7	15,0	15,0	cônica	5/5/2006	Ambiente		818,7	46,3
G10	15,0	14,9	cônica cis.	12/5/2006	Ambiente		828,4	47,2
G40	15,0	15,0	cônica	12/5/2006	Ambiente		842,9	47,7
G50	15,0	15,0	cônica	12/5/2006	Ambiente		833,3	47,2
G60	15,0	15,0	cônica	12/5/2006	Ambiente		857,5	48,5
G02	15,0	15,0	cônica	10/6/2006	Ambiente		862,3	48,8
G22	15,0	15,0	cônica cis.	10/6/2006	Ambiente		872,0	49,3
G42	15,0	15,0	cônica	10/6/2006	Ambiente		901,0	51,0
G52	15,0	15,0	cônica cis.	10/6/2006	Ambiente		872,0	49,3
G13	15,0	15,0	cônica cis.	4/7/2006	Ambiente		857,5	48,5
G32	15,0	15,0	cônica	4/7/2006	Ambiente		842,9	47,7
G41	15,0	15,0	cônica cis.	4/7/2006	Ambiente		862,3	48,8
G44	15,0	15,0	cônica	4/7/2006	Ambiente		872,0	49,3
G08	15,0	15,0	--	18/5/2006	REC15_120min		223,5	12,6
G18	15,0	15,0	--	18/5/2006	REC15_120min		213,8	12,1
G38	15,0	15,0	--	18/5/2006	REC15_120min		223,5	12,6
G58	15,0	15,0	--	18/5/2006	REC15_120min		238,0	13,5
G11	15,0	15,0	--	4/7/2006	REC15_210min		92,8	5,3
G24	15,0	15,0	--	4/7/2006	REC15_210min		87,9	5,0
G35	15,0	15,0	--	4/7/2006	REC15_210min		102,5	5,8
G55	15,0	15,0	--	4/7/2006	REC15_210min		97,6	5,5
G01	15,0	15,0	cônica cis.	12/5/2006	REC15_60min		378,3	21,4
G11	15,0	15,0	--	12/5/2006	REC15_60min		436,4	24,7
G31	15,1	15,0	--	12/5/2006	REC15_60min		431,6	24,3
G51	15,0	15,0	cônica	12/5/2006	REC15_60min		446,1	25,2
G19	15,0	15,0	--	10/6/2006	REC30_210min		92,8	5,3
G29	15,0	15,0	--	10/6/2006	REC30_210min		97,6	5,5
G39	15,0	15,0	--	10/6/2006	REC30_210min		87,9	5,0
G13	15,0	15,0	--	5/5/2006	REC30_60min		388,0	22,0
G3	14,9	14,9	--	5/5/2006	REC30_60min		378,3	21,7
G33	15,0	15,0	--	5/5/2006	REC30_60min		402,5	22,8
G43	15,0	15,0	--	5/5/2006	REC30_60min		397,7	22,5
G06	15,0	15,0	--	23/5/2006	RECgesso_210min		165,4	9,4
G26	15,0	15,0	--	23/5/2006	RECgesso_210min		175,1	9,9
G46	15,0	15,0	--	23/5/2006	RECgesso_210min		175,1	9,9
G04	15,0	15,0	--	12/5/2006	RECgesso_60min		446,1	25,2
G14	15,0	15,0	--	12/5/2006	RECgesso_60min		446,1	25,2
G34	15,0	15,0	cônica	12/5/2006	RECgesso_60min		363,8	20,6
G54	15,0	14,9	--	12/5/2006	RECgesso_60min		397,7	22,7
G26	15,0	15,0	--	10/6/2006	RECverm_210min		146,0	8,3
G28	15,0	15,0	--	10/6/2006	RECverm_210min		107,3	6,1
G36	15,0	15,0	--	10/6/2006	RECverm_210min		146,0	8,3
G05	15,0	15,0	--	12/5/2006	RECverm_60min		465,4	26,3
G15	15,0	15,0	cônica	12/5/2006	RECverm_60min		460,6	26,1
G25	15,0	15,0	cônica	12/5/2006	RECverm_60min		489,6	27,7
G45	15,0	15,0	cônica	12/5/2006	RECverm_60min		484,8	27,4

ANEXO 3 – RESULTADOS DAS VIGAS

Código	Esforços na Ruptura			Perda (%)	Experimento	Data	OBS
	Carga (kN)	Cortante (KN)	Momento (KN x m)				
A07	77,6	78,3	19,6	99,7%	Ambiente	5/5/2006	
A01	82,8	83,5	20,9	106,3%	Ambiente	5/5/2006	
C05	81,0	81,8	20,4	104,0%	Ambiente	12/5/2006	
C01	72,5	73,2	18,3	93,2%	Ambiente	12/5/2006	
D07	75,4	76,1	19,0	96,9%	Ambiente	10/6/2006	
B01	74,5	75,2	18,8	95,7%	REC15_120min	18/5/2006	
B05	72,6	73,3	18,3	93,3%	REC15_120min	18/5/2006	
D02	77,5	78,2	19,5	99,5%	REC15_120min	18/5/2006	Termopar
B09	52,2	53,0	13,2	67,4%	REC15_210min	4/07/2006	
B10	51,1	51,9	13,0	66,0%	REC15_210min	4/07/2006	
C06	82,4	83,1	20,8	105,8%	REC15_60min	12/5/2006	
C02	79,5	80,2	20,0	102,1%	REC15_60min	12/5/2006	
D01	71,8	72,5	18,1	92,3%	REC15_60min	12/5/2006	Termopar
A10	44,9	45,6	11,4	58,0%	REC30_210min	10/6/2006	Termopar
A06	48,2	49,0	12,2	62,3%	REC30_210min	10/6/2006	
A04	47,6	48,3	12,1	61,5%	REC30_210min	10/6/2006	
A03	72,3	73,1	18,3	93,0%	REC30_60min	5/5/2006	
A08	79,6	80,3	20,1	102,2%	REC30_60min	5/5/2006	
A05	77,5	78,2	19,5	99,5%	REC30_60min	5/5/2006	Termopar
B06	79,3	80,0	20,0	101,8%	RECgesso_210min	10/6/2006	
D08	58,5	59,2	14,8	75,4%	RECgesso_210min	10/6/2006	Termopar – Falha Ruptura Brusca
B02	67,2	68,0	17,0	86,5%	RECgesso_210min	10/6/2006	
D05	70,2	71,0	17,7	90,3%	RECgesso_60min	12/5/2006	Termopar
C08	83,4	84,1	21,0	107,0%	RECgesso_60min	12/5/2006	
C04	73,1	73,8	18,4	93,9%	RECgesso_60min	12/5/2006	
B03	64,9	65,6	16,4	83,5%	RECverm_210min	10/6/2006	
B07	66,3	67,1	16,8	85,3%	RECverm_210min	10/6/2006	
D06	50,4	51,1	12,8	65,0%	RECverm_210min	10/6/2006	Termopar
C07	73,3	74,1	18,5	94,2%	RECverm_60min	12/5/2006	Lascamento
C03	73,7	74,4	18,6	94,7%	RECverm_60min	12/5/2006	
D03	76,3	77,1	19,3	98,1%	RECverm_60min	12/5/2006	Termopar