

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

DIMENSIONAMENTO DE PISOS MISTOS EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO COM PROTEÇÃO
APENAS DAS VIGAS PRINCIPAIS

CRISTIANE CARNEIRO SPÍNDOLA

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

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
(UFMG - Orientador)

Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva
(EPUSP)

Prof. Dr. Armando César Campos Lavall
(UFMG)

Engo. Ms. Roberval José Pimenta
(Convidado Especial – CODEME Engenharia)

- Belo Horizonte, 26 de agosto de 2002 -

DEDICATÓRIA

À minha família e aos meus amigos.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por estar comigo em todos os momentos de minha vida concedendo-me força e coragem para enfrentar e superar todos os obstáculos, com fé, sabedoria e perseverança.

Ao meu orientador, Ricardo Hallal Fakury, que além de me guiar no processo de pesquisa, se tornou uma pessoa querida e amiga.

Ao Dr. Colin Bailey, da UMIST, The University of Manchester, Reino Unido, pela gentileza em disponibilizar os trabalhos por ele realizados, tornando possível a execução desta dissertação.

A Universidade Federal de Minas Gerais, aos professores e funcionários do Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, pela oportunidade de aprendizado e de crescimento.

Aos colegas do mestrado pelo trabalho conjunto para a realização de um objetivo comum.

RESUMO

Nos edifícios com estrutura metálica, tem sido prática comum projetar os pisos com vigas mistas e lajes com fôrma de aço incorporada. No dimensionamento em situação de incêndio, geralmente usa-se um procedimento tradicional e conservador, previsto por normas como o EUROCODE 4: PART 1.2 (Design of Composite Steel and Concrete Structures – Structural Fire Design, 1994) e a NBR 14323 (Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifício em Situação de Incêndio, 1999). Como consequência, na maioria das vezes, torna-se necessária a proteção, por material de proteção térmica, dos perfis de aço de todas as vigas mistas e a colocação de armadura positiva adicional na laje.

Neste trabalho, inicialmente são apresentadas as bases teóricas de um procedimento de cálculo desenvolvido recentemente por pesquisadores ingleses, pelo qual considera-se o trabalho conjunto de vigas e laje, permitindo que as vigas secundárias possam ficar sem proteção contra incêndio. Na seqüência, mostra-se como tal procedimento pode ser aplicado à realidade brasileira, com o uso de produtos aqui fabricados e de nossas normas de projeto, e são apresentados exemplos práticos de dimensionamento, pelos quais pode-se observar a economia obtida na quantidade de material de proteção. Uma planilha de cálculo foi desenvolvida com o objetivo de facilitar a obtenção de resultados comparativos.

Palavras-chaves: Estruturas de Aço, Dimensionamento em Incêndio, Pisos Mistos.

ABSTRACT

In steel buildings, it has been common to design floorslabs with composite beams and steel deck. Fire design, generally uses a traditional and conservative procedure, according to prestandard Eurocode 4: Part 1.2 (Design of Composite Steel and Concrete Structures – Structural Fire Design, 1994), and NBR 14323 (Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifício em Situação de Incêndio, 1999). Consequently, it's often necessary to protect the steel profile of the composite beam, with thermal insulating material, and to use positive additional reinforcement in the slab.

This work, initially presents the design procedure theoretical basis, which was recently developed by English researchers, considering beams and slab working together, allowing not using fire protection in secondary beams. In the sequence, are shown how these procedure can be applied to Brazilian reality, using Brazilian's products and design specifications, and are presented practical examples of design, that can observe the economy reached in the quantity of fire protection material. A plan of design was developed in order to make easy the obtaining of comparative results.

Keywords: Steel Structures, Calculation in Fire Situation, Composite Floors.

ÍNDICE

Resumo	IV
---------------------	----

Abstract	V
-----------------------	---

CAPÍTULO 1

1. Introdução	1
1.1. Considerações Gerais.....	1
1.2. Métodos de Cálculo	2
1.3. Sobre o Presente Trabalho	4

CAPÍTULO 2

2. Bases Teóricas do Procedimento Desenvolvido na Inglaterra	6
2.1. Introdução	6
2.2. Comportamento de Lajes Mistas em temperaturas elevadas	9
2.2.1. Ação de Membrana	9
2.2.2. Capacidade de momento de Lajes com Fôrma de Aço Incorporada em Situação de Incêndio.....	13
2.3. Método Simplificado de Cálculo em Situação de Incêndio, incluindo a Ação de Membrana	13
2.3.1. Cálculo das Cargas Suportadas Pelas Vigas	17
2.4. Cálculo da Capacidade de Momento das Vigas Mistas em Incêndio	22
2.5. Cálculo da Resistência da Membrana de uma Laje Mista	23
2.5.1. Princípios Básicos do Comportamento de Lajes de Concreto Simplesmente Apoiadas	23
2.5.2. Pesquisas Anteriores sobre Ação de Membrana de Lajes de Concreto Simplesmente Apoiadas.....	25
2.5.3. Desenvolvimento de um Método de Cálculo para Prever o Comportamento da Membrana de Lajes de Concreto Simplesmente Apoiadas.....	27
2.6. Critério de Falha	41
2.6.1. Efeitos Térmicos	42

2.6.2. Deformações Mecânicas na Armadura	44
2.6.3. Limite de Deslocamento Vertical	45
2.6.4. Comparações com os Testes de Incêndio em Cardington	46
2.6.5. Limites de Deslocamentos Verticais Conservativos Baseados nos Resultados dos Testes de Cardington	47
2.7. Cálculo da Resistência à Flexão da Laje Mista	48
2.8. Exemplos	48
2.8.1. Exemplo 1	48
2.8.2. Exemplo 2	52
2.8.3. Exemplo 3	55
2.8.4. Exemplo 4	57

CAPÍTULO 3

3. Procedimento Adaptado à Realidade Brasileira	59
3.1. Introdução	59
3.2. Propriedades dos Materiais em Situação de Incêndio	60
3.2.1 Propriedades do Aço em Situação de Incêndio	60
3.2.1.1. Propriedades Mecânicas Importantes	60
3.2.2. Propriedades do Concreto em Situação de Incêndio	62
3.2.3. Propriedades do Aço das Armaduras em Situação de Incêndio	64
3.3. Elevação da Temperatura do Aço	65
3.4. Ações de Cálculo em Situação de Incêndio	67
3.5. Lajes Mistas em Situação de Incêndio	68
3.6. Vigas Mistas Biapoiadas em Situação de Incêndio	71
3.6.1. Aquecimento da Seção Transversal	71
3.6.1.1. Viga de aço	71
3.6.1.2. Laje de concreto	72
3.6.2. Comportamento Estrutural	74
3.6.2.1. Conectores de Cisalhamento	74
3.6.2.2. Resistência ao Momento Fletor Positivo	74
3.7. Deslocamento Máximo Permitido	81
3.8. Capacidade de Carregamento do Sistema de Piso Misto em Situação	

de Incêndio.....	81
3.9. Programa Desenvolvido.....	83

CAPÍTULO 4

4. EXEMPLOS	86
4.1. Introdução.....	86
4.2. Exemplo 1.....	86
4.2.1. Dados de Entrada.....	86
4.2.2. Resolução.....	87
4.2.2.1. Carregamento em Situação de Incêndio.....	87
4.2.2.2. Deslocamento Máximo Permitido.....	88
4.2.2.3. Momento Resistente da Viga Mista em Situação de incêndio.....	89
4.2.2.3.1. Aplicabilidade.....	89
4.2.2.3.2. Aquecimento da Seção Transversal.....	89
4.2.2.3.3. Conectores de Cisalhamento.....	91
4.2.2.3.4. Verificação ao Momento Fletor da Viga Mista.....	93
4.2.2.3.5. Resistência de Cálculo ao Momento Fletor da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio.....	95
4.2.2.3.6. Carregamento Resistente da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio.....	96
4.2.2.3.7. Fator de Majoração devido à Ação de Membrana.....	96
4.2.2.3.8. Carga Resistente do Sistema Viga-Laje Considerando a Ação da Membrana.....	96
4.3. Exemplo 2.....	97
4.3.1. Dados de Entrada.....	97
4.3.2. Resolução.....	98
4.3.2.1. Carregamento em Situação de Incêndio.....	98
4.3.2.2. Deslocamento Máximo Permitido.....	98
4.3.2.3. Capacidade de Momento da viga Mista em Situação de incêndio.....	99
4.3.2.3.1. Aplicabilidade.....	99
4.3.2.3.2. Aquecimento da Seção Transversal.....	100
4.3.2.3.3. Conectores de Cisalhamento.....	101

4.3.2.3.4. Verificação ao Momento Fletor da Viga Mista	103
4.3.2.3.5. Resistência de Cálculo ao Momento Fletor da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio	105
4.3.2.3.6. Carregamento Resistente da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio	106
4.3.2.3.7. Fator de Majoração devido à Ação de Membrana.....	106
4.3.2.3.8. Carga Resistente do Sistema Viga-Laje Considerando a Ação da Membrana	107
4.4. Exemplo 3	107
4.4.1. Dados de Entrada.....	107
4.4.2. Resolução.....	108
4.4.2.1. Carregamento em Situação de Incêndio	108
4.4.2.2. Deslocamento Máximo Permitido	109
4.4.2.3. Capacidade de Momento da viga Mista em Situação de incêndio	110
4.4.2.3.1. Aplicabilidade.....	110
4.4.2.3.2. Aquecimento da Seção Transversal.....	110
4.4.2.3.3. Conectores de Cisalhamento.....	112
4.4.2.3.4. Verificação ao Momento Fletor da Viga Mista	113
4.4.2.3.5. Resistência de Cálculo ao Momento Fletor da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio	116
4.4.2.3.6. Carregamento Resistente da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio	116
4.4.2.3.7. Fator de Majoração devido à Ação de Membrana.....	117
4.4.2.3.8. Carga Resistente do Sistema Viga-Laje Considerando a Ação da Membrana	117
4.5. Exemplo 4	117
4.5.1. Dados de Entrada.....	117
4.5.2. Resolução.....	118
4.5.2.1. Carregamento em Situação de Incêndio	118
4.5.2.2. Deslocamento Máximo Permitido	119
4.5.2.3. Capacidade de Momento da viga Mista em Situação de incêndio	120
4.5.2.3.1. Aplicabilidade.....	120

4.5.2.3.2. Aquecimento da Seção Transversal	120
4.5.2.3.3. Conectores de Cisalhamento	122
4.5.2.3.4. Verificação ao Momento Fletor da Viga Mista	124
4.5.2.3.5. Resistência de Cálculo ao Momento Fletor da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio	126
4.5.2.3.6. Carregamento Resistente da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio	127
4.5.2.3.7. Fator de Majoração devido à Ação de Membrana	127
4.5.2.3.8. Carga Resistente do Sistema Viga-Laje Considerando a Ação da Membrana	127
4.6. Exemplo 5	128
4.6.1. Dados de Entrada	128
4.6.2. Resolução	129
4.6.2.1. Carregamento em Situação de Incêndio	129
4.6.2.2. Deslocamento Máximo Permitido	130
4.6.2.3. Capacidade de Momento da viga Mista em Situação de incêndio	131
4.6.2.3.1. Aplicabilidade	131
4.6.2.3.2. Aquecimento da Seção Transversal	131
4.6.2.3.3. Conectores de Cisalhamento	133
4.6.2.3.4. Verificação ao Momento Fletor da Viga Mista	135
4.6.2.3.5. Resistência de Cálculo ao Momento Fletor da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio	137
4.6.2.3.6. Carregamento Resistente da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio	138
4.6.2.3.7. Fator de Majoração devido à Ação de Membrana	138
4.6.2.3.8. Carga Resistente do Sistema Viga-Laje Considerando a Ação da Membrana	138
 CAPÍTULO 5	
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	140
5.1. Resultados Obtidos	140
5.2. Análise Crítica	141

5.3. Sugestões para Trabalhos Futuros	143
Referências Bibliográficas	146
ANEXO: Trabalho a ser Apresentado em Congresso	147

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

FIGURA 2.1 – Edifício de oito andares em Cardington.....	8
FIGURA 2.2 – Disposição das vigas	9
FIGURA 2.3 – Compartimento interno de incêndio.....	10
FIGURA 2.4 – Comportamento estrutural durante os estágios iniciais de incêndio	11
FIGURA 2.5 – Trinca formada ao longo do perímetro do compartimento de incêndio nas áreas negativas.....	12
FIGURA 2.6 – Área provável de rompimento da armadura.....	12
FIGURA 2.7 – Capacidade de Momento da Laje Mista.....	13
FIGURA 2.8 – Modo de comportamento do sistema	15
FIGURA 2.9 – Laje retangular	17
FIGURA 2.10 – Viga isolada	19
FIGURA 2.11 – Sistema Viga/Laje.....	21
FIGURA 2.12 – Laje armada nas duas direções.....	24
FIGURA 2.13 – Teste do BRE em escala real	26
FIGURA 2.14 – Critério de falha	27
FIGURA 2.15 – Distribuição das forças no plano.....	28
FIGURA 2.16 – Distribuição das forças no plano.....	30
FIGURA 2.17 – Distribuição das forças no plano.....	31
FIGURA 2.18 – Momento no apoio devido às forças de membrana	35
FIGURA 2.19 – Deslocamento x Carga	36
FIGURA 2.20 – Equilíbrio das forças de membrana.....	36
FIGURA 2.21 – Linha de escoamento CD.....	38
FIGURA 2.22 – Linha de escoamento AB.....	40
FIGURA 2.23 – Critério de Falha	42
FIGURA 2.24 – Laje mista usada no pórtico de Cardington.....	46
FIGURA 2.25 – Painel de laje de 9m x 9m, com todas as vigas protegidas	49
FIGURA 2.26 – Painel de laje de 9m x 9m com proteção apenas nas vigas principais.....	52
FIGURA 2.27 – Painel de laje de 9m x 18m com proteção apenas nas vigas	

principais.....	53
FIGURA 2.28 – Deslocamento x Fator de Majoração	54
FIGURA 2.29 – Painel de laje de 9m x 27m com proteção apenas nas vigas principais.....	56

CAPÍTULO 3

FIGURA 3.1 – Fatores de redução do limite de escoamento e módulo de elasticidade do aço.....	61
FIGURA 3.2 – Variação dos fatores de redução para a resistência característica à compressão do concreto com a temperatura	63
FIGURA 3.3 – Fator de Redução $k_{y0,\theta}$ do Limite de Escoamento do Aço Trefilado	64
FIGURA 3.4 – Incêndio – Padrão	66
FIGURA 3.5 – Laje com Fôrma de Aço Incorporada	69
FIGURA 3.6 – Momento Resistente da Laje Mista.....	70
FIGURA 3.7 – Divisão da Viga de Aço para Distribuição de Temperatura	72
FIGURA 3.8 – Medidas da Laje com Fôrma de Aço Incorporada.....	74
FIGURA 3.9 – Distribuição de Tensões em Temperatura Elevada para Interação Completa.....	80
FIGURA 3.10– Distribuição de Tensões em Temperatura Elevada para Interação Parcial	80
FIGURA 3.11– Programa de Cálculo em Excel.....	83

CAPÍTULO 4

FIGURA 4.1 – Painel de laje 8 m x 8 m.....	129
--	-----

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2

TABELA 2.1 – Temperatura Crítica	23
TABELA 2.2 – Distribuição da Temperatura na Seção Transversal dos Pisos Mistos com Fôrma de Aço Incorporada	58

CAPÍTULO 3

TABELA 3.1 – Fatores de Redução para o Aço.....	61
TABELA 3.2 – Valores de $k_{c,\theta}$ e $k_{cb,\theta}$	62
TABELA 3.3 – Temperatura do Aço sem Proteção Térmica.....	67
TABELA 3.4 – Distribuição de Temperatura em Lajes com Fôrma de Aço Incorporada.	70
TABELA 3.5 – Espessura Efetiva Mínima	70
TABELA 3.6 – Variação de Temperatura na Altura das Lajes de Concreto.....	73

CAPÍTULO 5

TABELA 5.1 – Resultados Obtidos	141
TABELA 5.2 – Transferência de carga da viga para a laje	142

1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais

No período entre a primeira e a segunda guerra mundial, o concreto consolidou-se no Brasil, distanciando o país da tecnologia das construções com aço, já muito desenvolvida nos Estados Unidos e na Inglaterra, por exemplo.

Nos anos 50 e 60, com a criação de parques industriais, as construções em aço tiveram grande impulso, mas só depois de 1980 começaram a ter maior destaque em edifícios comerciais e residenciais.

Na década de 70, ocorreram dois grandes incêndios, do Edifício Andraus e do Edifício Joelma, ambos com estrutura de concreto armado, em São Paulo. No Andraus, que possuía 31 andares, o incêndio teve origem no 4º andar e levou a 16 mortes. No Joelma, que possuía 25 andares, o incêndio iniciou-se no 12º andar e levou a 179 mortes. A partir dessas ocorrências, a regulamentação da segurança contra incêndio no Brasil evoluiu muito nos aspectos de prevenção, extinção, compartimentação e escape das pessoas. O outro aspecto, o do dimensionamento das estruturas em situação de incêndio começou a preocupar e em 1980 foi editada pela ABNT a norma NBR 5627 (1980), denominada “Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em

relação à resistência ao fogo”. Obviamente, pelo título, essa norma se aplica exclusivamente aos elementos de concreto.

No que se refere ao dimensionamento das estruturas de aço em incêndio, o assunto foi ignorado até poucos anos atrás. Em 1994, o Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo editou a IT CB-02.33-94 (1994), revisada em 2000, com a sigla de IT CB-33.11-99 (2000), e novamente em 2002, com a sigla de IT CB-33.11-2002 (2002).

Em julho de 1999, a ABNT editou a norma NBR 14323 (1999), com o título “Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio”, que trata do dimensionamento em incêndio de elementos estruturais de aço constituídos por perfis laminados, perfis soldados não-híbridos e perfis formados a frio, de elementos estruturais mistos aço-concreto e de ligações executadas com parafusos ou soldas.

Em janeiro de 2000, a norma NBR 14432 (2000) intitulada de “Exigências de Resistência ao fogo de Elementos Construtivos de Edificações” foi publicada. Essa norma fornece o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) das construções, que depende de vários fatores, mas principalmente do tipo de ocupação, da altura e da área da edificação e da existência e profundidade de subsolos.

1.2 Métodos de Cálculo

Nos edifícios com estrutura metálica, tem sido prática comum projetar os pisos com vigas mistas e lajes com fôrma de aço incorporada. No dimensionamento em situação de incêndio, geralmente usam-se procedimentos tradicionais, previstos por normas como o EUROCODE 4: PART 1.2 (1994) e a NBR 14323 (1999). Como consequência, na maioria das vezes, torna-se necessária a proteção, por material de proteção térmica, dos perfis de aço de todas as vigas mistas e a colocação de armadura positiva.

Entre 1995 e 1996 foram realizados testes de incêndio em seis compartimentos de um edifício de oito andares, com 45 m por 21 m em planta, em Cardington, Inglaterra, com as seguintes exigências de segurança:

- não poderia aumentar o risco de vida de ocupantes, bombeiros e pessoas presentes nas vizinhanças;
- o incêndio deveria ser contido no piso e dentro do compartimento de origem, sem expandir-se na direção horizontal ou vertical, ou seja, as grandes deformações não poderiam causar falha da compartimentação.

Os testes foram conduzidos usando tanto incêndios reais (naturais) como incêndios de gás não-padronizados, não seguindo portanto a curva tempo-temperatura padronizada pela ISO 834 (1985). Apesar disso, para efeito prático, as temperaturas foram interpretadas em termos da curva de incêndio-padrão citada. Os resultados desses testes e de pesquisas teóricas complementares foram publicados por BAILEY e MOORE (2000), e posteriormente sintetizados para uso prático por NEWMAN et al. (2000), mostrando que o desempenho dos sistemas de piso misto com laje de concreto com fôrma de aço incorporada, expostos ao incêndio, é normalmente avaliada com bastante conservadorismo nos procedimentos de cálculo tradicionais. Isso deve-se, principalmente, à habilidade das lajes mistas, mesmo levemente reforçadas por malha soldada que funciona como armadura positiva, de suportar as vigas de aço que falham no incêndio e de transferir as ações atuantes para as vigas ainda resistentes da estrutura do piso via comportamento de membrana da laje, mantendo o piso em condições estruturais aceitáveis no tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF).

Todas essas pesquisas tiveram por objetivo entender o comportamento do incêndio para reduzir a proteção contra incêndio nos pisos mistos de edifícios, criando painéis de laje nos quais as quatro vigas do contorno, geralmente vigas principais, que conduzem as cargas gravitacionais para os pilares, fossem protegidas, mas as vigas internas, geralmente vigas secundárias, pudessem ficar sem proteção.

Para se chegar à resistência dos painéis de laje, que depende da sua geometria e condições de contorno, deve-se obter o mecanismo de ruína com base em análise plástica global, que envolve charneiras plásticas nas lajes e rótulas plásticas nas vigas internas. BAILEY (2001) desenvolveu um método simples para calcular essa

resistência, aplicável aos painéis de laje quadrados e retangulares, baseado nas seguintes hipóteses relacionadas à estrutura:

- os deslocamentos horizontais devem ser impedidos;
- as resistências a momento das ligações devem ser ignoradas;
- as lajes de piso devem possuir fôrma de aço incorporada, com concreto moldado no local de densidade normal ou de baixa densidade e malha de aço posicionada de 15 mm a 40 mm acima do topo das nervuras, para fôrmas com nervuras trapezoidais e até 40 mm acima do topo das nervuras para fôrmas com nervuras reentrantes;
- as vigas devem ser mistas.

O novo método tem a vantagem adicional de permitir flexibilidade e liberdade ao projetista, que pode optar por eliminar a proteção contra incêndio nas vigas secundárias aumentando a área da malha de aço, a espessura da laje ou a rigidez dos perfis de aço das vigas.

1.3 Sobre o Presente Trabalho

Neste trabalho, no capítulo 2, são apresentadas as bases teóricas do procedimento de cálculo desenvolvido na Inglaterra por BAILEY e MOORE (2000), já citado no item 1.2, pelo qual considera-se o trabalho conjunto de vigas e laje, permitindo que as vigas secundárias possam ficar sem proteção contra incêndio. No capítulo 3 mostra-se como tal procedimento pode ser aplicado à realidade brasileira, com o uso de produtos aqui fabricados e de nossas normas de projeto. No capítulo 4 serão apresentados exemplos práticos de dimensionamento, pelo qual se observa a economia obtida na quantidade de material de proteção quando se usa o procedimento mencionado. Uma planilha de cálculo foi desenvolvida com o objetivo de facilitar a obtenção de resultados comparativos. Finalmente, no capítulo 5 são apresentadas as conclusões do presente trabalho.

Os símbolos adotados no Capítulo 2 não coincidem com os símbolos adotados no Capítulo 3. Isso ocorre porque no Capítulo 2 os símbolos adotados ficaram de acordo com as normas europeias e no Capítulo 3, de acordo com as normas brasileiras.

2

BASES TEÓRICAS DO PROCEDIMENTO DESENVOLVIDO NA INGLATERRA

2.1 Introdução

Nos edifícios de andares múltiplos com estrutura metálica é comum se usar pisos mistos constituídos por vigas mistas e lajes com fôrma de aço incorporada. O método tradicional de dimensionamento em situação de incêndio desses pisos, que baseia-se no comportamento isolado das vigas mistas e painéis de laje, geralmente conduz à necessidade de proteção de todas as vigas com material de proteção térmica. Esse método é conservador, levando muitas vezes a custos exagerados, pois ignora o comportamento global da estrutura dos pisos.

O método tradicional é relativamente simples, com uso consolidado com base em normas como a BS5950: PART 8 (1990) e o EUROCODE 4: PART 1.2 (1994), que possuem fundamentação teórica sólida. No entanto, essas normas foram desenvolvidas para testes de incêndio-padrão e para elementos estruturais isolados, dando pouca ênfase à interação entre esses elementos.

Nos anos 90 foram feitos em Cardington vários ensaios de incêndio em escala real em seis compartimentos de um edifício de oito andares, NEWMAN et al. (2000), como

mostrado na FIG.2.1, com área plana de 30m por 45m, e com as seguintes recomendações de segurança:

- Não deveria aumentar o risco de segurança de vida dos ocupantes, bombeiros e outras vizinhanças do edifício;
- No piso exposto ao incêndio, o incêndio deveria ser mantido dentro do compartimento de origem, sem se expandir horizontalmente ou verticalmente.

O procedimento de cálculo foi preparado com as seguintes restrições quanto ao tipo de estrutura:

- A estrutura deve ser um pórtico indeslocável;
- As lajes do piso misto devem ser construídas com fôrma de aço incorporada;
- Na laje deve-se ter uma malha de aço posicionada de 15 mm a 40 mm acima da fôrma de aço com nervuras trapezoidais e até 40mm acima da fôrma de aço para nervuras reentrantes;
- As vigas do piso devem ser calculadas como mistas à temperatura ambiente de acordo com a BS5950: PART 3 (1990) ou o EUROCODE 4 (1994).



Figura 2.1 – Edifício de oito andares em Cardington

O edifício possuía as vigas dispostas de acordo com a FIG.2.2. As vigas eram mistas, com perfis 305x165x46UB (perfil I laminado inglês de 307 x 166 x 11,8 x 6,7) e 533x210x101UB (perfil I laminado inglês de 537 x 210 x 17,4 x 10,8), em aço com limite de escoamento de 275 MPa. As lajes tinham fôrma de aço incorporada, com nervuras trapezoidais com altura de 55 mm e altura total de 130 mm. Foi usado concreto de baixa densidade e resistência característica à compressão igual a 35 N/mm^2 , com uma malha A142 (barras de 6mm de diâmetro espaçadas de 200 mm de centro a centro) situada a 15 mm acima do topo das nervuras e com aço com limite de escoamento de 600 N/mm^2 .

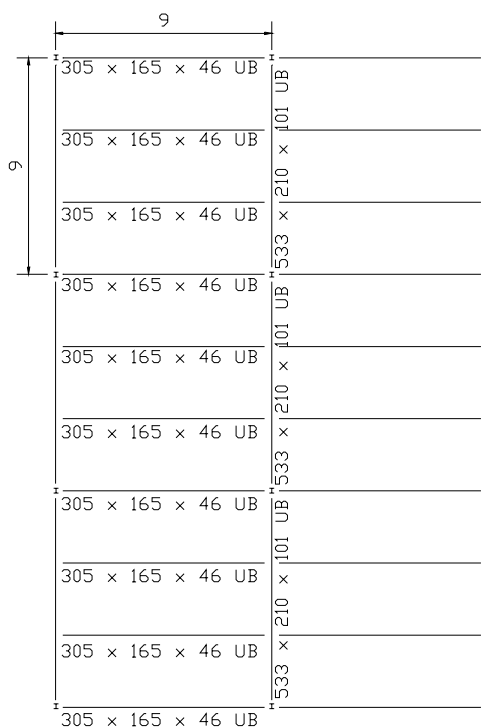


Figura 2.2 – Disposição das vigas

Neste capítulo será apresentado o método desenvolvido por BAILEY e MOORE (2000), com base nos testes de Cardington, NEWMAN et al. (2000), e tomando como base as normas BS5950: PART 8 (1990) e EUROCODE 4: PART 1.2 (1994).

2.2 Comportamento de Lajes com Fôrma de Aço Incorporada em Temperaturas Elevadas

2.2.1 Ação de Membrana

De acordo com BAILEY (2000), para se utilizar neste método a ação de membrana em lajes com fôrma de aço incorporada em situação de incêndio, onde grandes deslocamentos são esperados, a laje precisa ser dividida em painéis quadrados ou retangulares armados nas duas direções, com as bordas verticalmente apoiadas. Assim, considere o compartimento de incêndio interno mostrado na FIG.2.3, onde uma região aquecida da estrutura é cercada por uma grande área de estrutura sem aquecimento.

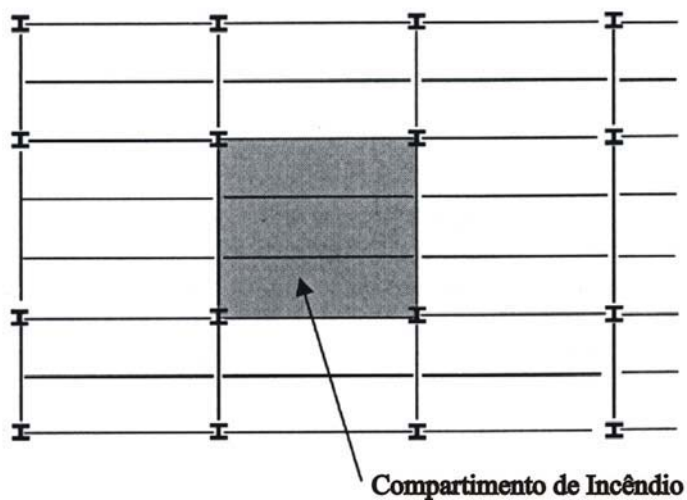


Figura 2.3 – Compartimento interno de incêndio

O comportamento estrutural durante os estágios iniciais de incêndio está resumido na FIG.2.4. Como a estrutura é aquecida, a laje tentará se expandir. Devido à restrição da estrutura sem aquecimento que a contorna, forças de compressão serão induzidas na laje. Se a laje tiver um deslocamento vertical menor do que 0,4 a 0,5 vezes sua espessura, essas forças de compressão causarão um arqueamento e sua capacidade de carregamento será bastante majorada. Entretanto, os deslocamentos verticais são grandes durante o incêndio. Então, aparecerão forças de tração decorrentes do efeito de membrana no sentido do centro da laje para as bordas à medida que o deslocamento vertical da laje aumenta.

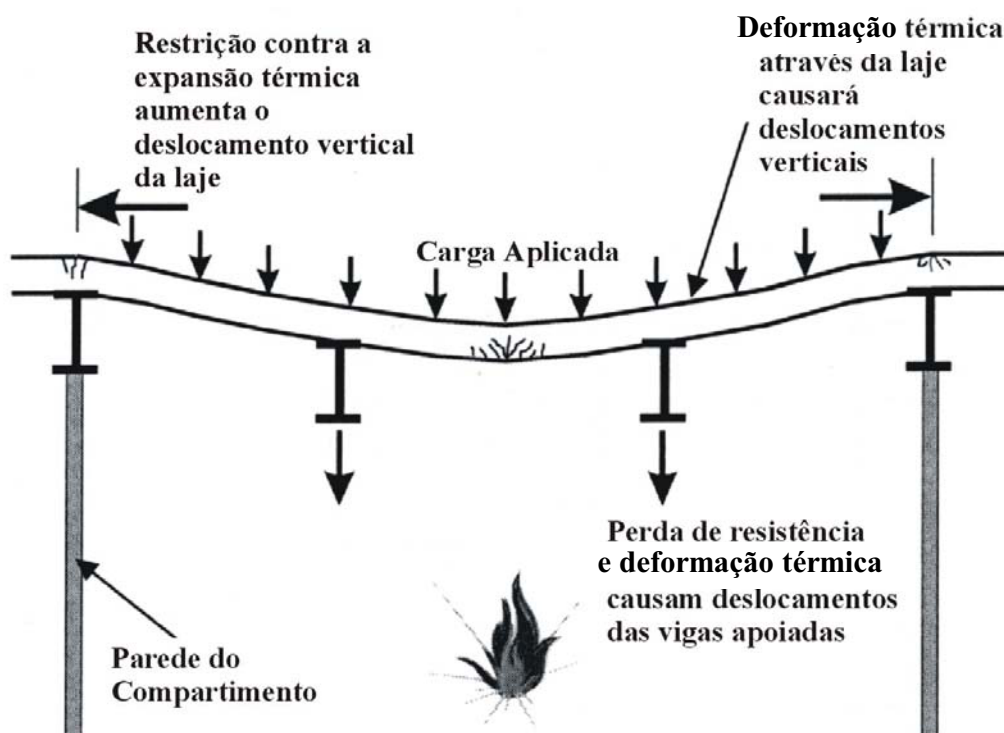


Figura 2.4 – Comportamento estrutural durante os estágios iniciais de incêndio

Com a curvatura da laje aumentando continuamente com a elevação da temperatura, uma grande trinca se formará ao longo do perímetro do compartimento de incêndio nas áreas negativas (FIG.2.5). Isso poderá causar o rompimento da armadura ao longo do perímetro do compartimento. Se, entretanto, essa armadura não se romper devido às grandes curvaturas, ela irá romper-se no centro da laje devido à soma de tensões da membrana e de flexão.

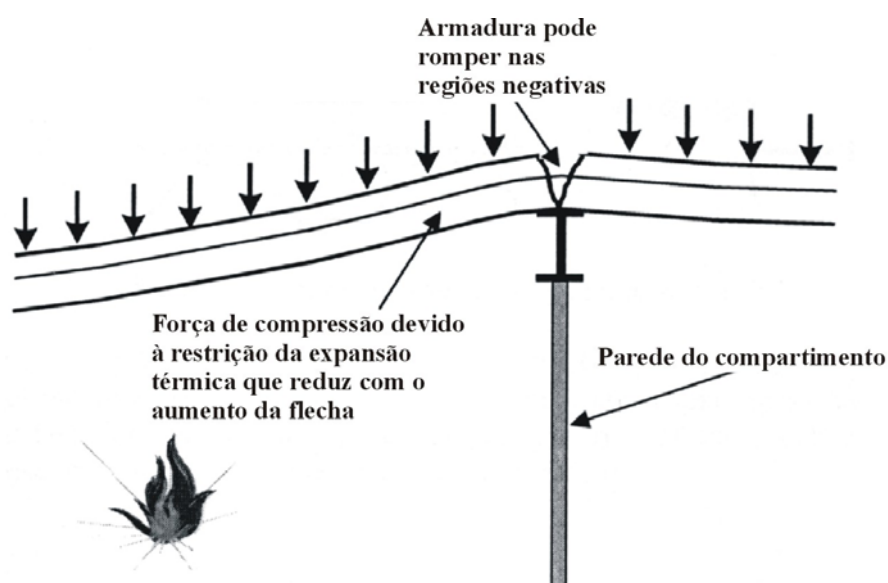


Figura 2.5 – Trinca formada ao longo do perímetro do compartimento de incêndio nas áreas negativas

A extensão do rompimento da armadura ao longo do perímetro depende da forma de deslocamento vertical da laje. A área provável de rompimento da armadura está mostrada na FIG.2.6, com a armadura nos cantos do compartimento mantendo sua continuidade. Isso de acordo com os resultados dos testes de incêndio realizados pelo British Research Establishment, BAILEY (2000), que mostraram que a armadura rompeu-se ao longo do perímetro do compartimento, onde grandes momentos negativos ocorreram.

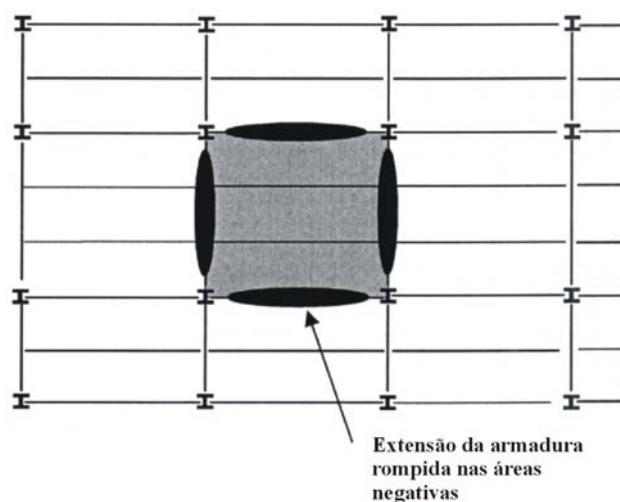


Figura 2.6 – Área provável de rompimento da armadura

Considerando-se grandes deslocamentos e subsequente perda da continuidade da estrutura ao longo do perímetro do compartimento, o comportamento de uma laje sem restrição horizontal ao longo de suas bordas aproxima-se do comportamento de lajes mistas em situação de incêndio. Isso pode ser aplicado para lajes nas extremidades de um edifício.

2.2.2 Capacidade de Momento de Lajes com Fôrma de Aço Incorporada em Situação de Incêndio.

Observações de testes de incêndio em edifícios tais como Broadgate e Basingstoke, NEWMAN et al.(2000), mostraram que a fôrma pode desvincular-se do concreto, devido à liberação de vapor durante o incêndio. Assim, devido à essa perda do vínculo, recomenda-se que a capacidade de momento da laje mista seja calculada ignorando-se qualquer contribuição da fôrma, como mostrado na FIG.2.7.



Figura 2.7 – Capacidade de Momento da Laje Mista

Apesar de a fôrma de aço ser ignorada no cálculo da resistência, ela contribui para manter a estanqueidade da laje. E, ainda, com o uso da fôrma de aço, o aumento da temperatura na malha é reduzido se comparado à laje onde a fôrma de aço não é utilizada.

2.3 Método Simplificado de Cálculo em Situação de Incêndio, incluindo a Ação de Membrana

Considerando-se uma laje de piso simplesmente apoiada retangular ou quadrada, apoiada em vigas mistas, a capacidade de carga a uma temperatura particular pode ser calculada usando-se a seguinte equação da energia:

$$w_{p\theta} = e \left(\frac{\text{trabalho interno produzido pela laje mista em flexão}}{\text{trabalho externo produzido pelo sistema de piso misto / carga unitária}} \right) + \left(\frac{\text{trabalho interno produzido pelas vigas em flexão}}{\text{trabalho externo produzido pelo sistema de piso misto / carga unitária}} \right) \quad (2.1)$$

onde e é a majoração devido à ação de membrana na laje mista. Para simplificar essa equação, a ação da catenária das vigas de aço foi, conservativamente, ignorada.

Em um sistema de piso misto em situação de incêndio a forma do modelo da linha de escoamento dependerá do comportamento do aço das vigas mistas, que tem a resistência reduzida. Isso é melhor explicado tomando-se um exemplo simples, como o teste de incêndio do BRE, BAILEY (2000), que se constitui no aquecimento de uma área de laje de 9,0 m por 6,0 m com uma viga secundária. As vigas de borda são protegidas por material de proteção térmica, de modo que seu aquecimento seja pequeno. O modo de comportamento do sistema muda continuamente com o aumento da temperatura e é mostrado na FIG.2.8. A mudança de um modo para o próximo depende da resistência do aço da viga mista, que se reduz continuamente. No modo final do comportamento, como a capacidade da viga mista tende a zero, a laje de 9,0 m por 6,0 m simplesmente apoiada nas quatro bordas e armada nas duas direções deve suportar toda a carga aplicada.

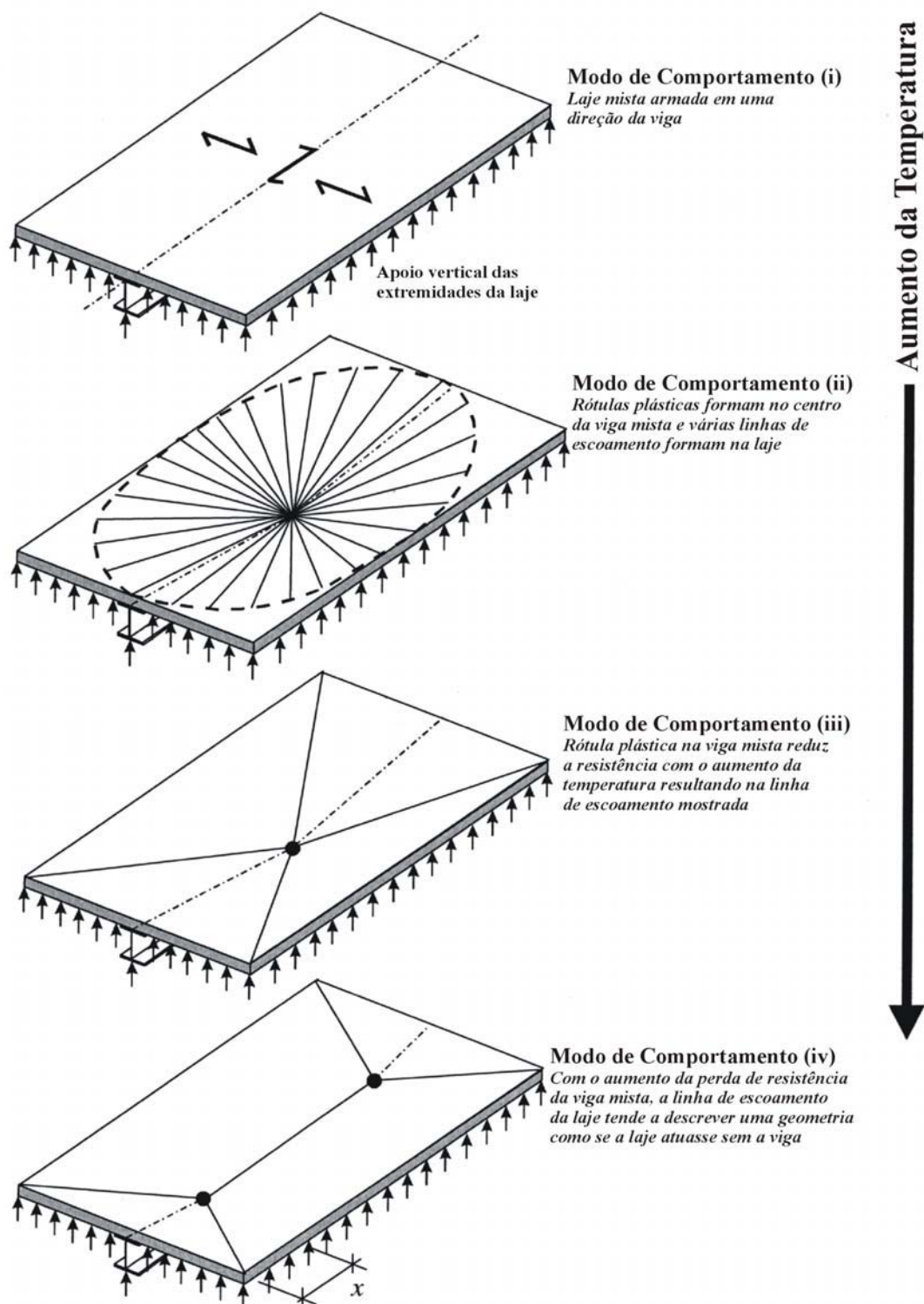


Figura 2.8 – Modo de comportamento do sistema

Para o modelo da linha de escoamento mostrado na FIG.2.8, a ação de membrana pode ocorrer. Isso tem sido mostrado em testes à temperatura ambiente em lajes sem restrição, em que, uma vez ocorrendo a ação de membrana, a forma do modelo da linha de escoamento não muda com o aumento do deslocamento vertical. Entretanto, como já foi explicitado, isso não é verdade em situação de incêndio, uma vez que a viga interna, que controla a forma do modelo da linha de escoamento, tem sua resistência reduzindo-se continuamente, levando a uma mudança no modo de comportamento com o aumento de temperatura (FIG.2.8). Com contínuas mudanças no modo de comportamento e na ação de membrana, verifica-se que a aplicação da EQ.(2.1), para o exemplo simples descrito anteriormente, pode ser complicada e demandar muito tempo. Entretanto, assumindo-se que a capacidade de carregamento dominante do sistema é devida à laje mista, as seguintes hipóteses podem ser aplicadas para se obter uma estimativa conservadora:

1. A carga suportada pelo comportamento de flexão das vigas mistas, dentro do compartimento de incêndio, é baseada no mecanismo do limite inferior para a viga que irá falhar primeiro em situação de incêndio. As vigas são assumidas como simplesmente apoiadas e suportam uma área carregada dentro de sua faixa de influência, assumindo-se que a laje seja simplesmente apoiada (isto é, as mesmas hipóteses tomadas no cálculo usual);
2. A carga suportada devido ao comportamento da flexão da laje mista é calculada com base no mecanismo da linha de escoamento do limite inferior, assumindo-se que as vigas tenham resistência zero;
3. A majoração devida à ação de tração da membrana na laje mista é baseada no mecanismo de colapso da laje;
4. As capacidades de carregamento das vigas mistas e da laje isoladas (majorada devido à ação de membrana) são aumentadas no trabalho conjunto, como mostrado na EQ.(2.1).

Assumindo-se o mecanismo do limite inferior, junto com a ação de membrana baseada neste mecanismo, estimativas conservadoras serão obtidas para a capacidade de carregamento da laje mista. A quantidade de carga que a viga mista suporta é calculada

usando o modelo de área de influência. Tendo em vista que esse procedimento possa conduzir a erros no trabalho externo do carregamento, investigações adicionais são necessárias para determinar a precisão do método.

2.3.1 Cálculo das Cargas Suportadas Pelas Vigas

Considere uma laje quadrada ou retangular, como mostrado na FIG.2.9.

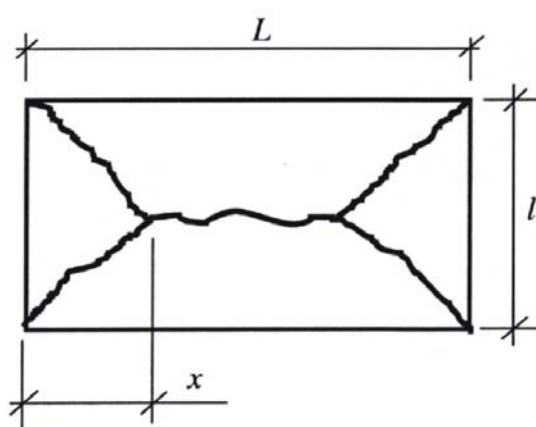


Figura 2.9 – Laje retangular

O trabalho externo produzido pelas cargas distribuídas uniformemente “q”, constante e independente do número de vigas mistas dentro da área da laje, é dado por

$$w_e = \left(\frac{Ll}{2} - \frac{x^2 l}{3} \right) q \quad (2.2)$$

onde

w_e = trabalho externo produzido pelas cargas “q”

L = maior vão da laje

l = menor vão da laje

x = parâmetro de definição da interseção das linhas de escoamento

q = cargas

O trabalho interno produzido pela laje e algumas vigas mistas, dentro da área da laje, é dado por

$$w_i = \frac{2\ell}{x} + \frac{4L}{\ell} + (\text{trabalho interno produzido pelas vigas}) \quad (2.3)$$

onde

w_i = trabalho interno

Igualando-se os trabalhos externo e interno e desprezando-se o trabalho interno produzido pelas vigas, obtém-se que a carga suportada pela laje é

$$w_{\text{laje}} = \frac{\left(\frac{2\ell}{x} + \frac{4L}{\ell}\right)}{\left(\frac{L\ell}{2} - \frac{x\ell}{3}\right)} \quad (2.4)$$

onde

w_{laje} = capacidade de carregamento da laje

e o mecanismo predominante é quando $x = nL$.

Agora, seja uma viga isolada dentro da área do piso mostrado na FIG.2.9, posicionada no centro da laje, como se vê na FIG.2.10.

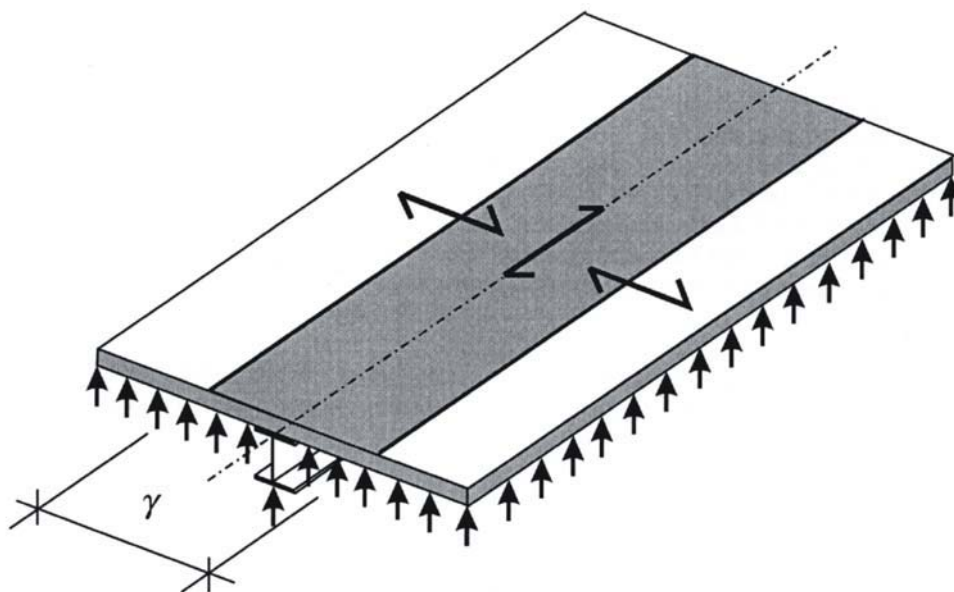


Figura 2.10 – Viga isolada

Considerando-se a EQ.(2.1), e ignorando-se a ação de membrana (isto é, $e = 1,0$), a carga suportada pelo piso e viga, assumindo-se os modos (ii) e (iv) mostrados na FIG.2.8, é dada por

$$w_{p\theta} = \frac{\left(\frac{2l}{x} + \frac{4L}{l}\right)}{\left(\frac{Ll}{2} - \frac{x^2}{3}\right)} + \frac{2M_{fi}}{x\left(\frac{Ll}{2} - \frac{x^2}{3}\right)} \quad (2.5)$$

onde

$w_{p\theta}$ = capacidade de carregamento do piso misto e das vigas mistas a uma temperatura θ

M_{fi} = momento atuante da viga mista no estado limite de incêndio

Agora usando-se as hipóteses estabelecidas, a primeira parte da equação anterior é calculada assumindo-se o pior mecanismo. Isso resulta em $x = nL$, que é conservador. A segunda parte da equação, que representa a carga suportada pelas vigas é calculada fazendo

$$w_{\text{viga}} = \frac{8M_{fi}}{\gamma L^2} \quad (2.6)$$

onde

w_{viga} = capacidade de carregamento das vigas mistas a uma dada temperatura θ

γ = porção da área carregada da laje que é suportada por uma viga mista

Isso é baseado no pior mecanismo de viga e γ é calculado assumindo-se a laje como simplesmente apoiada. Deve-se notar que o trabalho interno produzido pela viga é constante para vários valores de x .

Considerando-se a EQ.(2.5), a menor carga suportada pela viga é dada quando $x = L/2$.

Então

$$w_{\text{viga}} = \frac{12 M_{fi}}{L^2 \ell} \quad (2.7)$$

Resolvendo-se as EQ.(2.6) e (2.7), resulta em

$$\gamma = \frac{2\ell}{3} \quad (2.8)$$

Se esse valor for comparado com as hipóteses onde a área suportada pela viga é dada por $\gamma = \ell/2$, pode-se notar que o método simplificado está 33% contra a segurança. Entretanto, esse “não conservadorismo” ocorre quando $x = L/2$ e como a temperatura da viga continua a aumentar, a dimensão x reduz-se e a imprecisão tende a zero. Nota-se que, no ponto em que a máxima imprecisão ocorre, a viga mista perde quase toda a resistência, e a laje (em ação de membrana) suporta a maioria da carga aplicada. Entretanto, a imprecisão atual, em termos de capacidade de carregamento de todo o sistema que o calculista se preocupa, é pequeno. Se a ação da catenária da viga de aço

for considerada, então a falta de segurança para o caso onde somente uma viga está dentro do sistema aquecido é eliminada.

O procedimento apresentado anteriormente pode ser aplicado para casos onde existe mais do que uma viga dentro do sistema. Por exemplo, considere o sistema viga/laje mostrado na FIG.2.11.

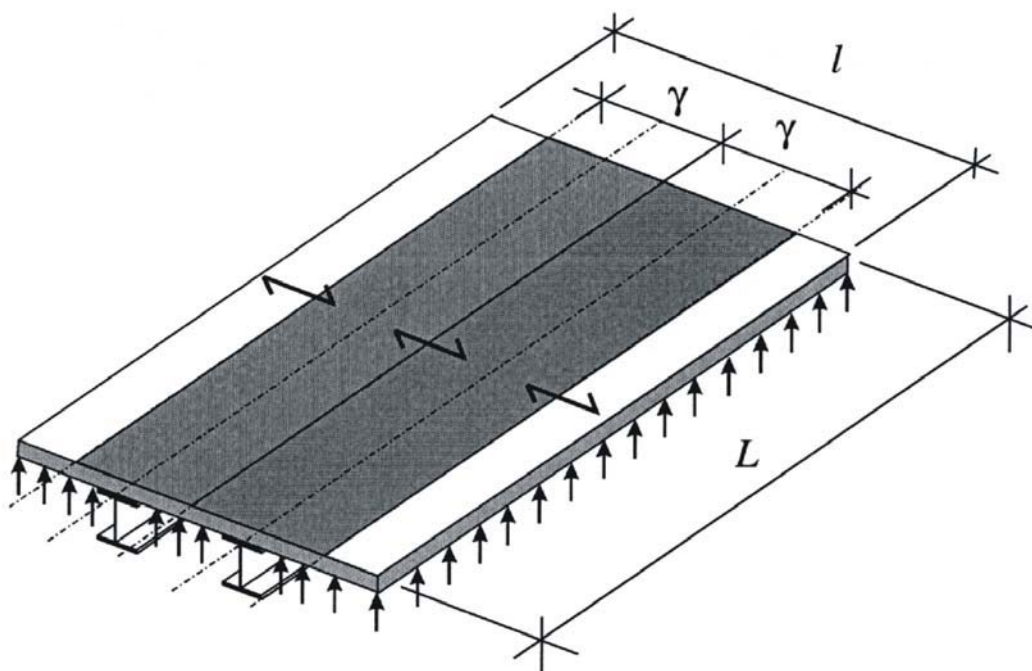


Figura 2.11 – Sistema Viga/Laje

Usando-se a EQ.(2.1), a carga suportada pelas vigas é dada por

$$W_{\text{viga}\theta} = \frac{\text{Trabalho interno produzido pelas vigas}}{\text{trabalho externo produzido pelo sistema de piso misto / unidade de carga}} \quad (2.9)$$

$$W_{\text{viga}\theta} = \frac{4M_{fi}}{x \left(\frac{Ll}{2} - \frac{x^2 l}{3} \right)}$$

Usando-se as hipóteses, para o método simplificado, a carga suportada pelas vigas é dada por

$$W_{\text{viga}} = \frac{8M_{fi}}{\gamma L^2} \quad (2.10)$$

Resolvendo-se a EQ.(2.9) com a EQ.(2.10) tem-se que

$$\gamma = \frac{\ell}{3} \quad (2.11)$$

Isso corresponde à área carregada suportada por cada viga, como assumida no método simples de cálculo. Seguindo-se o mesmo procedimento, pode-se notar que, contanto que haja mais do que uma viga dentro da área da laje, as hipóteses usadas para calcular a carga suportada pela viga sempre serão conservadoras. No caso onde uma viga está na área da laje sabe-se que, eliminando-se a ação da catenária na viga, o “não conservadorismo” é removido. E, incluir a ação da catenária na viga influenciará o cálculo da ação de membrana na laje mista, resultando em um método de cálculo complicado que somente poderá ser usado com um programa de computador. Por essa razão, a hipótese conservadora de ignorar a ação da catenária em vigas de aço foi adotada neste cálculo simplificado.

O método de cálculo e as hipóteses apresentadas sempre resultam em estimativas conservadoras de resistência do sistema de piso misto e das vigas no Estado Limite de Incêndio.

2.4 Cálculo da Capacidade de Momento das Vigas Mistas em Incêndio

Para determinar a capacidade de momento da viga mista durante o incêndio, é utilizado o método simplificado de temperatura crítica dado no EUROCODE 4: PART 1.2 (1994). A equação dada nessa norma, no item 4.3.3.3 (a), utiliza um fator de segurança de 0,9 para levar em conta que a temperatura na mesa superior da viga é menor do que no resto da viga. Entretanto, estudos anteriores, BAILEY (2000), embora utilizando

seções protegidas, mostraram que o fator de segurança devia ser aumentado para 1,0 em 60 minutos de resistência ao fogo e 1,1 para 90 minutos de resistência ao fogo.

Usando-se a TAB.3.2 do EUROCODE 4: PART 1.2 (1994), a temperatura crítica pode ser calculada para uma dada razão de carga, como mostrado na TAB.2.1.

Tabela 2.1 – Temperatura Crítica

Temperatura Crítica (θ_a)	Razão de Carga
20	1,00
100	1,00
200	1,00
300	1,00
400	1,00
500	0,78
600	0,47
700	0,23
800	0,11
900	0,06
1000	0,04
1100	0,02
1200	0,00

2.5 Cálculo da Resistência da Membrana de uma Laje Mista

2.5.1 Princípios Básicos do Comportamento de Lajes de Concreto Simplesmente Apoiadas

Considerando-se uma laje armada em uma direção que não tenha restrições ao deslocamento horizontal e à rotação em suas extremidades, em grandes deslocamentos

verticais, as extremidades da laje se moverão para o centro. Se esse movimento for evitado, forças de tração serão induzidas na laje, causando o aumento da capacidade de carregamento da laje.

Agora considere-se uma laje armada nas duas direções, apoiada verticalmente ao longo de suas extremidades e que não tenha restrição horizontal, exceto nos cantos. A faixa indicada x-x (FIG.2.12) tende a se comportar como laje armada em uma direção. A faixa y-y, na extremidade apoiada, não fletirá e a extremidade não moverá. Em uma laje maciça, a interação entre as faixas ocorre criando tensões de tração na faixa x-x e tensões de compressão em y-y, resultando em uma rede tracionada no centro da laje e um anel de compressão em torno do perímetro. Essas tensões são adicionais às tensões de flexão. Portanto, a capacidade de carregamento de uma laje sem restrição, em grandes deslocamentos, inclui a ação de membrana tracionada no centro e um aumento do momento nas áreas onde ocorrem tensões de compressão no plano. Esse tipo de comportamento é chamado de ação de membrana tracionada, que é uma interpretação aproximada do comportamento real desde que ocorram as forças de tração e compressão no plano.

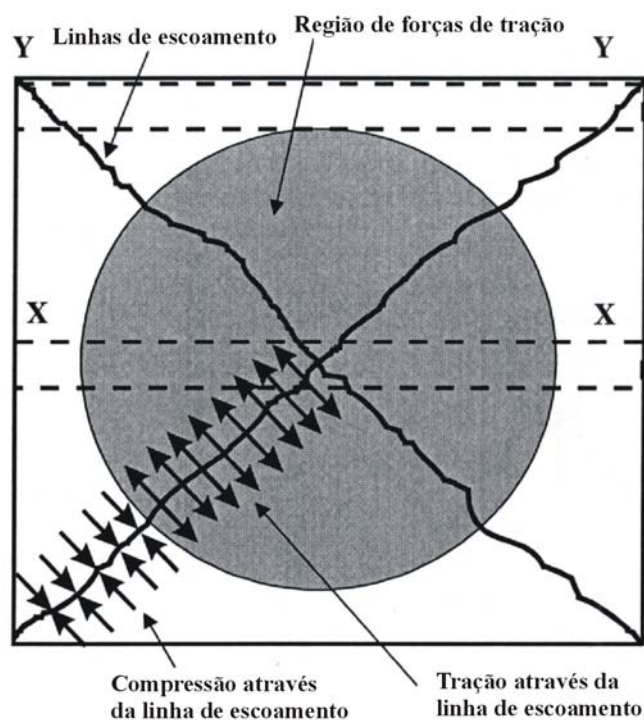


Figura 2.12 – Laje armada nas duas direções

2.5.2 Pesquisas Anteriores sobre Ação de Membrana de Lajes de Concreto Simplesmente Apoiadas

Um número de testes em escala reduzida, BAILEY (2001), foi feito para verificar a ação de membrana em lajes de concreto sem restrição horizontal no plano. O critério de falha típico nesses testes foi a ocorrência de grandes trincas na espessura da laje de uma borda à outra no sentido do menor vão. Isso resultou na fratura da armadura ao longo dessas trincas. Observações desses testes também mostraram que o modelo das linhas de escoamento não se modificou com o aumento dos deslocamentos.

O BRE conduziu um teste em escala real, BAILEY et al. (2001), para verificar se a ação de membrana ocorreria em lajes mistas durante um incêndio. A laje testada foi similar à que foi usada nos testes de incêndio feitos em Cardington, NEWMAN et al. (2000). O teste foi conduzido à temperatura ambiente e, para simular a resistência da laje em situação de incêndio, a fôrma de aço foi removida antes da aplicação da sobrecarga (FIG.2.13). Isso foi considerado necessário pelo fato da fôrma de aço ter sua resistência nominal reduzida durante o incêndio (no teste anterior de incêndio ele alcançou temperaturas acima de 1100°C). Também observações de incêndios reais, como os incêndios em Broadgate e Basingstoke, NEWMAN (2000), mostraram que a fôrma pode descolar-se do concreto devido à liberação dos gases.

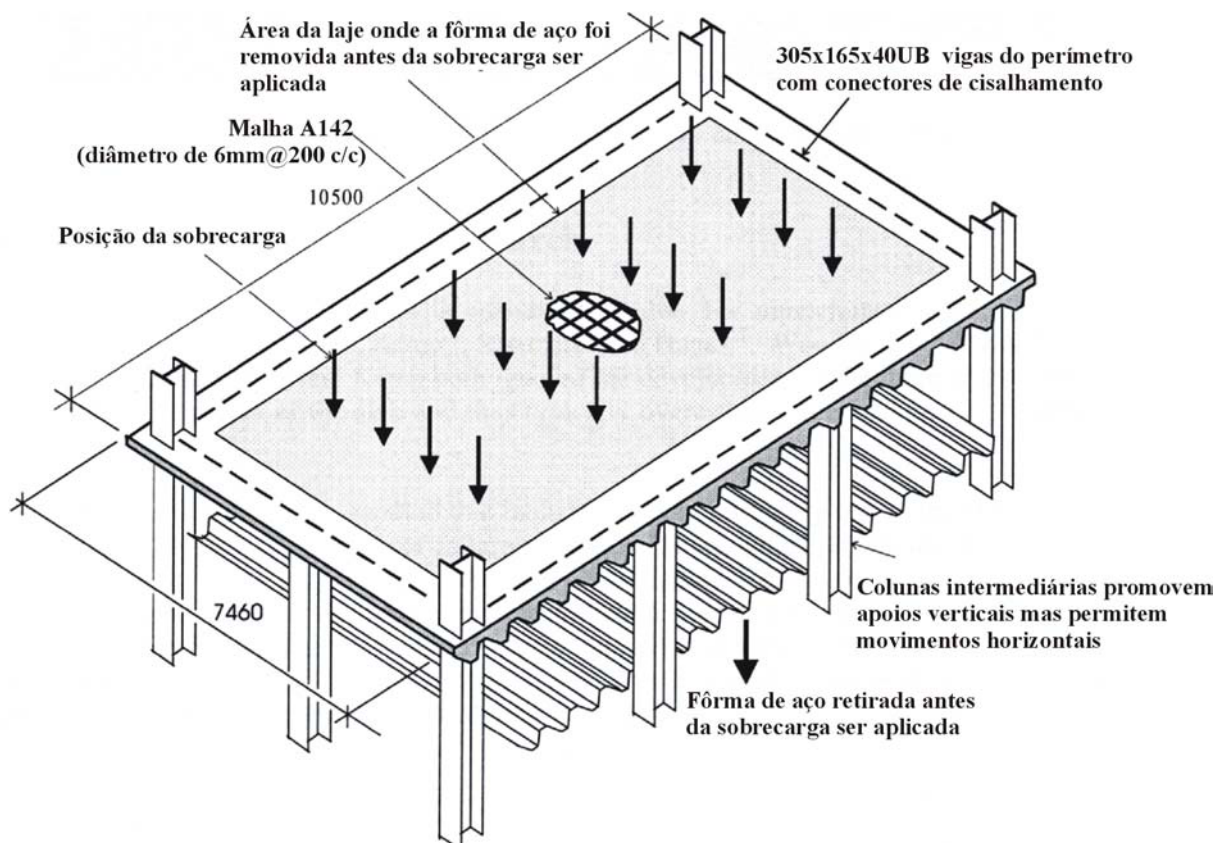


Figura 2.13 – Teste do BRE em escala real

No teste BRE, BAILEY (2000), verificou-se que a ação de membrana ocorreu, com a carga aplicada à ruptura sendo, aproximadamente, o dobro que a calculada usando a teoria normal da linha de escoamento. O critério de falha foi similar à experiência anterior dos testes em escala reduzida, com uma grande trinca formando-se ao longo do menor vão (FIG.2.14).

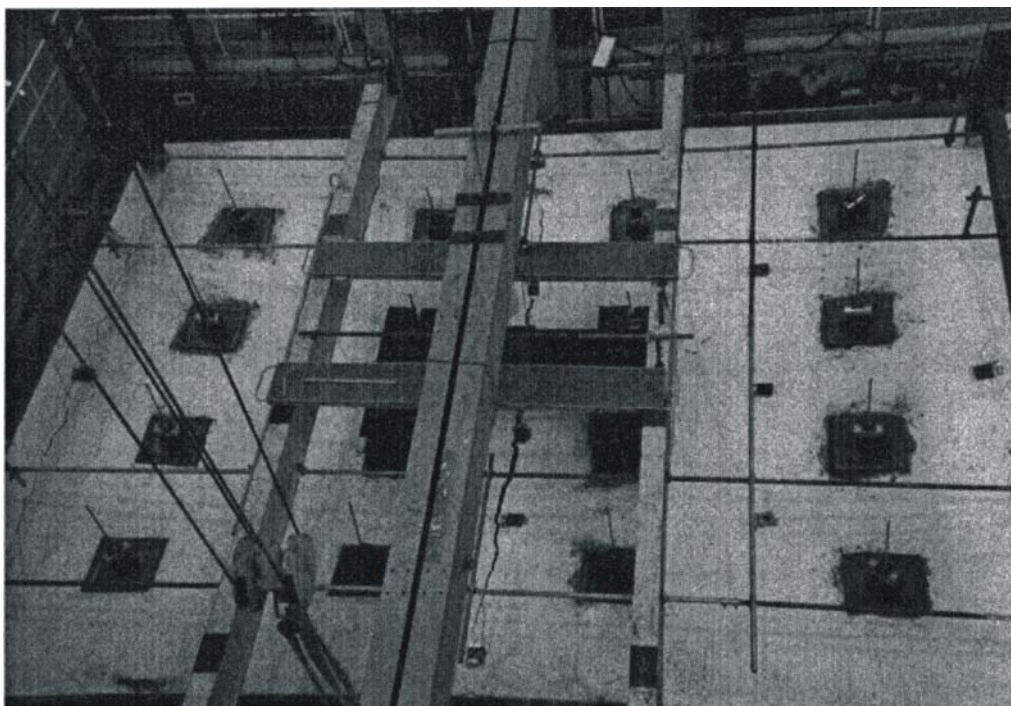


Figura 2.14 – Critério de falha

2.5.3 Desenvolvimento de um Método de Cálculo para Prever o Comportamento da Membrana de Lajes de Concreto Simplesmente Apoiadas

Uma laje simplesmente apoiada armada nas duas direções, sem restrição horizontal no plano em suas bordas, pode suportar uma carga maior do que a calculada usando-se a teoria normal das charneiras plásticas. Essa majoração é parcialmente devida ao aumento do momento nas regiões exteriores à laje, onde ocorrem as tensões de compressão.

Considere o critério de falha mostrado na FIG.2.14, onde foi formada uma trinca através do menor vão da laje. Assumindo-se o comportamento rígido-plástico, pode existir uma distribuição crítica das forças de membrana, o que causará a trinca ao longo do menor vão.

A distribuição das forças no plano está mostrada na FIG.2.15.

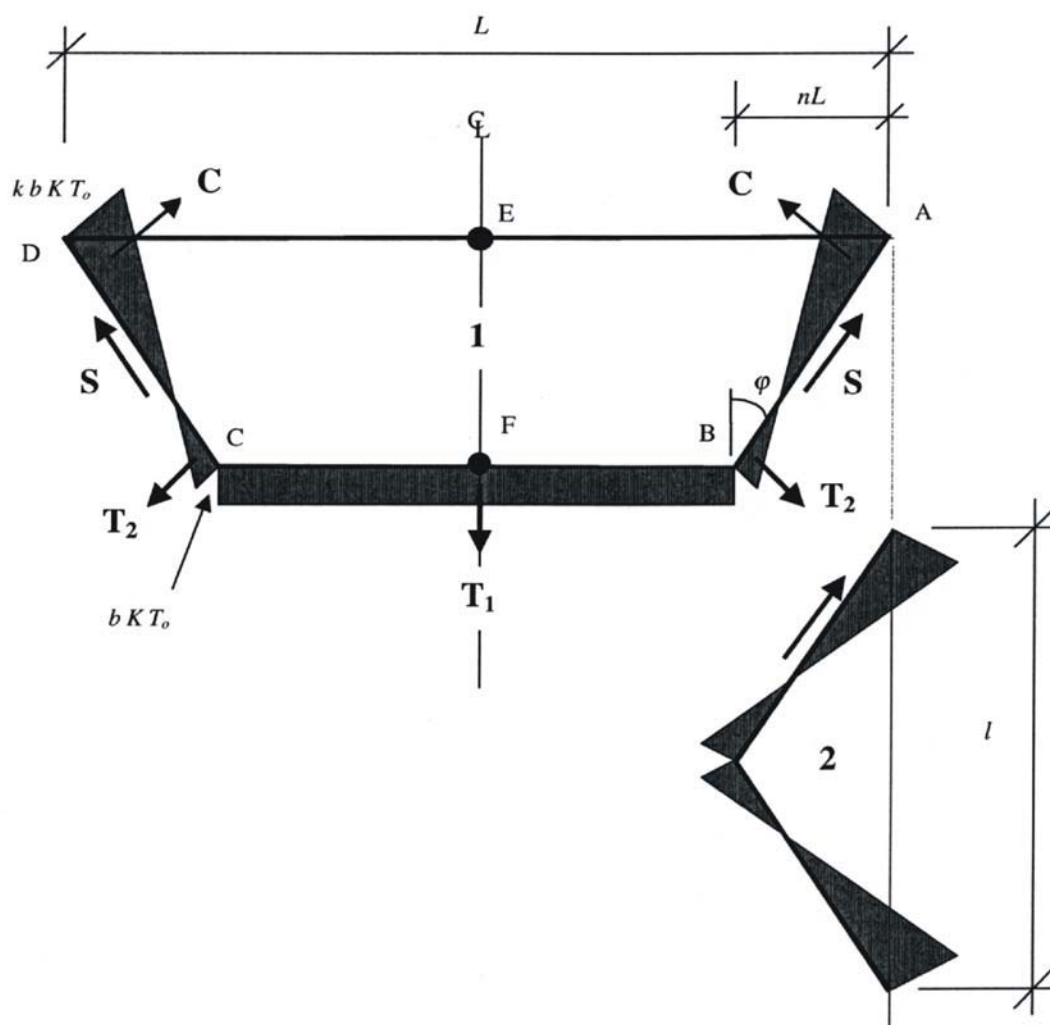


Figura 2.15 – Distribuição das forças no plano

Considerando-se o elemento 1, por equilíbrio tem-se

$$S \operatorname{sen} \varphi = (C - T_2) \cos \varphi \quad (2.12)$$

e

$$-S \cos \varphi = (C - T_2) \operatorname{sen} \varphi - \frac{T_1}{2} \quad (2.13)$$

então

$$\frac{T_1}{2} \text{sen } \varphi = (C - T_2) \quad (2.14)$$

da FIG.2.16

$$T_1 = bKT_0(L - 2nL) \quad (2.15)$$

$$T_2 = \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \quad (2.16)$$

$$C = \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \quad (2.17)$$

$$\text{sen } \varphi = \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}}} \quad (2.18)$$

onde

S = cisalhamento no plano na linha de escoamento

C = força de compressão

T_1 = força de tração no elemento 1

T_2 = força de tração no elemento 2

b = parâmetro que define a magnitude da força de membrana

KT_0 = força no aço por unidade de largura

k = parâmetro que define a magnitude da força de membrana

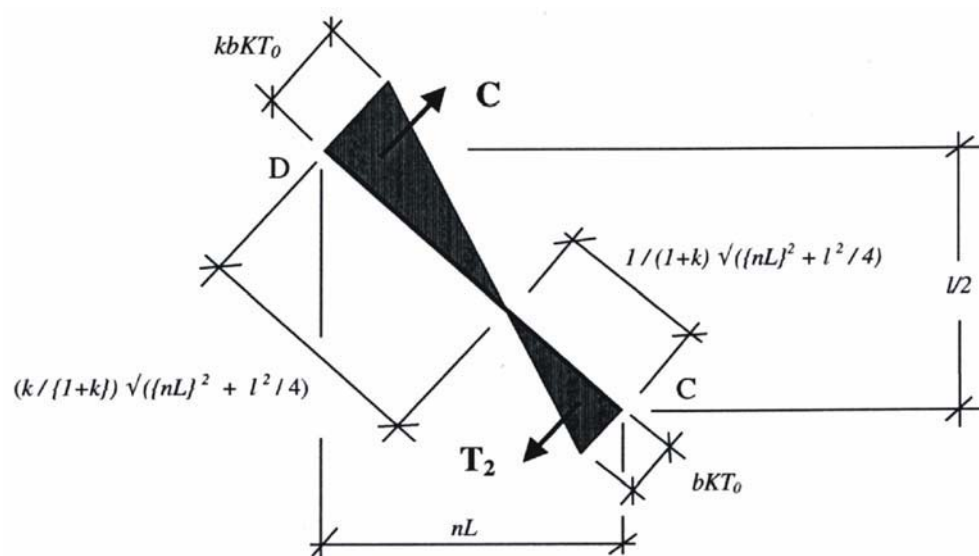


Figura 2.16 – Distribuição das forças no plano

Substituindo-se as EQ.(2.15) a (2.18) na EQ.(2.14) vem

$$\frac{bKT_0(L - 2nL)}{2} \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}}} = \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} - \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \quad (2.19)$$

Rearranjando, tem-se que

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2 + 1} + 1 \quad (2.20)$$

onde

$$a = L/\ell \quad (2.21)$$

A resistência ao momento no plano ao longo da linha EF precisa ser estimada. Uma solução pode ser obtida assumindo-se que toda armadura ao longo da seção está no limite último de tensão (f_u) e o centróide do bloco comprimido está no ponto E. O

comportamento das lajes durante os testes mostram que essa é uma aproximação razoável.

Assume-se que

$$f_u = 1,1 f_y \quad (2.22)$$

onde f_y é o limite de escoamento do aço.

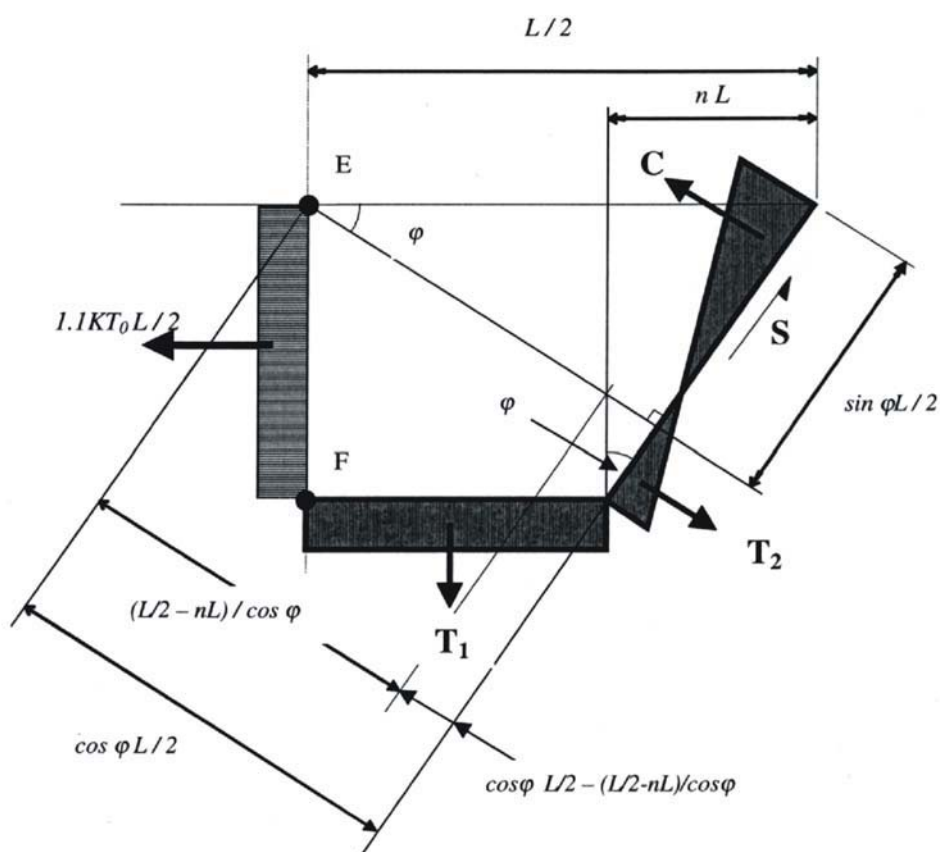


Figura 2.17 – Distribuição das forças no plano

Estabelecendo-se o equilíbrio de momentos no ponto E

$$\begin{aligned}
& T_2 \left[\left(\cos \varphi \frac{L}{2} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL\right)}{\cos \varphi} \right) \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi} - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \right] + \\
& + C \left[\operatorname{sen} \varphi \frac{L}{2} - \frac{1}{3} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \right] + \\
& + S \cos \varphi \frac{L}{2} - \frac{T_1}{2} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{1,1 \text{KT}_0 \ell^2}{8}
\end{aligned} \tag{2.23}$$

onde

$$\frac{T_1}{2} = bKT_0 \left(\frac{L}{2} - nL \right) \tag{2.24}$$

$$T_2 = \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \tag{2.25}$$

$$C = \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \tag{2.26}$$

$$S = \frac{bKT_0 \ell}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \tag{2.27}$$

$$\cos \varphi = \frac{\left(\frac{\ell}{2}\right)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}}} \tag{2.28}$$

$$\operatorname{sen} \varphi = \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}}} \tag{2.29}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{nL}{\left(\frac{\ell}{2}\right)} \tag{2.30}$$

Substituindo-se as EQ.(2.24) a (2.30) na EQ.(2.23), tem-se que

$$\begin{aligned}
& \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \left[\left(\frac{\left(\frac{\ell}{2}\right)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}}} \frac{L}{2} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL\right)}{\left(\frac{\ell}{2}\right)} \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \right) \frac{\left(\frac{\ell}{2}\right)}{nL} - \right. \\
& \left. - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \right] + \\
& + \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \left[\frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}}} \frac{L}{2} - \frac{1}{3} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \right] + \\
& + \frac{bKT_0 \ell}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \frac{\left(\frac{\ell}{2}\right)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}}} \left(\frac{L}{2} \right) - bKT_0 \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left[\frac{1}{2} \left(\frac{L}{2} - nL \right) \right] = \\
& = \frac{1,1 KT_0 \ell^2}{8} \tag{2.31}
\end{aligned}$$

que leva a

$$\begin{aligned}
& \frac{b}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\left(\frac{\ell^2}{8n} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL\right)}{nL} \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) \right) \right] + \\
& + \frac{b}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) \right] + \frac{b\ell^2}{16n} (k-1) - \\
& - b \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right) = \frac{1,1 \ell^2}{8} \tag{2.32}
\end{aligned}$$

A EQ.(2.32) pode ser representada como

$$Ab + Bb + Cb - Db = \frac{1,1 \ell^2}{8} \tag{2.33}$$

$$b = \frac{1,1 \ell^2}{8(A + B + C - D)} \tag{2.34}$$

onde

$$A = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\frac{\ell^2}{8n} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) \right] \quad (2.35)$$

$$B = \frac{1}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) \right] \quad (2.36)$$

$$C = \frac{\ell^2}{16n} (k-1) \quad (2.37)$$

$$D = \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right) \quad (2.38)$$

Usando-se as EQ.(2.20) e (2.34), as forças críticas no plano podem ser calculadas baseadas no critério de falha da trinca formada ao longo do menor vão.

A capacidade de carregamento para os elementos 1 e 2 da laje (FIG.2.15) pode ser determinada considerando-se a contribuição das forças de membrana e o aumento na resistência à flexão. A possível contribuição da força de cisalhamento no plano S_1 ou algum cisalhamento vertical nas linhas de escoamento é inicialmente ignorado. As cargas determinadas considerando-se os elementos 1 e 2 geralmente são desiguais e um valor médio, considerando-se a contribuição das forças de cisalhamento, será calculado. A contribuição das cargas das forças de membrana e o aumento na resistência à flexão são determinados separadamente.

Considere a contribuição devido às forças de membrana.

a) Elemento 1: Capacidade de carregamento devido às forças de membrana

O momento no apoio devido às forças de membrana é dado por

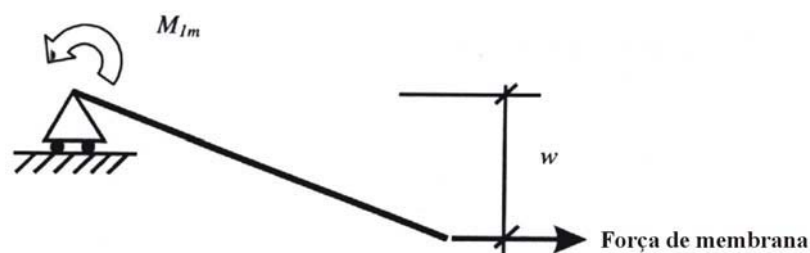


Figura 2.18 - Momento no apoio devido às forças de membrana

$$M_{1m} = b K T_0 (L - 2n L)v + b K T_0 n L v \left(\frac{3k + 2}{3(1+k)^2} \right) - b K T_0 n L v \left(\frac{k^3}{3(1+k)^2} \right) \quad (2.39)$$

que se reduz a

$$M_{1m} = K T_0 L b v \left((1 + 2n) + \frac{n(3k + 2)}{3(1+k)^2} - \frac{nk^3}{3(1+k)^2} \right) \quad (2.40)$$

onde v é o deslocamento vertical máximo apresentado no item 2.6.

A EQ.(2.40) fornece a contribuição das forças de membrana para a capacidade de carregamento da laje. É necessário acrescentar a contribuição devido à capacidade de flexão majorada, nas áreas onde ocorrem forças de compressão. Para simplificar esse procedimento, as contribuições das forças de membrana e a ação da flexão majorada estão relacionadas à carga da linha de escoamento normal. Isso permite o cálculo do fator de majoração para ambas as forças de membrana e os momentos fletores majorados. Esses fatores de majoração podem ser aumentados, para obter uma majoração global da laje, devido à ação de membrana.

Se M_{1m} for dividido por $M_o L$, o fator de majoração devido às forças de membrana é obtido.

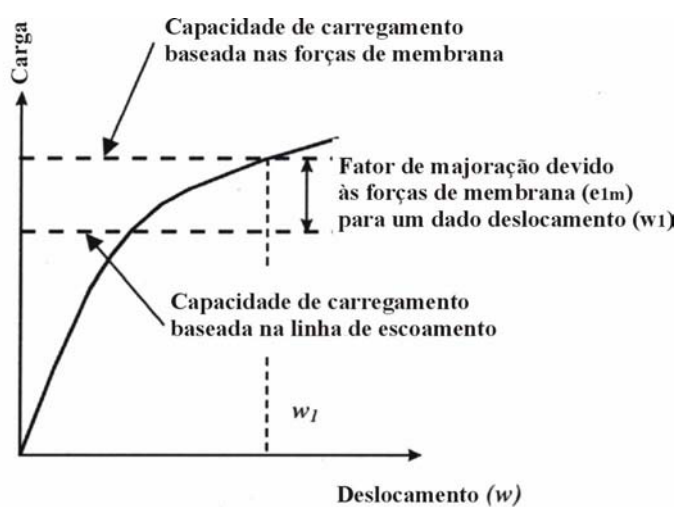


Figura 2.19 – Deslocamento x Carga

M_o é a resistência plástica ao momento fletor, na ausência de força axial, determinada considerando-se o equilíbrio das forças de membrana apresentado na FIG.2.20.

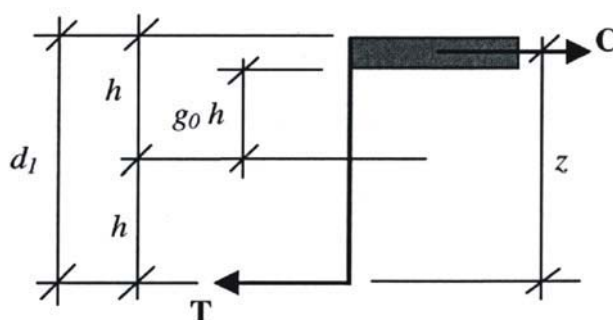


Figura 2.20 – Equilíbrio das forças de membrana

Assim, o momento fletor M_o é dado por

$$M_o = K T_o d_1 \left(\frac{3 + g_0}{4} \right) \quad (2.41)$$

onde

d_1 = espessura efetiva da armadura

g_0 = parâmetro fixo da espessura do bloco de compressão na ausência de força de membrana

Dividindo-se então M_{1m} por M_oL tem-se o fator de majoração para forças de membrana, e_{1m}

$$e_{1m} = \frac{M_{1m}}{M_oL} = \frac{4b}{3 + g_0} \left(\frac{v}{d_1} \right) \left((1 - 2n) + \frac{n(3k + 2)}{3(1 + k)^2} - \frac{nk^3}{3(1 + k)^2} \right) \quad (2.42)$$

b) Elemento 2: Capacidade de carregamento devido às forças de membrana

O momento no apoio devido às forças de membrana é dado por

$$M_{2m} = KT_o \ell b v \left(\frac{2 + 3k}{6(1 + k)^2} - \frac{k^3}{6(1 + k)^2} \right) \quad (2.43)$$

Dividindo-se M_{2m} por M_oL tem-se o fator de majoração para forças de membrana, e_{2m}

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_o\ell} = \frac{4b}{3 + g_0} \left(\frac{v}{d_1} \right) \left(\frac{2 + 3k}{6(1 + k)^2} - \frac{k^3}{6(1 + k)^2} \right) \quad (2.44)$$

Agora, considere o efeito das forças de membrana nos momentos fletores ao longo das linhas de escoamento. O critério de escoamento, se alguma força axial estiver presente, é dado por

$$\frac{M}{M_o} = 1 + \alpha \left(\frac{N}{T_o} \right) - \beta \left(\frac{N}{T_o} \right)^2 \quad (2.45)$$

onde

$$\alpha = \frac{2g_0}{3 + g_0} \quad (2.46)$$

e

$$\beta = \frac{1 - g_0}{3 + g_0} \quad (2.47)$$

onde

N = força axial

c) Elemento 1: Majoração da capacidade de flexão devido às forças de membrana

O efeito das forças de membrana na resistência à flexão deverá ser considerado separadamente para cada linha de escoamento. Para a linha de escoamento BC, a força de membrana é constante e igual a $-bKT_0$. Mas

$$\left(\frac{M}{M_0} \right)_{BC} = 1 - \alpha b - \beta b^2 \quad (2.48)$$

Considere a linha de escoamento CD

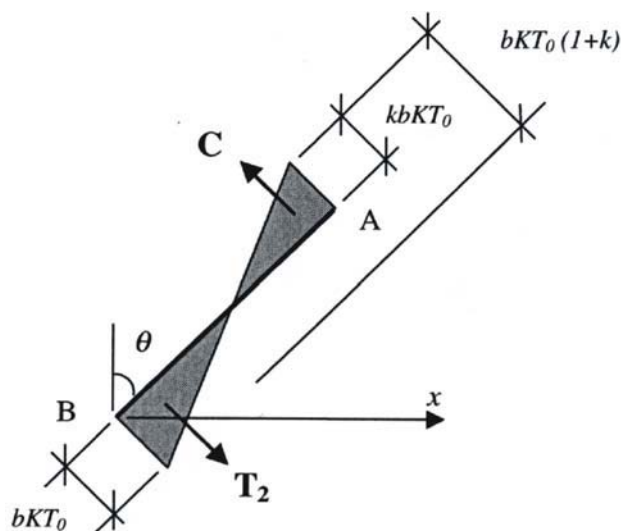


Figura 2.21 – Linha de escoamento CD

A força de membrana, através da linha de escoamento, a uma distância x de B é dada por

$$N_x = -bKT_0 + \frac{x}{nL}(k+1)bKT_0 \quad (2.49)$$

Rearranjando, tem-se que

$$N_x = bKT_0 \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right) \quad (2.50)$$

Substituindo-se a EQ.(2.50) na EQ.(2.45), para as linhas de escoamento AB e CD

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = 2 \int_0^{nL} \left[1 + \alpha b \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right) - \beta b^2 \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right)^2 \right] dx \quad (2.51)$$

que resulta em

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = 2nL \left[1 + \frac{\alpha b}{2}(k-1) - \frac{\beta b^2}{3}(k^2 - k + 1) \right] \quad (2.52)$$

Então, de maneira similar ao cálculo da majoração para forças de membrana, a majoração devido ao efeito das forças de membrana na resistência à flexão para o elemento 1 é dada por

$$e_{1b} = \frac{M}{M_0 L} = 2n \left[1 + \frac{\alpha b}{2}(k-1) - \frac{\beta b^2}{3}(k^2 - k + 1) + (1-2n)(1 - \alpha b - \beta b^2) \right] \quad (2.53)$$

d) Elemento 2: Majoração da capacidade de flexão devido às forças de membrana

A força de membrana, através da linha de escoamento, a uma distância y de A, é dada por

$$N_y = -bKT_0 + \frac{y}{\ell/2}(k+1)bKT_0 \quad (2.54)$$

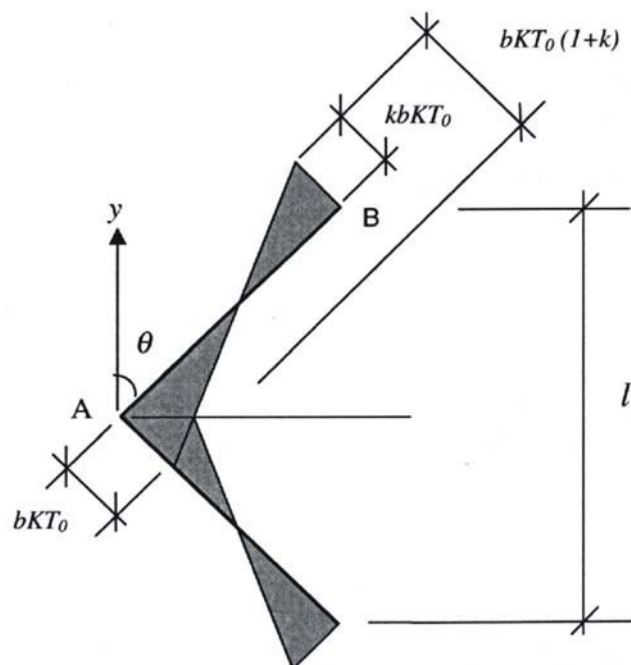


Figura 2.22 – Linha de escoamento AB

Rearranjando, tem-se que

$$N_y = bKT_0 \left(\frac{2y(k+1)}{\ell} - 1 \right) \quad (2.55)$$

Substituindo-se a EQ.(2.55) na EQ.(2.45), para o elemento 2

$$2 \int_0^{\ell/2} \frac{M}{M_0} dy = 2 \int_0^{\ell/2} \left[1 + \alpha b \left(\frac{2y(k+1)}{\ell} - 1 \right) - \beta b^2 \left(\frac{2y(k+1)}{\ell} - 1 \right)^2 \right] dy \quad (2.56)$$

que resulta em

$$2 \int_0^{\ell/2} \frac{M}{M_0} dy = \ell \left[1 + \frac{\alpha b}{2}(k-1) - \frac{\beta b^2}{3}(k^2 - k + 1) \right] \quad (2.57)$$

Então, o fator de majoração devido ao efeito das forças de membrana na resistência à flexão para o elemento 2 é dado por

$$e_{2b} = \frac{M}{M_0 \ell} = 1 + \frac{\alpha b}{2}(k-1) - \frac{\beta b^2}{3}(k^2 - k + 1) \quad (2.58)$$

As EQ.(2.42), (2.44), (2.53) e (2.58) fornecem as contribuições da capacidade de carregamento da laje devido às forças de membrana e o efeito das forças de membrana na capacidade de flexão, com base na majoração da capacidade de carregamento calculada usando a teoria da linha de escoamento normal.

Entretanto, a majoração é obtida pela combinação destes efeitos para cada elemento, isto é

$$e_1 = e_{1m} + e_{1b} \quad (2.59)$$

$$e_2 = e_{2m} + e_{2b} \quad (2.60)$$

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2a^2} \quad (2.61)$$

2.6 Critério de Falha

O critério de falha das lajes de concreto simplesmente apoiadas deve-se à trinca na espessura formada no sentido do menor vão (ℓ), conforme se vê na FIG.2.23.

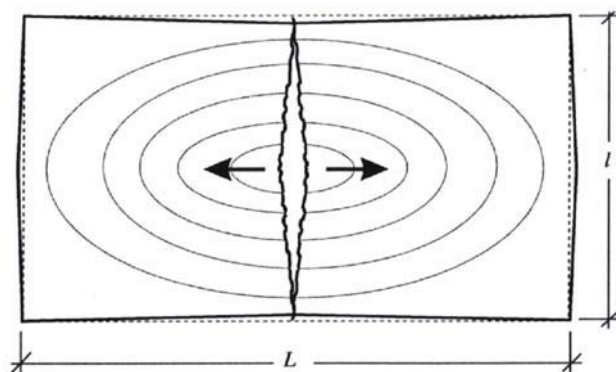


Figura 2.23 – Critério de Falha

O método de cálculo apresentado no item 2.5.3 permite que a relação carga-deslocamento seja definida. Para a falha prevista, as deformações necessárias da armadura devem ser consideradas. Para garantir que a fratura não ocorra, é necessário um limite na deformação mecânica da armadura e, assim, um limite no deslocamento vertical permitido.

Para prever o ponto de falha, os efeitos térmicos e mecânicos na armadura precisam ser considerados.

2.6.1 Efeitos Térmicos

De acordo com BAILEY (2000), quando o deslocamento vertical máximo da laje é maior do que 0,5 vezes a sua espessura surgem, no centro da laje, tensões de tração e qualquer restrição para a expansão térmica aumentará o deslocamento vertical na laje. Isso pode ser benéfico para o comportamento de membrana tracionada da laje, desde que deformações mecânicas na armadura não sejam aumentadas. Portanto, para que o método de cálculo seja usado para lajes nas extremidades dos edifícios, ou nas extremidades de uma área de serviço, esse efeito benéfico é ignorado.

Em um incêndio, a laje mista estará sujeita à curvatura térmica. Em uma laje sem restrição, o deslocamento vertical aumentará sem induzir quaisquer deformações mecânicas na armadura. Se a distribuição da temperatura através da laje for assumida

como linear, então o deslocamento devido à curvatura térmica poderá ser estimado a partir de

$$\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{\alpha (T_2 - T_1)}{h} \quad (2.62)$$

onde

v = deslocamento vertical

α = coeficiente de expansão térmica

T_2 = temperatura na face inferior

T_1 = temperatura na face superior

h = espessura da laje

Integrando-se a EQ.(2.62) e usando-se as condições de contorno para calcular as constantes de integração, vem

$$v = \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{8h} \quad (2.63)$$

onde

ℓ = comprimento do menor vão da laje (conservador).

A EQ.(2.63) permite uma estimativa do deslocamento vertical da laje devido à curvatura térmica. Portanto, para isso assumiu-se que a temperatura é constante através do compartimento de incêndio e propôs-se um fator de ajuste empírico igual a 2,0 para o deslocamento estimado. Isso resulta no deslocamento vertical devido à curvatura térmica dado por

$$v = \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{16h} \quad (2.64)$$

2.6.2 Deformações Mecânicas na Armadura

Considerando-se o maior vão da laje (L) e assumindo-se que os deslocamentos verticais na laje apresentam a forma de uma parábola, o comprimento da curva será dado por

$$L_c = L \left(1 + \frac{8\Delta^2}{3L^2} - \frac{32\Delta^4}{5L^4} + \dots \right) \quad (2.65)$$

onde

L_c = comprimento da curva

L = comprimento do maior vão da laje ao deslocamento zero

Δ = deslocamento vertical máximo da curva

Para curvas planas

$$L_c \cong L \left(1 + \frac{8\Delta^2}{3L^2} \right) \quad (2.66)$$

Portanto, a deformação na malha pode ser dada aproximadamente por

$$\varepsilon = \frac{8\Delta^2}{3L^2} \quad (2.67)$$

Essa equação assume que a deformação tem o mesmo valor ao longo do comprimento da laje. Na realidade, para uma laje de concreto, a maior parte da deformação está concentrada nos locais das trincas. Para o modo de falha considerado, a deformação na armadura através da trinca aumentará significativamente resultando na fratura da armadura. Prever os níveis de deformação que a espessura da trinca forma é complexo. Portanto, uma aproximação pragmática é proposta onde um limite é definido para a deformação média na armadura. Essa deformação média é baseada em uma tensão máxima para a armadura de $0,5f_y$ (metade do limite de escoamento do aço).

Portanto, o deslocamento vertical máximo permitido de acordo com Bailey (2000) é dado por

$$\Delta = \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E}\right)_{\text{malha}} \frac{3L^2}{8}} \quad (2.68)$$

Esse deslocamento, obtido pela EQ.(2.68), foi comparado aos resultados de testes de acordo com BAILEY (2000), e pôde-se notar que seu valor sempre foi conservador.

2.6.3 Limite de Deslocamento Vertical

Baseado na fratura da armadura, o deslocamento vertical máximo permitido é dado pela soma das EQ.(2.64) e (2.68), obtendo-se

$$v = \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{16h} + \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E}\right)_{\text{malha}} \frac{3L^2}{8}} \quad (2.69)$$

Essa equação resulta em estimativas conservadoras tendo em vista que:

- a) Os deslocamentos verticais devidos à curvatura térmica sejam divididos por 2,0;
- b) A curvatura térmica seja calculada com referência ao menor vão da laje;
- c) Quaisquer deslocamentos verticais adicionais devidos à expansão térmica da laje, que está em estado de pós-flambagem, sejam ignorados;
- d) Qualquer contribuição da fôrma de aço seja ignorada;
- e) O aumento na ductilidade da malha da armadura, que se eleva com a temperatura, seja ignorada.

2.6.4 Comparações com os Testes de Incêndio em Cardington

A seção transversal da laje mista usada nos ensaios de Cardington, NEWMAN et al. (2000), é mostrada na FIG.2.24.

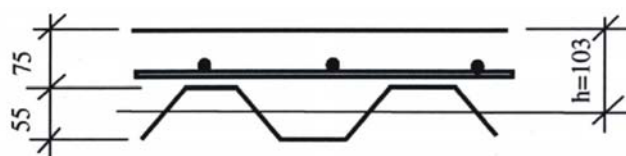


Figura 2.24 – Laje mista usada no pórtico de Cardington

Em alguns dos testes de incêndio, a distribuição de temperatura através da laje foi medida. Portanto, devido às aproximações conservadoras de incluir a curvatura térmica, propôs-se que os valores das temperaturas T_1 e T_2 , obtidas dos testes de incêndio padrão, para 30 e 60 minutos, fossem usadas. Então, resolveu-se ao final, assumir que $T_2 - T_1 = 770^\circ\text{C}$ para 30 e 60 minutos.

Então

$$v = \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{16h} + \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E} \right)_{\text{malha}} \frac{3L^2}{8}} \quad (2.70)$$

onde

$$\alpha = 8 \times 10^{-6}$$

$$T_2 - T_1 = 770^\circ\text{C}$$

$$f_y = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$h = 103 \text{ mm}$$

De acordo com BAILEY (2000) o deslocamento permitido (estimado usando a EQ.(2.70)) não foi alcançado em nenhum dos testes, mostrando que não ocorreu falha.

Uma outra alternativa, mais conservadora, seria limitar os deslocamentos verticais aos valores medidos nos testes.

2.6.5 Limites de Deslocamentos Verticais Baseados nos Resultados dos Testes de Cardington

De acordo com Bailey (2000), a EQ.(2.68) fornece o deslocamento máximo tendo por base as deformações mecânicas. Propôs-se estender essa equação para introduzir a seguinte limitação

$$\Delta = \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E}\right)_{\text{malha}} \frac{3L^2}{8}} \quad \text{mas} \quad \Delta < \ell/30 \quad (2.71)$$

O fator de segurança aplicado à curvatura térmica pode ser calculado por comparações aos testes, como indicado em BAILEY (2000), tendo-se notado ser adequada a adoção do valor 2,4, obtido a partir do teste para poder ajustar esta equação. Então, o deslocamento vertical pode ser dado por

$$v = \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E}\right)_{\text{malha}} \frac{3L^2}{8}} \quad (2.72)$$

mas

$$v < \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \frac{\ell}{30} \quad (2.73)$$

Essa equação produzirá resultados conservadores, e pode, a favor da segurança, ser adotada até que pesquisas mais detalhadas sejam conduzidas.

2.7 Cálculo da Resistência à Flexão da Laje Mista

BAILEY e MOORE (2000) mostraram que para lajes quadradas ou retangulares simplesmente apoiadas, a resistência à flexão da laje mista é dada por

$$m = \frac{p\ell^2}{24} \left[\sqrt{3 + \left(\frac{\ell}{L}\right)^2} - \frac{\ell}{L} \right]^2 \quad (2.74)$$

onde

p = capacidade de carregamento da laje

L = maior vão da laje

ℓ = menor vão da laje

Usando-se a EQ.(2.74) o valor de $p\ell^2/m$ pode ser calculado para várias razões de carga, levando-se a uma contribuição da capacidade de carregamento (p). A capacidade de momento da laje (m) depende da posição da armadura, da resistência dos materiais usados, e da temperatura através da seção transversal.

2.8 Exemplos

Os exemplos apresentados a seguir foram obtidos de BAILEY e MOORE (2000).

2.8.1 Exemplo 1

Neste exemplo, FIG.(2.25), foi utilizada uma laje de 130 mm de altura com armadura A142 (barras de 6 mm espaçadas de 200 mm de centro a centro) e aço S275. O limite de resistência do aço da armadura é de 600 N/mm² e a resistência característica à compressão do concreto é de 35 N/mm².

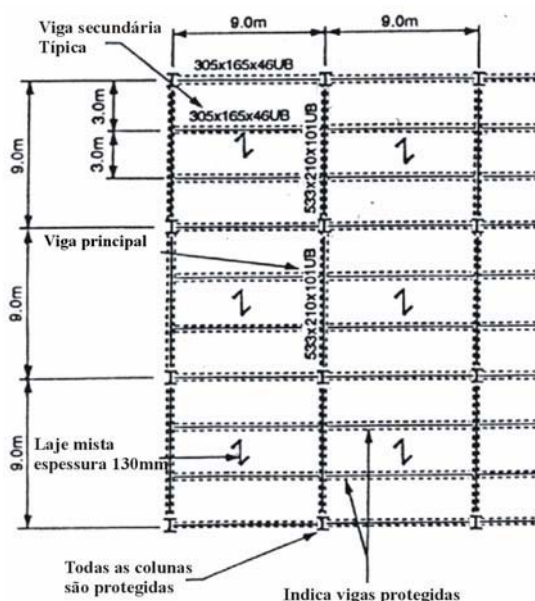


Figura 2.25 – Painel de laje de 9m x 9m, com todas as vigas protegidas

Seguindo-se o procedimento de cálculo, o primeiro passo foi definir o tempo de resistência ao fogo, 30 minutos. A carga total no Estado Limite de Incêndio foi calculada por meio da BS5950: PART 8 (1990). As cargas aplicadas foram:

Peso próprio da laje mista = $2,08 \text{ kN/m}^2$

Peso próprio do aço = $0,2 \text{ kN/m}^2$

Serviços e Pisos = $0,8 \text{ kN/m}^2$

Divisórias = $1,0 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga = $2,5 \text{ kN/m}^2$

Da BS5950: PART 8 (1990), os fatores parciais de carga são 1,0 para carga permanente e 0,8 para sobrecarga. Então, a carga total no Estado Limite de Incêndio é dada por:

$$q = 4,08 + 0,8 (2,5) = 6,1 \text{ kN / m}^2 \quad (2.75)$$

Seguindo-se o procedimento, considere um painel de laje de 9m x 9m. O deslocamento máximo permitido é dado pelas EQ.(2.72) e (2.73)

$$v = \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E}\right)_{\text{malha}} \frac{3L^2}{8}}$$

mas

$$v < \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \frac{\ell}{30}$$

onde

$$\alpha = 8 \times 10^{-6}$$

$$T_2 - T_1 = 770^\circ\text{C}$$

$$f_y = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$h = 103 \text{ mm (espessura do meio das nervuras da laje)}$$

Com estes valores tem-se que $v = 460\text{mm}$.

A razão de carga para vigas mistas é calculada usando-se

$$R = \frac{\text{Momento Aplicado no Estado Limite de Incêndio}}{\text{Capacidade de Momento a } 20^\circ\text{C}} = \frac{M_f}{M_C} \quad (2.76)$$

Isto resulta em uma razão de carga de 0,44 para as vigas 305x165x46 UBs e 0,41 para a viga 533x210x101 UBs. As vigas 305x165x46 UBs com a maior razão de carga devem ser verificadas quanto à necessidade do uso da proteção, considerando que a viga principal será protegida termicamente. Para 30 minutos de resistência ao fogo, essas vigas têm uma temperatura de cálculo de 755°C de acordo com a BS5950: PART 8 (1990). Usando-se a TAB.2.1, a razão de carga para essa temperatura é 0,17. Então, a capacidade de momento da viga mista em 30 minutos de resistência ao fogo é dada pela capacidade de momento à 20°C multiplicada pela razão de carga de 0,17. Isso resulta

em uma capacidade de momento de 71,5 kNm. Então, a capacidade de carregamento para as vigas sem proteção é 2,4 kN/m².

Usando-se a EQ.(2.74) os valores de $p \ell^2/m$ podem ser calculados para várias razões de forma (a) como mostrado na TAB.2.1. A capacidade de momento da laje “ m ” é 4,1 kNm, baseada na espessura efetiva de 51mm e nos fatores de segurança parciais do material dados na BS5950: PART 8 (1990). Então, da TAB.2.1

$$\frac{p \ell^2}{m} = 24 \rightarrow p = 1,21 \text{ kN/m}^2 \quad (2.77)$$

Para o painel de laje 9m x 9m suportar a carga aplicada, a majoração devido à ação de membrana é necessária. O deslocamento permitido é 460mm e o valor de g_o que define a tensão de compressão na laje devido à ação da flexão é 0,82. Então, o fator de majoração pode ser calculado usando-se as equações dadas nos sub-itens anteriores. Neste exemplo, o fator de majoração calculado foi 3,6.

A capacidade de carregamento do sistema de piso é calculada acrescentando-se a capacidade da laje, que inclui a ação de membrana, à capacidade das vigas mistas. Isso resulta em uma capacidade de carregamento de

$$w_{p0} = (3,6 \times 1,21) + 2,4 = 6,75 \text{ kN/m}^2 \quad (2.78)$$

Esse valor é maior do que a carga aplicada de 6,1 kN/m²; então, as vigas internas do painel de laje de 9m x 9m podem ser deixadas sem proteção para 30 minutos de resistência ao fogo. A FIG.2.26 mostra tanto as vigas que precisam ser protegidas como as vigas que são calculadas para suportar a carga aplicada em situação de incêndio.

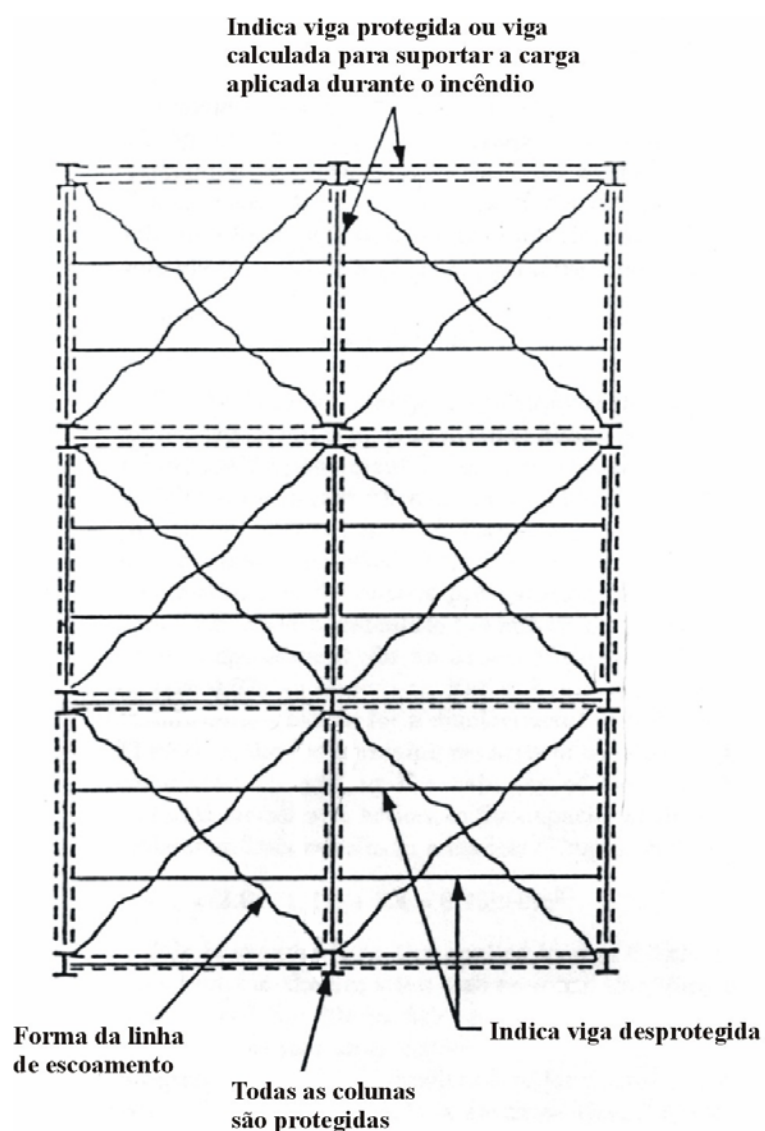


Figura 2.26 – Painel de laje de 9m x 9m com proteção apenas nas vigas principais

Pode-se notar que, neste exemplo, para 30 minutos de resistência ao fogo, um significativo número de vigas pode ser deixada sem proteção, usando-se a ação de membrana da laje mista.

2.8.2 Exemplo 2

Neste exemplo propõe-se aumentar o painel de laje para 9m x 18m, onde as vigas internas podem ser deixadas sem proteção (FIG.2.27).

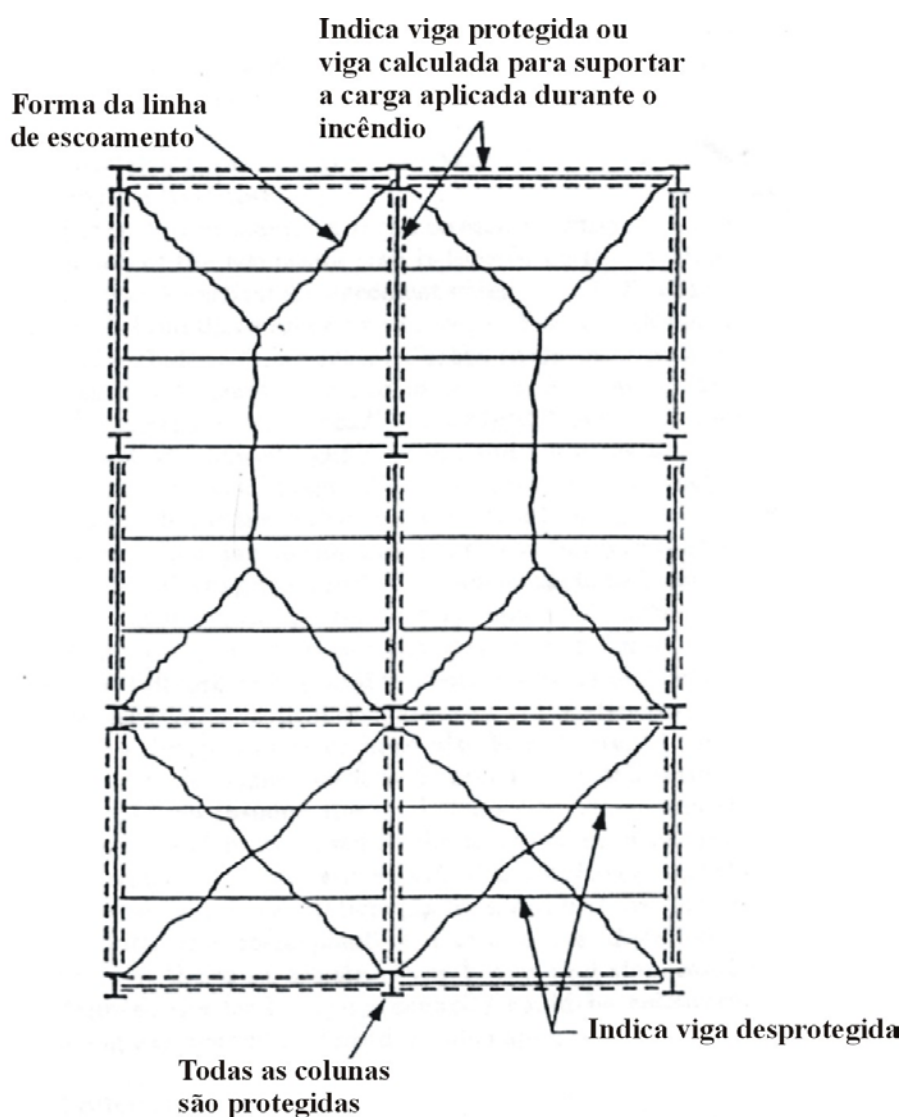


Figura 2.27 – Painel de laje de 9m x 18m com proteção apenas nas vigas principais

Para que isso seja possível são propostas algumas modificações na estrutura apresentada no exemplo 1:

- Aumento na malha para A252 (com barras de 8mm espaçadas de 200mm de centro a centro);
- Aumento na espessura da laje para 140mm;
- Aumento no grau do aço para S355 (limite de escoamento igual a 355 MPa).

Aumentando-se a espessura da laje, aumentará a carga na estrutura, que resultará em uma carga total (q) no Estado Limite de Incêndio de $6,3 \text{ kN/m}^2$. Usando-se as EQ.(2.72) e (2.73), o deslocamento máximo permitido (v) será 530mm .

A modificação no grau do aço resultará em um aumento na resistência ao momento para $89,9 \text{ kNm}$. A carga suportada pelas vigas sem proteção é $3,0 \text{ kN/m}^2$. A capacidade de momento da laje (m) é $8,1 \text{ kNm}$, baseada na espessura efetiva de 58 mm . Usando-se a TAB.2.1, a carga suportada pela laje (p) devido ao comportamento de flexão é $1,41 \text{ kN/m}^2$.

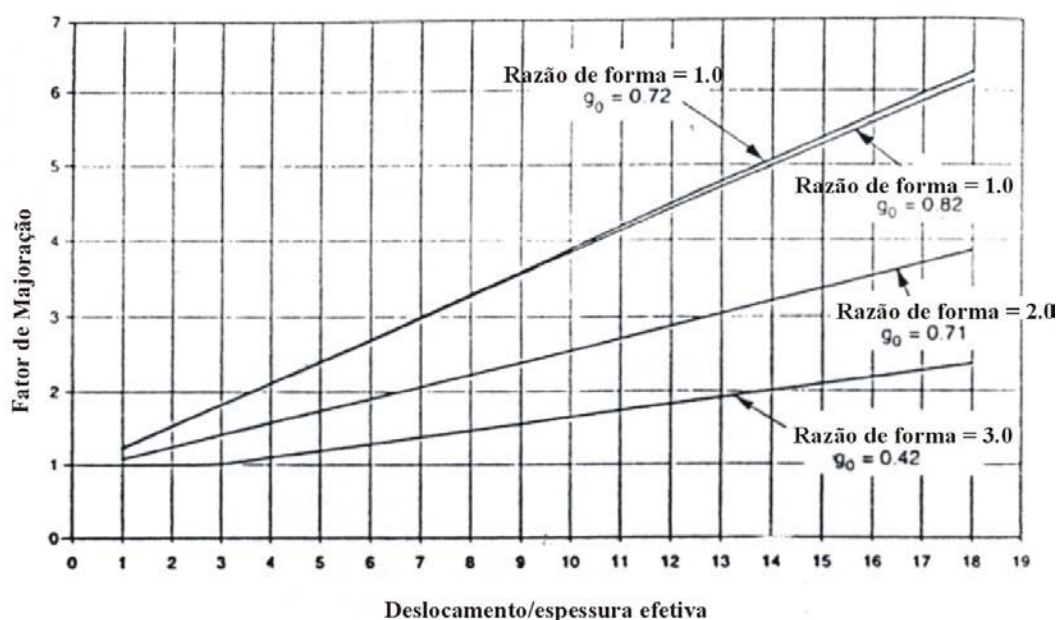


Figura 2.28 – Deslocamento x Fator de Majoração

As equações dos itens 2.5 e 2.6 deste capítulo foram usadas para calcular o fator de majoração, para um dado deslocamento, para uma razão de forma de $2,0$ e g_0 igual a $0,71$. Da FIG.2.28 pode-se notar que, para um deslocamento permitido (v) de 530mm , a majoração foi $2,35$. Então, a capacidade de carregamento do piso é

$$w_{p0} = (2,35 \times 1,41) + 3,0 = 6,3 \text{ kN / m}^2 \quad (2.79)$$

Esse valor corresponde à carga aplicada de $6,3 \text{ kN/m}^2$; e assim as vigas mistas situadas dentro do painel de laje de $9\text{m} \times 18\text{m}$ podem ser deixadas sem proteção. Deve-se fazer uma verificação final na capacidade de resistência das vigas principais situadas no contorno do painel.

2.8.3 Exemplo 3

No exemplo 2 houve um aumento no tamanho da malha de A142 para A252. Neste exemplo será utilizada uma malha não padronizada. Se uma malha de tamanho diferente é especificada, onde a distância entre os centros são reduzidos de 200mm para 100mm , a capacidade de carregamento da laje pode aumentar significativamente.

No exemplo 2, onde uma malha A252, espessura da laje de 140mm e aço de grau S355 foram utilizados, mostrou-se que as vigas dentro do painel de laje de $9\text{m} \times 18\text{m}$ não precisaram de proteção. Neste exemplo, se a malha for aumentada para barras de 8mm espaçadas de 100mm de centro a centro, o número de vigas sem proteção pode ser aumentado, considerando-se, agora, um painel de laje de $9\text{m} \times 27\text{m}$ como apresentado na FIG.2.29.

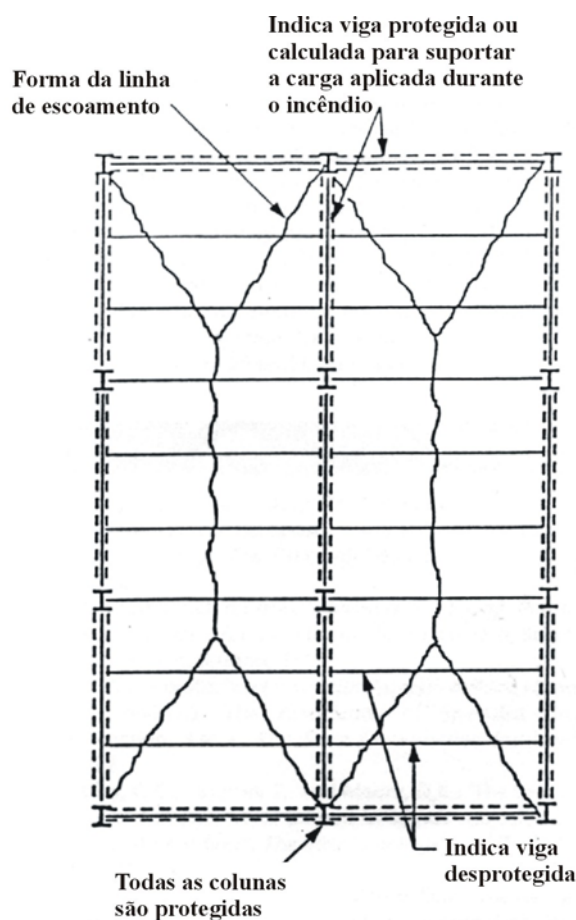


Figura 2.29 – Painel de laje de 9m x 27m com proteção apenas nas vigas principais

Usando-se as EQ.(2.72) e (2.73), o deslocamento máximo permitido (v) é de 530 mm, e a carga suportada pelas vigas mistas sem proteção é $3,0 \text{ kN/m}^2$. A capacidade de momento da laje é $15,0 \text{ kNm}$, baseada nas barras de 8 mm espaçadas de 100 mm de centro a centro e na espessura efetiva de 58 mm. Da TAB.2.1, a carga suportada pela laje (p) devido ao comportamento de flexão é $2,17 \text{ kN/m}^2$. O valor de g_o é 0,42 e o fator de majoração correspondente, para um deslocamento de 530 mm, é 1,56. Então, a capacidade de carregamento do sistema de piso é

$$w_{p\theta} = (1,56 \times 2,17) + 3,0 = 6,4 \text{ kN/m}^2 \quad (2.80)$$

Esse valor é maior do que a carga aplicada de $6,3 \text{ kN/m}^2$ e as vigas mistas situadas dentro do painel de laje de 9m x 27m podem ser deixadas sem proteção.

2.8.4 Exemplo 4

Neste exemplo, o tempo de resistência ao fogo será aumentado para 60 minutos. Por motivo de cálculo e de economia, o tipo do aço e a espessura da laje mista não serão aumentados. Sabe-se que, do exemplo 1, a espessura da laje de 130 mm, aço S275 e malha A142, pode atuar uma carga total (q) de $6,1 \text{ kN/m}^2$ sobre o painel de $9\text{m} \times 9\text{m}$, com vigas mistas sem proteção para 30 minutos de resistência ao fogo. Para 60 minutos de resistência ao fogo, será assumida novamente uma laje de $9\text{m} \times 9\text{m}$ (FIG. 2.26), mas o tamanho da malha será aumentado. Se se desejar manter a espessura da laje, será necessário utilizar uma malha não padronizada para permitir cobertura suficiente nas sobreposições, empregando-se então barras de 6 mm espaçadas de 100 mm de centro a centro.

O deslocamento vertical máximo (v), usando-se as EQ.(2.72) e (2.73), é 460 mm, assumindo-se $T_2 - T_1$ como 770°C para 60 minutos de resistência ao fogo. A viga 305x165x46 UBs tem uma temperatura de cálculo de 936°C que, da TAB.2.1, resulta em uma razão de carga de 0,053. A capacidade de momento da viga a 60 minutos é 22,3 kNm, que resulta em uma capacidade de carregamento de $0,73 \text{ kN/m}^2$.

Para 60 minutos de resistência ao fogo, a temperatura média da malha, localizada a 15mm acima da fôrma de aço, é 470°C na seção transversal acima das nervuras da laje mista. Esse valor é obtido da TAB.2.2 retirada da BS5950: PART 8 (1990), com base na distância média para a malha de 21mm. Esse aumento na temperatura resulta em uma redução na resistência de 0,75, como dado no EUROCODE 4: PART 1.2 (1994). Então, a capacidade de momento da laje mista é 6,07 kNm. O fator de majoração, para uma razão de forma de 1,0 e $g_o = 0,72$, é 3,6 para um deslocamento permitido de 460 mm.

Tabela 2.2 – Distribuição da temperatura na seção transversal dos pisos mistos com fôrma de aço incorporada

Espessura na laje	Distribuição da temperatura por um período de resistência ao fogo de:							
	30 minutos		60 minutos		90 minutos		120 minutos	
	NW	LW	NW	LW	NW	LW	NW	LW
mm	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C
10	470	460	650	620	790	720	*	770
20	340	330	530	480	650	580	720	640
30	250	260	420	380	540	460	610	530
40	180	200	330	290	430	360	510	430
50	140	160	250	220	370	280	440	340
60	110	130	200	170	310	230	370	280
70	90	80	170	130	260	170	320	220
80	80	60	140	80	220	130	270	180
90	70	40	120	70	180	100	240	150
100	60	40	100	60	160	80	210	140
* Indica uma temperatura maior do que 800°C								
NW é o concreto de densidade normal e LW é o concreto leve								

Então, a capacidade de carregamento do sistema de piso é

$$w_{p0} = (3,6 \times 1,79) + 0,73 = 7,1 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (2.81)$$

Esse valor é maior do que a carga aplicada de 6,1 kN/m² e as vigas dentro do painel de laje de 9m x 9m podem ficar sem proteção para 60 minutos de resistência ao fogo. As vigas no contorno do painel de laje precisam ser verificadas quanto à capacidade de resistência.

3

PROCEDIMENTO ADAPTADO À REALIDADE BRASILEIRA

3.1 Introdução

Este capítulo apresenta o procedimento de cálculo visto no capítulo 2, mas agora com as solicitações e resistências de cálculo determinadas de acordo com a norma brasileira NBR 14323 (1999), que trata do dimensionamento em incêndio de elementos estruturais de aço constituídos por perfis laminados, perfis soldados não-híbridos e perfis formados a frio, de elementos estruturais mistos aço-concreto e de ligações executadas com parafusos ou soldas.

Um dado necessário para o dimensionamento em incêndio é o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), o qual pode ser determinado pela norma brasileira NBR 14432 (2000), com base em vários fatores, mas principalmente do tipo de ocupação, da altura e da área da edificação e da existência e profundidade de subsolos. A rigor, numa avaliação puramente estrutural, o TRRF é uma ação que deve ser considerada no dimensionamento em situação de incêndio, ação esta que ao invés de aumentar diretamente as solicitações, se manifesta reduzindo a resistência (quanto maior o TRRF, maior o aquecimento dos materiais estruturais submetidos ao incêndio, e maior a redução de resistência dos mesmos).

Neste capítulo, serão apresentadas resumidamente um conjunto de informações necessárias para a obtenção das solicitações e resistências de cálculo em situação de incêndio, obedecendo-se os critérios da NBR 14323 (1999), de modo a se poder usar o procedimento mostrado no capítulo anterior de acordo com essa norma. Essas informações são relacionadas às propriedades do aço e do concreto em situação de incêndio, à elevação da temperatura nos elementos estruturais de aço sem proteção e nas lajes de concreto, à combinação de ações, à determinação do momento resistente positivo de cálculo em lajes mistas na formação da charneira plástica e nas vigas mistas na formação de rótula plástica.

3.2 Propriedades dos Materiais em Situação de Incêndio

3.2.1 Propriedades do Aço em Situação de Incêndio

Em um incêndio, a estrutura de aço de um edifício sofre aumento da temperatura e perde resistência, de acordo com as propriedades mecânicas e térmicas do aço. A NBR 14323 (1999) fornece os dados apresentados nos sub-itens seguintes.

3.2.1.1 Propriedades Mecânicas Importantes

A TAB.3.1 fornece valores dos fatores de redução para o limite de escoamento $k_{y,\theta}$ e para o módulo de elasticidade $k_{E,\theta}$ dos aços estruturais em temperatura elevada, os quais são

$$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y \quad (3.1)$$

$$k_{E,\theta} = E_\theta / E \quad (3.2)$$

onde

$f_{y,\theta}$ = limite de escoamento do aço à temperatura θ_a ;

f_y = limite de escoamento de aço à temperatura ambiente;

E_θ = módulo de elasticidade do aço à temperatura θ ;

E = módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente.

Tabela 3.1 – Fatores de redução para o aço

Temperatura do aço θ_a (°C)	Fator de redução para o limite de escoamento dos aços laminados a quente $k_{y,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade $k_{E,\theta}$
20	1,000	1,0000
100	1,000	1,0000
200	1,000	0,9000
300	1,000	0,8000
400	1,000	0,7000
500	0,780	0,6000
600	0,470	0,3100
700	0,230	0,1300
800	0,110	0,0900
900	0,060	0,0675
1000	0,040	0,0450
1100	0,020	0,0225
1200	0,000	0,0000

A FIG.3.1 fornece o gráfico dos fatores de redução apresentados na tabela supracitada.

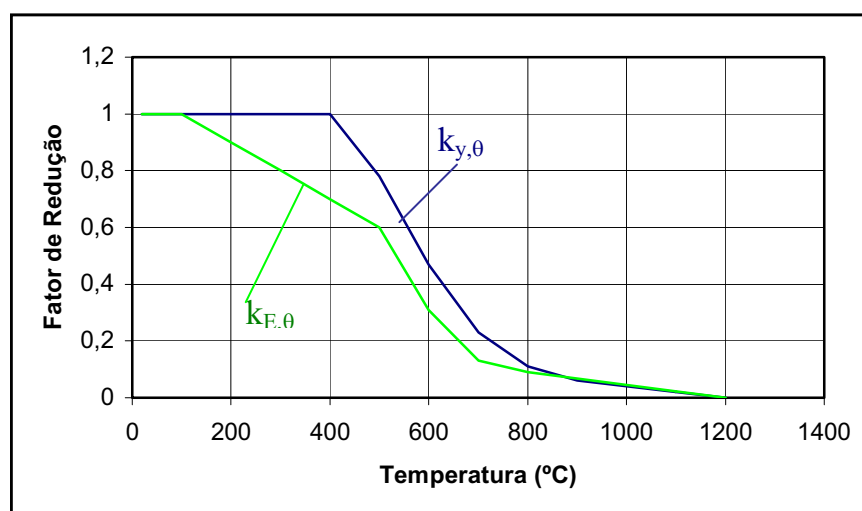


Figura 3.1 – Fatores de redução do limite de escoamento e módulo de elasticidade do aço

3.2.2 Propriedades do Concreto em Situação de Incêndio

A TAB.3.2 fornece valores dos fatores de redução para a resistência característica à compressão dos concretos de densidade normal $k_{c,\theta}$ e de baixa densidade $k_{cb,\theta}$, em temperatura elevada, os quais são

$$k_{c,\theta} = f_{ck,\theta} / f_{ck} \quad (3.3)$$

$$k_{cb,\theta} = f_{ckb,\theta} / f_{ckb} \quad (3.4)$$

onde

$f_{ck,\theta}$ = resistência característica do concreto de densidade normal à temperatura θ_c ;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto de densidade normal à temperatura ambiente;

$f_{ckb,\theta}$ = resistência característica do concreto de baixa densidade à temperatura θ_c ;

f_{ckb} = resistência característica do concreto de baixa densidade à temperatura ambiente.

Tabela 3.2 – Valores de $k_{c,\theta}$ e $k_{cb,\theta}$

Temperatura do concreto θ_c (°C)	Fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal $k_{c,\theta}$	Fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade $k_{cb,\theta}$
20	1,000	1,000
100	0,950	1,000
200	0,900	1,000
300	0,850	1,000
400	0,750	0,880
500	0,600	0,760
600	0,450	0,640
700	0,300	0,520
800	0,150	0,400
900	0,080	0,280
1000	0,040	0,160
1100	0,010	0,040
1200	0,000	0,000
Nota: Para valores intermediários da temperatura do concreto, pode ser feita interpolação linear		

A FIG.3.2 fornece o gráfico dos fatores de redução apresentados na TAB.3.2.

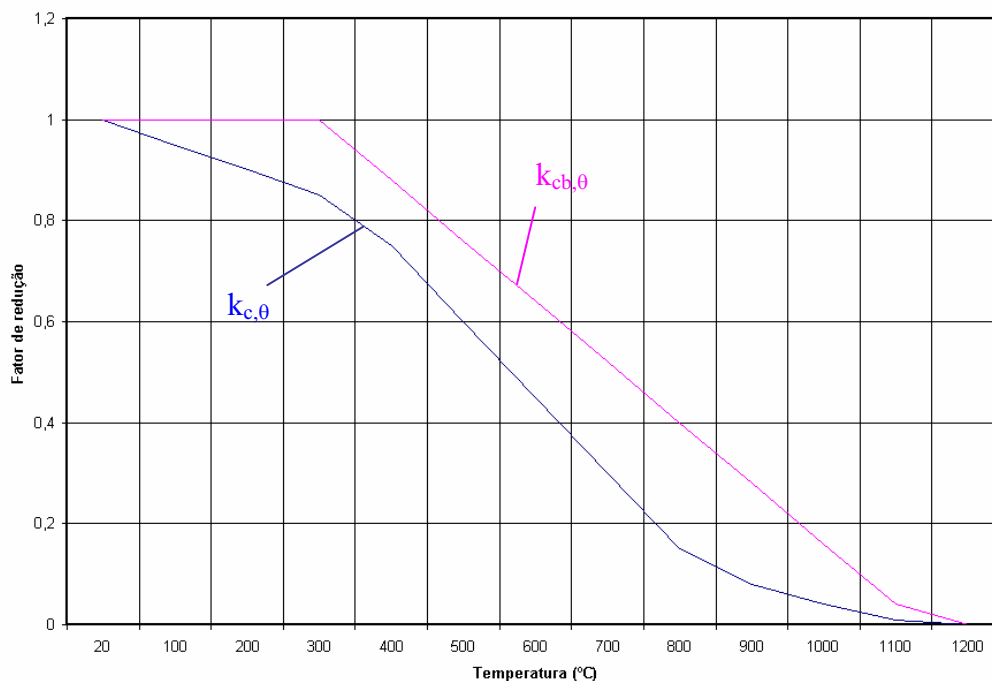


Figura 3.2 – Variação dos fatores de redução para a resistência característica à compressão do concreto com a temperatura

O módulo de elasticidade do concreto de densidade normal, em qualquer temperatura, pode ser estimado por

$$E_{c,\theta} = k_{Ec,\theta} E_{c,20} \quad (3.5)$$

onde

$$k_{Ec,\theta} = \sqrt{k_{c,\theta}} \quad (3.6)$$

$$E_{c,20} = (42\gamma_c)^{1,5} \sqrt{f_{ck}} \quad (3.7)$$

onde

γ_c = peso específico do concreto (mínimo de 15 kN/m³);

$k_{c,\theta}$ = fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal;

$k_{Ec,\theta}$ = fator de redução, relativo ao valor de 20°C, do módulo de elasticidade do concreto;

$E_{c,20}$ = módulo de elasticidade do concreto à 20°C;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto de densidade normal.

3.2.3 Propriedades do Aço das Armaduras em Situação de Incêndio

Para o aço das armaduras, se esse for laminado a quente, como o CA-50, os fatores de redução são os mesmos do aço estrutural (FIG.3.1). Se for trefilado, como o CA-60, o fator de redução do módulo de elasticidade é o mesmo dos aços estruturais (FIG.3.1 e TAB.3.1) e o fator de redução do limite de escoamento é $k_{y\theta}$, mostrado na FIG.3.3.

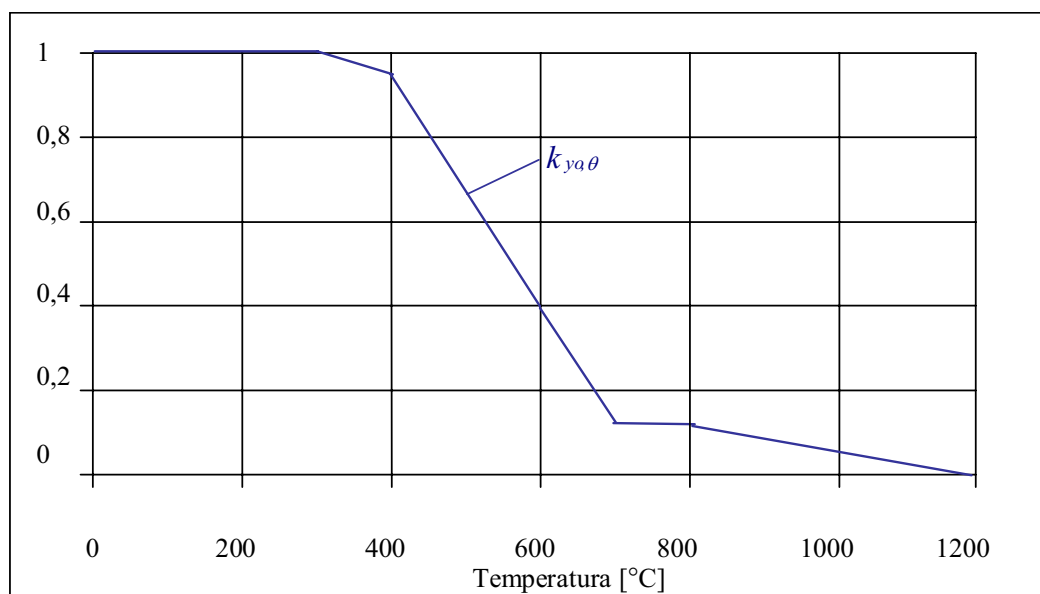


Figura 3.3 - Fator de Redução $k_{y\theta}$ do Limite de Escoamento do Aço Trefilado

3.3 Elevação da Temperatura do Aço

A elevação da temperatura dos gases depende

- da geometria do compartimento incendiado;
- das características térmicas dos materiais de vedação;
- da quantidade de material combustível;
- do grau de ventilação do ambiente.

Devido a dificuldades na definição desses parâmetros, convencionou-se adotar uma curva padronizada para expressar a elevação da temperatura dos gases com o tempo de incêndio, dado por:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (3.8)$$

onde

θ_g = temperatura em °C;

t = tempo em minutos.

Essa curva é conhecida como Incêndio-Padrão, prevista pela NBR 5628 (1980), igual a do ISO 834 (1985), e é mostrada na FIG.3.4.

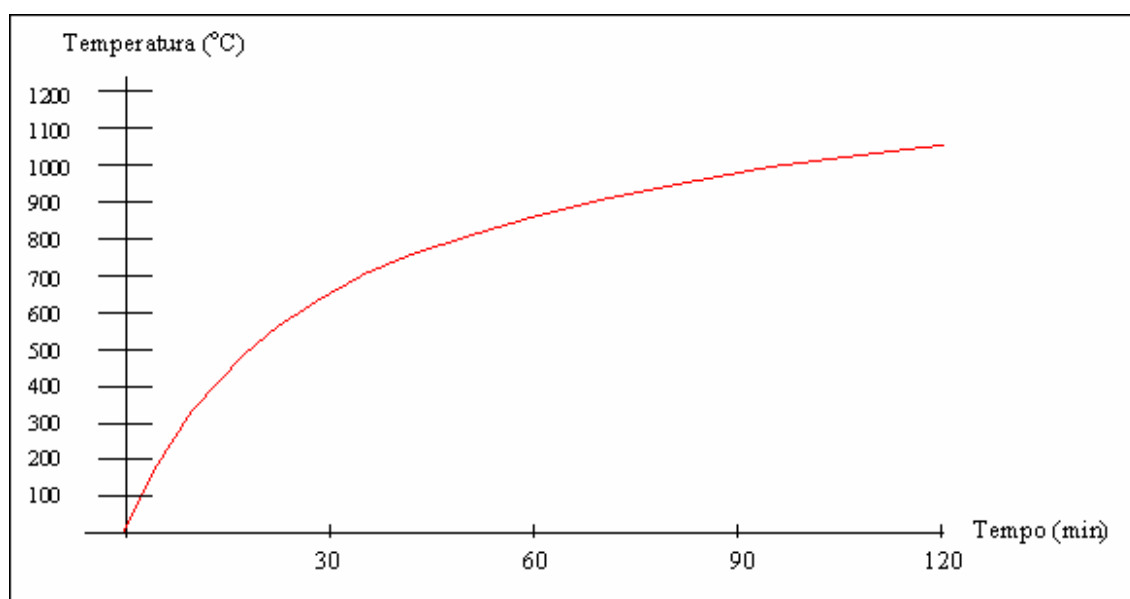


Figura 3.4 – Incêndio – Padrão

A TAB.3.3, de acordo com SILVA (2001), apresenta a temperatura do aço sem proteção térmica, em função do fator de massividade, definido como a relação entre o perímetro exposto ao incêndio e a área do perfil, conforme o modelo do incêndio-padrão.

Tabela 3.3 – Temperatura do aço sem proteção térmica

Tempo (min)	Fator de Massividade (m^{-1})								
	50	75	100	125	150	175	200	250	300
10	207	279	341	394	438	475	505	551	583
15	328	430	506	561	601	630	651	679	694
20	444	556	626	671	698	714	724	733	736
25	545	651	706	730	737	745	756	775	788
30	628	716	738	760	785	803	815	826	831
35	693	741	784	820	838	847	851	856	857
40	731	787	840	861	870	873	875	878	879
45	751	842	877	888	892	894	895	897	898
50	799	882	902	907	909	911	912	913	914
55	850	909	920	923	925	926	927	928	929
60	890	928	935	937	939	940	941	942	942
65	920	944	948	950	951	952	953	954	954
70	941	957	960	962	963	964	964	965	966
75	958	968	971	973	974	975	975	976	976
80	971	979	982	983	984	985	985	986	986
85	983	989	991	993	993	994	994	995	995
90	993	998	1000	1001	1002	1003	1003	1004	1004
95	1003	1007	1009	1010	1011	1011	1011	1012	1012
100	1011	1015	1017	1018	1019	1019	1019	1020	1020
105	1019	1023	1024	1025	1026	1026	1026	1027	1028
110	1027	1029	1032	1033	1033	1034	1034	1034	1035
115	1034	1037	1039	1039	1040	1040	1041	1041	1041
120	1041	1044	1045	1046	1047	1047	1047	1048	1048

3.4 Ações de Cálculo em Situação de Incêndio

O carregamento em situação de incêndio, calculado conforme a NBR 14323 (1999), é dado pela equação

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{gi} + F_{Q,exe} + \alpha F_Q \quad (3.9)$$

onde

F_{gi} = valor nominal da ação permanente;

$F_{Q,exe}$ = valor nominal das ações térmicas;

F_Q = valor das ações variáveis devidas às cargas acidentais;

γ_g = valor do coeficiente de ponderação para as ações permanentes, igual a

1,1 para ação permanente desfavorável de pequena variabilidade;

1,2 para ação permanente desfavorável de grande variabilidade;

1,0 para ação permanente favorável de pequena variabilidade;

0,9 para ação permanente favorável de grande variabilidade;

α é igual a

0,2 para locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas;

0,4 para locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longo período de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas;

0,6 para bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens.

3.5 Lajes Mistas em Situação de Incêndio

As lajes de concreto com fôrma de aço incorporada (FIG.3.5), constituídas de fôrma nervurada em aço galvanizado, preenchida com concreto, e com uma armadura em tela soldada próxima à face superior, para controle da fissuração, podem ser dimensionadas em situação de incêndio usando o método simplificado apresentado na NBR 14323 (1999). Nesse método, consideram-se as lajes expostas ao incêndio pela face inferior, e desprezam-se os efeitos de restrição à deformação axial.

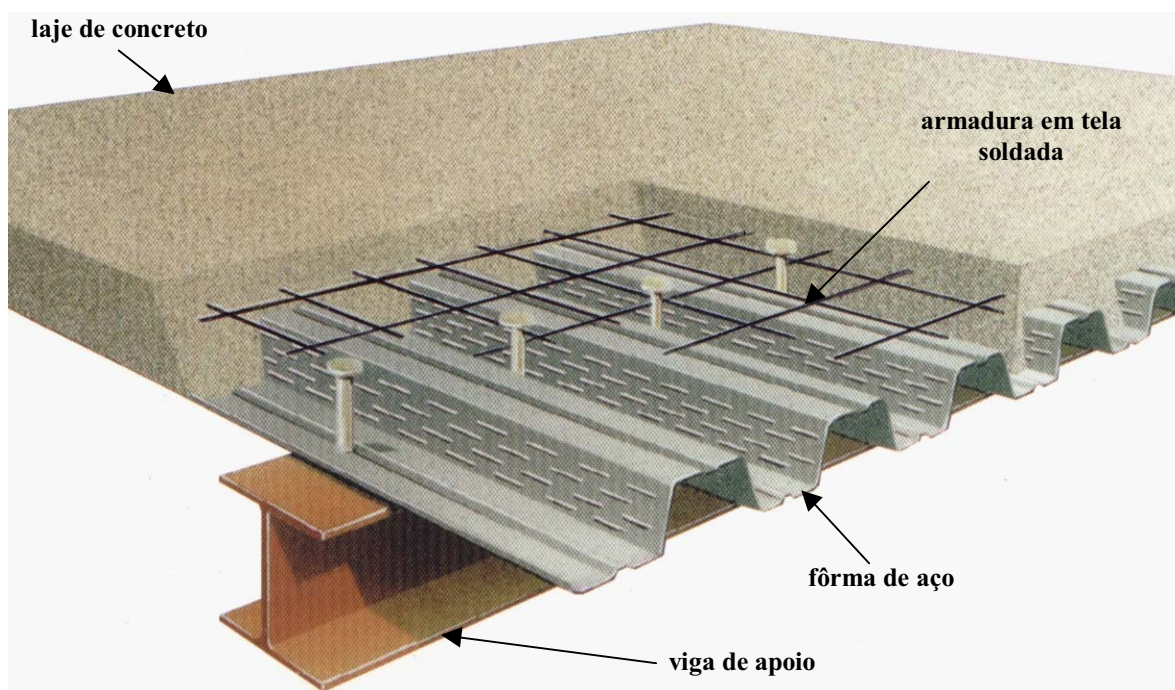


Figura 3.5 – Laje com Fôrma de Aço Incorporada

No método de dimensionamento do Capítulo 2, interessa a resistência ao momento positivo na formação da charneira plástica, com a malha soldada situada próxima à face superior das nervuras trabalhando à tração (ver item 2.1). Assim, o momento resistente, $M_{fi,Rd}$, é dado pelo produto entre a força de tração proporcionada pela malha de aço, T , e o braço de alavanca entre esta força e o centro de gravidade do concreto comprimido, z , ou seja

$$M_{fi,Rd} = T z \quad (3.10)$$

Recomenda-se usar um coeficiente de redução, $k_{y0,s}$, obtido na NBR 14323 (1999), em função da temperatura da laje no nível da malha, obtida de acordo com a mesma norma. Para o concreto comprimido, nenhuma redução é necessária, pelo fato deste situar-se junto a sua face superior, ou seja, em região de baixo aquecimento.



Figura 3.6 – Momento Resistente da Laje Mista

Tabela 3.4 – Distribuição de Temperatura em Lajes com Fôrma de Aço Incorporada

Espessura na laje (mm)	TRRF (minuto)							
	30		60		90		120	
	DN	DB	DN	DB	DN	DB	DN	DB
	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C
10	470	460	650	620	790	720	>800	770
20	340	330	530	480	650	580	720	640
30	250	260	420	380	540	460	610	530
40	180	200	330	290	430	360	510	430
50	140	160	250	220	370	280	440	340
60	110	130	200	170	310	230	370	280
70	90	80	170	130	260	170	320	220
80	80	60	140	80	220	130	270	180
90	70	40	120	70	180	100	240	150
100	60	40	100	60	160	80	210	140

Nota: DN é o concreto de densidade normal e DB o concreto de baixa densidade

Para que seja atendido o critério de isolamento térmico, a espessura efetiva da laje deve ser maior ou igual aos valores dados nesta tabela.

Tabela 3.5 – Espessura efetiva mínima

TRRF (min)	h_{ef} (mm)
30	60
60	80
90	100
120	120

Quando for utilizado concreto de baixa densidade, os valores da TAB.3.4 poderão ser reduzidos em 10%.

A temperatura média na armadura pode ser obtida da TAB.3.4, sendo que a espessura na laje é dada pela distância do eixo da armadura acima da nervura para o TRRF e para o concreto de densidade normal e de baixa densidade.

3.6 Vigas Mistas Biapoiadas em Situação de Incêndio

O dimensionamento de vigas mistas biapoiadas em situação de incêndio pelo método simplificado que tenham sido previamente dimensionadas à temperatura ambiente de acordo com a NBR 8800 (1986) e que possuam o perfil de aço com seção transversal em forma de I é aplicável no caso em que

- a alma do perfil de aço tenha

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.11)$$

onde h é a altura e t_w a espessura da alma, E é o módulo de elasticidade e f_y o limite de escoamento do aço à temperatura ambiente.

3.6.1 Aquecimento da Seção Transversal

3.6.1.1 Viga de aço

Quando a viga de aço não é protegida por material de proteção contra incêndio, o único caso tratado aqui, a distribuição de temperatura na mesma deve ser tomada como não-uniforme, com a seção transversal dividida em três partes (mesa inferior, alma e mesa superior), de acordo com a FIG.3.8. Neste caso:

- considera-se que não ocorra transferência de calor entre estas partes e nem entre a mesa superior e a laje de concreto;

- o acréscimo de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ das mesas inferior e superior da viga de aço durante o intervalo de tempo Δt deve ser determinado com base no incêndio-padrão;
- o fator de massividade u/A deve ser determinado por:
 - para a mesa inferior: $u/A = 2(b_{fi} + t_{fi})/b_{fi}t_{fi}$
 - para a mesa superior:
 - sobreposta por laje maciça: $u/A = (b_{fs} + 2t_{fs})/b_{fs}t_{fs}$
 - sobreposta por laje com fôrma metálica incorporada:
 $u/A = 2(b_{fs} + t_{fs})/b_{fs}t_{fs}$
- a temperatura da alma pode ser considerada igual à temperatura da mesa inferior.

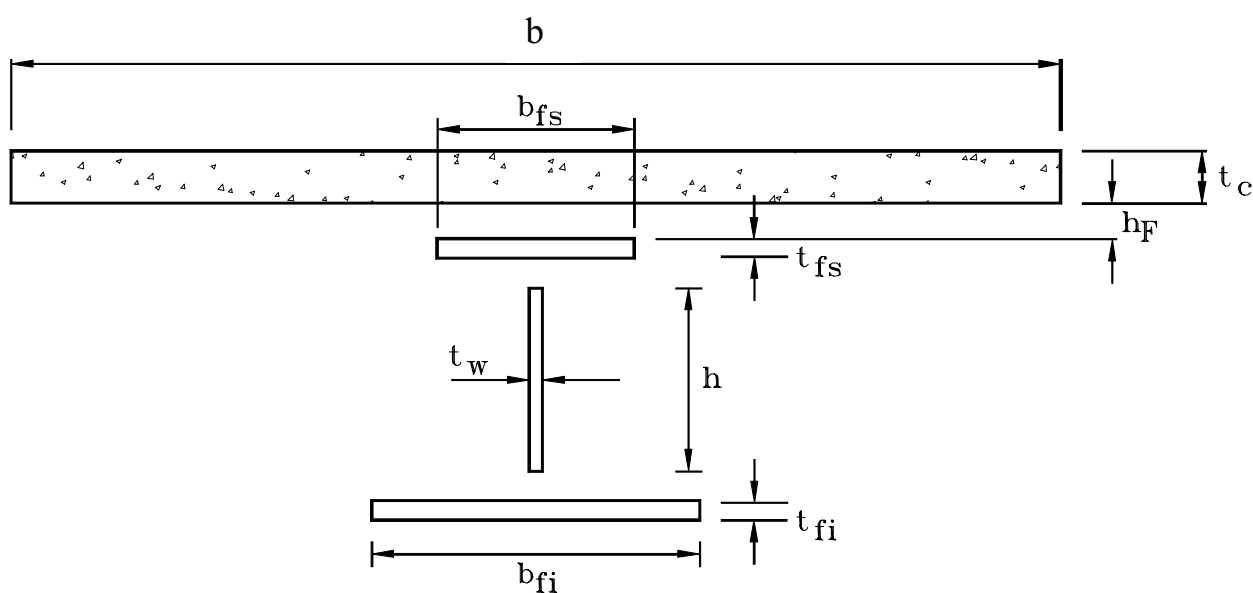


Figura 3.7 - Divisão da viga de aço para distribuição de temperatura

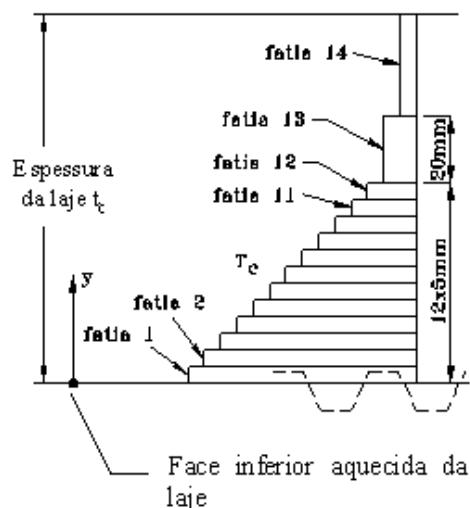
3.6.1.2 Laje de concreto

A distribuição de temperatura pode ser tomada constante ao longo da largura efetiva b da laje de concreto e a variação de temperatura na altura da laje deve ser obtida da TAB.3.5, dividindo-se a altura da laje em um máximo de 14 fatias.

Tabela 3.6 - Variação de temperatura na altura das lajes de concreto

Fatia j	Altura y (mm)	Temperatura θ_c [°C] após um tempo de duração do incêndio, em minutos, de			
		30'	60'	90'	120'
1	≤ 5	535	705	754	754
2	5 a 10	470	642	738	754
3	10 a 15	415	581	681	754
4	15 a 20	350	525	627	697
5	20 a 25	300	469	571	642
6	25 a 30	250	421	519	591
7	30 a 35	210	374	473	542
8	35 a 40	180	327	428	493
9	40 a 45	160	289	387	454
10	45 a 50	140	250	345	415
11	50 a 55	125	200	294	369
12	55 a 60	110	175	271	342
13	60 a 80	80	140	220	270
14	≥ 80	60	100	160	210

Notas:	No caso de laje maciça de concreto, a altura h_{ef} é igual à espessura da laje t_c .
--------	---



onde

$$h_{ef} = h_1 + \frac{h_2}{2} \frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \quad (3.12)$$

Nessa equação, as dimensões h_1 , h_2 , l_1 , l_2 , l_3 são definidas na FIG.3.7. Se $l_3 > 2l_1$, a espessura efetiva deverá ser tomada igual a h_1 .

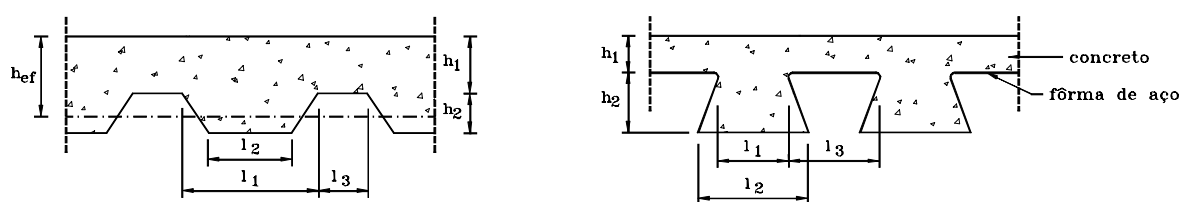


Figura 3.8 – Medidas da Laje com Fôrma de Aço Incorporada

3.6.2 Comportamento Estrutural

3.6.2.1 Conectores de Cisalhamento

A resistência nominal de um conector de cisalhamento em situação de incêndio, q_{fi} , deve ser determinada como na NBR 8800 (1986), mas substituindo-se:

- f_{ck} e E_c do concreto à temperatura ambiente por $k_{c,\theta}f_{ck}$ e $E_{c,\theta}$, respectivamente, onde o fator de redução em temperatura elevada da resistência característica à compressão do concreto, $k_{c,\theta}$ e $E_{c,\theta}$ o módulo de elasticidade do concreto devem ser obtidos conforme o item 3.2.2, ambos para uma temperatura equivalente a 40% da temperatura da mesa superior da viga de aço;
- f_u do aço do conector à temperatura ambiente pelo produto $k_{y,\theta}f_u$, onde $k_{y,\theta}$ deve ser obtido no item 3.2.1.1 para uma temperatura equivalente a 80% da temperatura da mesa superior da viga de aço.

3.6.2.2 Resistência ao Momento Fletor Positivo

A resistência de cálculo ao momento fletor positivo das vigas mistas em situação de incêndio, $M_{fi,Rd}$, nas regiões de momentos fletores positivos, pode ser determinada pela teoria plástica, considerando-se a distribuição de temperatura na seção transversal conforme o item 3.6.1.2, e levando-se em conta a variação das propriedades dos materiais com a temperatura. Seu valor é dado por

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} M_{fi,n} \quad (3.13)$$

onde o coeficiente de resistência $\phi_{fi,a}$ é igual a 1,00 e $M_{fi,n}$ é a resistência nominal ao momento fletor.

Simplificadamente, pode-se considerar a temperatura uniforme ao longo da altura da laje de concreto e igual a

$$\theta_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_{j=1}^n \theta_{c,j} e_j \quad (3.14)$$

onde h_{ef} foi definido conforme a TAB.3.5, n é o número de fatias em que a laje foi dividida, e $\theta_{c,j}$ e e_j , respectivamente, a temperatura e a espessura das n fatias. Com esse procedimento, a resistência nominal ao momento fletor pode ser determinada de acordo com os tópicos a seguir, o que for aplicável:

a) Interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto (FIG.3.9)

Ocorre se

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a} \quad \text{e} \quad 0,85k_{c,\theta} f_{ck} b t_c \geq (Af_y)_{fi,a} \quad (3.15)$$

com

$$(Af_y)_{fi,a} = [k_{y,\theta_i} (b_{fi} t_{fi} + h t_w) + k_{y,\theta_s} (b_{fs} t_{fs})] f_y \quad (3.16)$$

onde k_{y,θ_i} e k_{y,θ_s} são os fatores de redução do limite de escoamento do aço às temperaturas θ_i e θ_s , respectivamente, obtidos conforme o item 3.2.1.1. As temperaturas θ_i e θ_s são aquelas da mesa inferior e alma e da mesa superior da viga de aço, respectivamente, obtidas conforme o item 3.6.1.

Neste caso, tem-se que

$$T_{fi} = (Af_y)_{fi,a} \quad (3.17)$$

$$C_{fi} = 0,85k_{c,\theta} f_{ck} b a \quad (3.18)$$

e, deve ser atendida a condição de equilíbrio

$$T_{fi} = C_{fi} \quad (3.19)$$

Assim

$$a = \frac{(Af_y)_{fi,a}}{0,85k_{c,\theta} f_{ck} b} \leq t_c \quad (3.20)$$

$$M_{fi,n} = k_{y,0i} f_y \left[(b_{fi} t_{fi}) \left(d + h_F + t_c - \frac{t_{fi} + a}{2} \right) + (ht_w) \left(t_{fs} + h_F + t_c + \frac{h - a}{2} \right) \right] + k_{y,0s} f_y (b_{fs} t_{fs}) \left(h_F + t_c + \frac{t_{fs} - a}{2} \right) \quad (3.21)$$

b) Interação completa e linha neutra da seção plastificada na viga de aço (FIG.3.9)

Ocorre se

$$Q_{fi,n} \geq C_{fi} \quad e \quad (Af_y)_{fi,a} \geq 0,85k_{c,\theta} f_{ck} b t_c \quad (3.22)$$

com

$$C_{fi} = 0,85k_{c,\theta} f_{ck} b t_c \quad (3.23)$$

$$(Af_y)_{fi,a} = [k_{y,0i} (b_{fi} t_{fi} + ht_w) + k_{y,0s} (b_{fs} t_{fs})] f_y \quad (3.24)$$

Neste caso, as resultantes de compressão e de tração na viga de aço são representadas por C'_{fi} e T_{fi} , respectivamente, e deve-se ter

$$T_{fi} = C_{fi} + C'_{fi} \quad (3.25)$$

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo da viga de aço, y_p , e a resistência nominal ao momento fletor $M_{fi,n}$, podem ser assim determinadas

- para $C_{fi} + k_{y,0s}(b_{fs} t_{fs})f_y > k_{y,0i}(b_{fi} t_{fi} + ht_w)f_y$, a linha neutra se situará na mesa superior, e

$$y_p = \frac{1 (Af_y)_{fi,a} - C_{fi}}{2 k_{y,0s} b_{fs} f_y} \quad (3.26)$$

$$\begin{aligned} M_{fi,n} = & C_{fi} \left(y_p + h_F + \frac{y_c}{2} \right) + k_{y,0s} f_y b_{fs} \left[\frac{y_p^2 + (t_{fs} - y_p)^2}{2} \right] + \\ & + k_{y,0i} f_y \left[(b_{fi} t_{fi}) \left(d - \frac{t_{fi}}{2} - y_p \right) + (ht_w) \left(\frac{h}{2} + t_{fs} - y_p \right) \right] \end{aligned} \quad (3.27)$$

com

$$y_c = t_c \quad (3.28)$$

- para $C_{fi} + k_{y,0s}(b_{fs} t_{fs})f_y < k_{y,0i}(b_{fi} t_{fi} + ht_w)f_y$, a linha neutra se situará na alma, e

$$y_p = \frac{1 [k_{y,0i}(b_{fi} t_{fi} + ht_w + 2t_{fs} t_w) - k_{y,0s} b_{fs} t_{fs}] f_y - C_{fi}}{2 k_{y,0i} t_w f_y} \quad (3.29)$$

$$M_{f_i,n} = C_{f_i} \left(y_p + h_F + \frac{y_c}{2} \right) + k_{y,\theta_s} f_y b_{f_s} t_{f_s} \left(y_p - \frac{t_{f_s}}{2} \right) + k_{y,\theta_i} f_y \left[t_w \frac{(y_p - t_{f_s})^2 + (h - y_p + t_{f_s})^2}{2} + b_{f_i} t_{f_i} \left(d - \frac{t_{f_i}}{2} - y_p \right) \right] \quad (3.30)$$

com

$$y_c = t_c \quad (3.31)$$

c) Interação parcial (FIG.3.10)

Ocorre se

$$Q_{f_i,n} < 0,85k_{c,\theta} f_{ck} b t_c \quad \text{e} \quad Q_{f_i,n} < (A f_y)_{f_i,a} \quad (3.32)$$

com

$$(A f_y)_{f_i,a} = [k_{y,\theta_i} (b_{f_i} t_{f_i} + h t_w) + k_{y,\theta_s} (b_{f_s} t_{f_s})] f_y \quad (3.33)$$

$Q_{f_i,n}$ não pode ser inferior à metade do menor valor: $0,85k_{c,\theta} f_{ck} b t_c$ ou $(A f_y)_{f_i,a}$. Se isso ocorrer, o número de conectores de cisalhamento deve ser aumentado.

Com essas condições cumpridas, tem-se

$$C_{f_i} = Q_{f_i,n} \quad (3.34)$$

e para determinação da posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo da viga de aço, y_p , são válidas as expressões dadas no tópico b anterior, usando-se no entanto este novo valor da força de compressão no concreto (C_{f_i}). Para determinação

da resistência nominal ao momento fletor $M_{fi,n}$, são válidas também as expressões do tópico b com o novo valor de C_{fi} , e com

$$y_c = a, \text{ sendo } a = \frac{C_{fi}}{0,85k_{c,\theta} f_{ck} b} \quad (3.35)$$

Nas expressões dadas nos tópicos a, b e c, as grandezas geométricas t_c , d , b_{fi} , b_{fs} , h , t_{fi} , t_{fs} e t_w estão representadas nas FIG.3.7, 3.9, 3.10, e

b = largura efetiva da laje;

a = espessura comprimida da laje ou, para interação parcial, espessura considerada efetiva;

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

$Q_{fi,n}$ = somatório das resistências individuais em incêndio $q_{fi,t,n}$ dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo (ver subseção A.3.1 da NBR 14323);

h_F = altura das nervuras da forma de aço;

y_p = distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço;

$k_{c,\theta}$ = fator de redução da resistência característica do concreto à compressão em temperatura elevada, para a temperatura atingida pela laje de concreto;

$k_{y,\theta}$ = fator de redução do limite de escoamento do aço em temperatura elevada.

Observa-se que a resistência de cálculo ao momento fletor positivo é igual à resistência nominal, já que nesta condição, o coeficiente de resistência é igual a 1,00.

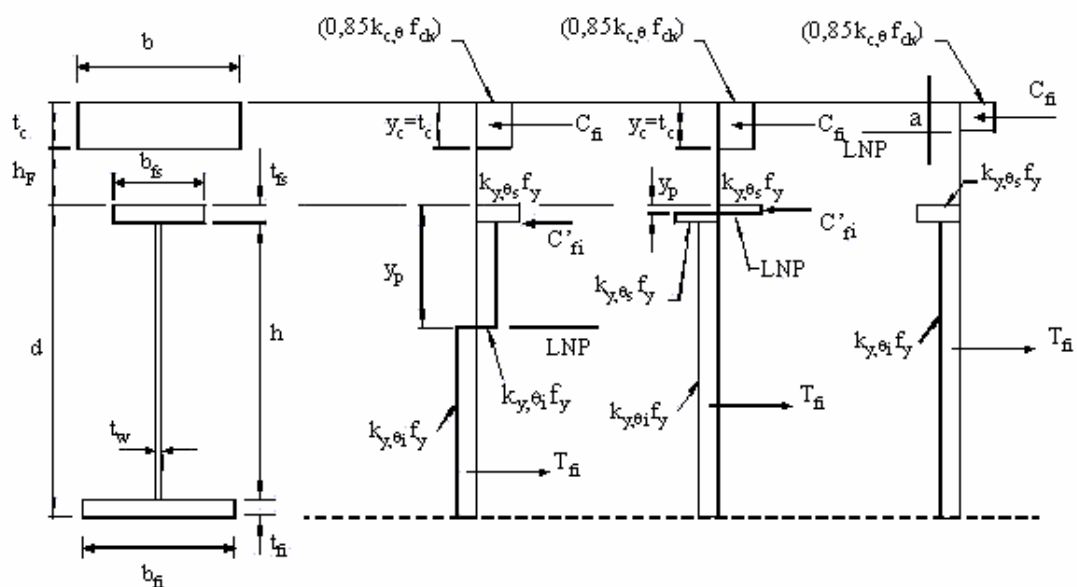


Figura 3.9 - Distribuição de tensões em temperatura elevada para interação completa

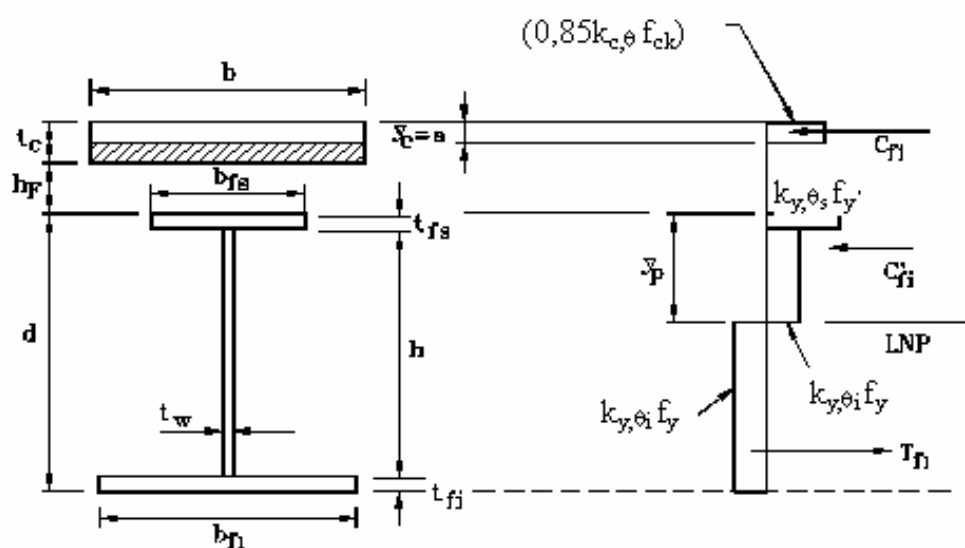


Figura 3.10 - Distribuição de tensões em temperatura elevada para interação parcial

3.7 Deslocamento Máximo Permitido

O deslocamento máximo permitido, baseado na fratura da armadura, conforme o item 2.6.3 pode ser calculado por

$$v = \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E}\right)_{\text{malha}} \frac{3L^2}{8}} \quad (3.36)$$

mas

$$v < \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \frac{\ell}{30} \quad (3.37)$$

onde

v = deslocamento vertical

α = coeficiente de expansão térmica

T_2 = temperatura na face inferior da laje

T_1 = temperatura na face superior da laje

h = espessura da laje

3.8 Capacidade de Carregamento do Sistema de Piso Misto em Situação de Incêndio

De acordo com o Capítulo 2, a capacidade de carregamento do sistema de piso misto envolve a ação da membrana na resistência da laje juntamente com a resistência da viga e pode ser dada pela equação

$$Q_{fi} = (e p) + q_{fi,Rd} \quad (3.38)$$

O fator de majoração devido ao efeito das forças de membrana pode ser obtido por

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2a^2} \quad (3.39)$$

onde

e = fator de majoração devido a ação de membrana

e_1 = fator de majoração devido às forças de membrana do elemento 1

e_2 = fator de majoração devido às forças de membrana do elemento 2

a = razão da laje

A capacidade de carregamento do sistema de piso misto deve ser maior do que a carga aplicada. Se isso for verdade, as vigas secundárias contidas no painel de laje analisado podem ser deixadas sem a proteção passiva contra incêndio.

Com o objetivo de facilitar a execução dos cálculos apresentado neste capítulo e para a obtenção de resultados dos exemplos comparativos apresentados no Capítulo 4 foi desenvolvido um programa de cálculo em Excel, ilustrado a seguir, que permite verificar a necessidade de proteção passiva contra incêndio nas vigas de aço.

3.9 Programa Desenvolvido

CÁLCULO PARA VERIFICAR A NECESSIDADE DE PROTEÇÃO							
CONTRA INCÊNDIO							
Cristiane Carneiro Spíndola							
DADOS DE TODAS AS VIGAS:							
	Viga 01	Viga 02	Viga 03	Viga 04	Viga 05	Viga 06	
A_g :	58,70	129,00					cm ²
t_{fs} :	11,80	17,40					mm
t_{fi} :	11,80	17,40					mm
b_s :	165,70	210,00					mm
b_i :	165,70	210,00					mm
d :	265,20	476,50					mm
h :	306,60	536,70					mm
t_w :	6,70	10,80					mm
f_y :	275,00	275,00					N/mm ²
E :	210000	210000					N/mm ²
$M_{m\acute{a}x}$:	163,90	437,10					kN.m
M_c :	388,98	1162,66					kN.m
Verificação:							
R:	0,42	0,38					
A viga a ser verificada é a:			Viga 01				
DADOS DA VIGA DE AÇO ESCOLHIDA:							
A_g :	58,70 cm ²			d :	265,20 mm		
t_{fs} :	11,80 mm			h :	306,60 mm		
t_{fi} :	11,80 mm			t_w :	6,70 mm		
b_s :	165,70 mm			f_y :	275 N/mm ²		
b_i :	165,70 mm			E :	210000 N/mm ²		
DADOS DA LAJE DE CONCRETO:							
Peso Próprio do Concreto:		γ_c :	25 kN/m ³				
Largura da laje de concreto:		b :	1000 mm				
Largura Efetiva da laje de concreto:		b_{ef} :	2245,7 mm				
Espessura de concreto:		t_c :	130 mm				
Resistência Característica à Compressão do Concreto		f_{ck} :	35 N/mm ²				
Maior lado da Laje de Concreto:		L :	9 m				
Menor lado da Laje de Concreto:		l :	9 m				
Diferença de Temperatura na altura da Laje:		$T_2 - T_1$:	770 °C				
		n :	0,500				

CÁLCULO PARA VERIFICAR A NECESSIDADE DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO

Cristiane Carneiro Spíndola

ENTRADA DE DADOS:

DADOS DA ARMADURA:

Limite de Escoamento do aço da armadura:	f_{yr} :	600 N/mm ²
Módulo de Elasticidade do aço da armadura:	E_r :	210000 N/mm ²
Distância do Meio da Nervura ao Topo da Laje:	h :	102,5 mm
Coefficiente:	α :	0,00001 /°C
Coefficiente de Segurança:	φ :	2,4
Área da Armadura:	A :	142 mm ²
Diâmetro da Armadura	ϕ :	6 mm

DADOS DO CARREGAMENTO:

Peso Próprio da Laje Mista:		2,08 kN/m ²
Peso Próprio do Aço:		0,20 kN/m ²
Piso, Serviços e Forro:	+	0,80 kN/m ²
Divisórias:		1,00 kN/m ²
Carga Permanente:		4,08 kN/m ²
Sobrecarga:		2,50 kN/m ²
Carga Total:		$w = 5,396$ kN/m ²

DADOS DE TABELAS:

Fator de Massividade: 181,56153
 Tempo TRRF (min.): 30 minutos
 Tabela 3.3 - Temperatura do Perfil: 806,36 °C

Coefficiente de Redução para o Limite de Escoamento: $k_{y,o} = 0,107$
 Altura Efetiva da Laje: $h_{ef} = 102,5$ mm < tab.
 Temperatura na altura da laje de concreto: $O_c = 173,02$
 Fator de Redução para a Resistência Característica à Compressão do Concreto de Densidade Normal: $k_{c,o} = 0,9135$

CÁLCULO PARA VERIFICAR A NECESSIDADE DE PROTEÇÃO	
CONTRA INCÊNDIO	
Cristiane Carneiro Spíndola	
Conectores de Cisalhamento:	
40% da Temperatura na mesa inferior do perfil:	322,544 °C
Coefficiente de Redução da Resistência Característica à Compressão do Concreto de Densidade Normal para a Temperatura de	322,544 °C = $k_{c,0} =$ 0,8275
80% da Temperatura na mesa inferior do perfil:	645,088 °C
Coefficiente de Redução para o Limite de Escoamento dos Aços Laminados a quente para a Temperatura de	645,088 °C = $k_{y,0} =$ 0,3618
Nº de Conectores:	14
Resistência dos Conectores:	$Q_{con} =$ 595996,5 N
$\theta_s =$	331 °C
$k_{y0} =$	0,9814
RESULTADOS:	
Capacidade de Momento da Laje:	$m =$ 4,40 kN.m
Capacidade de Carregamento da Laje:	$p =$ 1,30 kN/m ²
Deslocamento Máximo Permitido:	$v =$ 525,23 mm
Fator de Majoração devido à ação de Membrana:	$e =$ 3,722
onde:	$g_0 =$ 0,896
O Momento Resistente da Viga em Incêndio é:	$M_{fi} =$ 48,24 kN.m
Capacidade de Carregamento das Vigas Desprotegidas considerando a influência do painel de laje:	$q_{fi} =$ 1,59 kN/m ²
Verificação:	
Carga Total Aplicada:	$w:$ 5,40 kN/m ²
Carga Máx. Suportada:	$w_{p0}:$ 6,44 kN/m ²
Não precisa de proteção	

Figura 3.11 – Programa de Cálculo em Excel

4

EXEMPLOS

4.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os exemplos de 1 a 4 referentes aos exemplos do capítulo 2, porém calculados de acordo com o procedimento descrito no capítulo 3. Ainda, neste capítulo é apresentado o exemplo 5, de um piso com dimensões usualmente utilizadas em edifícios brasileiros.

4.2 Exemplo 1

4.2.1 Dados de Entrada

Os dados de entrada são os seguintes (FIG.2.25):

Altura da Laje: 130 mm;

Armadura: A142 (barras ϕ 6 mm espaçadas de 200 mm de centro a centro);

Área Transversal da Armadura: $142 \text{ mm}^2/\text{m}$;

Aço: S275 com $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$;

TRRF = 30 minutos;

$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ (resistência característica à compressão do concreto);

$f_{ys} = 600 \text{ N/mm}^2$ (limite de escoamento do aço da armadura);

Dimensão do Pannel: 9 m x 9 m;

Vigas do Pannel: 305 x 165 x 46 UB e 533 x 210 x 101 UB;

Coefficiente de expansão térmica = $\beta = 10 \times 10^{-6}$;

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$;

$h = 102,5 \text{ mm}$ (distância do meio das nervuras ao topo da laje);

$T_2 - T_1 = 770^\circ\text{C}$ (de acordo com o teste realizado em Cardington);

Cargas:

Peso próprio da laje mista = $2,08 \text{ kN/m}^2$

Peso próprio do aço = $0,2 \text{ kN/m}^2$

Serviços e pisos = $0,8 \text{ kN/m}^2$

Divisórias = $1,0 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga = $2,5 \text{ kN/m}^2$

Foi considerado:

$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

$f_u = 415 \text{ N/mm}^2$

Lajes simplesmente apoiadas

4.2.2 Resolução

4.2.2.1 Carregamento em Situação de Incêndio

De acordo com a EQ.(3.9) apresentada no Capítulo 3, tem-se que

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{gi} + F_{Q,exe} + \alpha F_Q$$

onde

$$F_{Q,exe} = 0;$$

$$\gamma_{gi} = 1,2;$$

$$\alpha = 0,2;$$

$$F_{gi} = 4,08 \text{ kN/m}^2;$$

$$F_Q = 2,50 \text{ kN/m}^2.$$

Então

$$q_{fi,d} = (1,2 \times 4,08) + (0,2 \times 2,50) = 5,396 \text{ kN/m}^2$$

A partir da carga atuante, obtém-se o momento atuante em situação de incêndio

$$M_{fi,d} = \frac{(q_{fi,d} \times 3) \times \ell^2}{8} = 163,90 \text{ kN.m}$$

4.2.2.2 Deslocamento Máximo Permitido

De acordo com a EQ.(3.36) e a EQ.(3.37) apresentadas no Capítulo 3, tem-se que

$$v = \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E} \right)_{\text{malha}} \frac{3L^2}{8}}$$

mas

$$v < \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \frac{\ell}{30}$$

então

$$v = \frac{10 \times 10^{-6} \times (770^\circ \text{C}) \times 9000^2}{19,2 \times 102,5} + \sqrt{\left(\frac{0,5 \times 600}{210000} \right) \times \frac{3 \times 9000^2}{8}}$$

$$v = 525,23 \text{ mm}$$

mas

$$v < \frac{10 \times 10^{-6} \times (770^\circ \text{C}) \times 9000^2}{19,2 \times 102,5} + \frac{9000}{30}$$

$$v < 616,92 \text{ mm}$$

4.2.2.3 Momento Resistente da Viga Mista em Situação de incêndio

A viga secundária 305 x 165 x 46 UB será analisada nos itens seguintes.

4.2.2.3.1 Aplicabilidade

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{283}{6,7} \leq 3,5 \sqrt{\frac{210000}{275}}$$

$$\text{então, } 42,24 \leq 96,72 \quad \Rightarrow \quad \text{Ok!}$$

4.2.2.3.2 Aquecimento da Seção Transversal

- Fator de massividade das mesas superior e inferior:

$$u_m/A = 2(b_f + t_f)/b_f t_f = 2(165,70 + 11,80)/165,70 \times 11,80 = 182 \text{ m}^{-1}$$

- Temperatura no perfil:

De acordo com a TAB.3.3 do Capítulo 3 tem-se que, para 30 minutos de resistência ao fogo e fator de massividade de 182 m^{-1} , a temperatura na mesa superior e inferior do perfil é

$$\theta_a = 806,36^\circ\text{C}$$

- Coeficiente de redução para o limite de escoamento:

Através da TAB.3.1 e por interpolação, obtém-se

$$k_{y,\theta} = 0,107$$

- Cálculo da altura efetiva da laje, h_{ef} :

Pela TAB.3.5 obtém-se a espessura efetiva mínima e utilizando-se a fôrma de aço com as seguintes características geométricas

$$h_1 = 75 \text{ mm}$$

$$h_2 = 55 \text{ mm}$$

tem-se que

$$h_{ef} = 102,50 \text{ mm} \geq 60 \text{ mm}$$

- Temperatura na altura da laje de concreto com fôrma de aço incorporada

De acordo com a TAB.3.6 do Capítulo 3,

$$\theta_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_{j=1}^n \theta_{c,j} e_j$$

então

$$\theta_c = \frac{1}{102,5} \left[(535 + 470 + 415 + 350 + 300 + 250 + 210 + 180 + 160 + 140 + 125 + 110) \times \right]$$

$$\theta_c = 173,02^\circ\text{C}$$

- Fator de Redução para a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal

Para $\theta_c = 173,02^\circ\text{C}$, por interpolação na TAB.3.2, tem-se que

$$k_{c,\theta} = 0,9135$$

4.2.2.3.3 Conectores de Cisalhamento

- Temperatura equivalente a 40% da temperatura da mesa superior do perfil de aço: $322,5^\circ\text{C}$
- Coeficiente de Redução da resistência característica à compressão do concreto de densidade normal para a temperatura de $322,5^\circ\text{C}$:

Por interpolação na TAB.3.2, obtém-se

$$k_{c,\theta} = 0,8275$$

- Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto para a temperatura de $322,5^\circ\text{C}$:

Pela EQ.(3.6) tem-se que

$$k_{Ec,\theta} = 0,9097$$

De acordo com as EQ.(3.5), (3.6) e (3.7), o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal, em qualquer temperatura, pode ser obtido por

$$E_{c,\theta} = k_{Ec,\theta} E_{c,20}$$

$$k_{Ec,\theta} = \sqrt{k_{c,\theta}}$$

$$E_{c,20} = (42\gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}})$$

então

$$E_{c,\theta} = 0,9097(42 \times 25^{1,5} \times \sqrt{35}) = 28254,75 \text{ MPa}$$

- Temperatura equivalente a 80% da temperatura da mesa superior do perfil de aço: 645,1°C
- Coeficiente de Redução para o limite de escoamento dos aços laminados a quente para a temperatura de 645,1°C:

$$k_{y,\theta} = 0,3618$$

Então, a resistência de um conector será o menor valor entre:

$$q_{fi,n} < \begin{cases} 0,5C_{red}A_{cs}\sqrt{k_{c,\theta}f_{ck}E_{c,\theta}} = 0,5 \times 1,0 \times 283,53 \sqrt{0,8275 \times 35 \times 28254,75} = \\ = 128242,74 \text{ N} \\ C_{red}A_{cs}k_{y,\theta}f_u = 1,0 \times 283,53 \times 0,3618 \times 415 = 42571,18 \text{ N} \end{cases}$$

então, como no cálculo da viga mista em temperatura ambiente foi encontrado o número de conectores igual a 14, a resistência de todos os conectores pode ser obtida por

$$Q_{fi,n} = 14 \text{ conectores} \times 42571,18 = 595996,52 \text{ N}$$

4.2.2.3.4 Verificação ao Momento Fletor da Viga Mista

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a} \quad \text{e} \quad 0,85k_{c,\theta} f_{ck} b t_c \geq (Af_y)_{fi,a}$$

com

$$(Af_y)_{fi,a} = [k_{y,\theta i} (b_{fi} t_{fi} + h t_w) + k_{y,\theta s} (b_{fs} t_{fs})] f_y$$

$$(Af_y)_{fi,a} = 0,107 \times [(165,70 \times 11,8) \times 2 + 283 \times 6,7] \times 275 = 170859,80 \text{ N}$$

então

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a} \Rightarrow 595996,52 > 170859,80 \quad \Rightarrow \text{Ok!}$$

A largura efetiva da laje é o menor valor entre:

$$b < \begin{cases} 9000/4 = 2250 \text{ mm} \\ (16 \times 130) + 165,70 = 2245,70 \text{ mm} \\ 165,70 + \frac{(3000 - 165,70)}{2} \times 2 = 3000 \text{ mm} \end{cases}$$

então

$$b_{ef} = 2245,70 \text{ mm}$$

$$\text{e, } 0,85 \times 0,9135 \times 35 \times 2245,7 \times 75 = 4577291 \text{ N} \geq (Af_y)_{fi,a} = 170859,80 \text{ N} \quad \Rightarrow \text{Ok!}$$

Daí

$$a = \frac{(Af_y)_{fi,a}}{0,85k_{c,\theta} f_{ck} b} \leq t_c$$

$$a = \frac{170859,80}{0,85 \times 0,9135 \times 35 \times 2245,70} = 2,80 \text{ mm} \leq t_c = 75 \text{ mm}$$

Então

$$M_{fi,n} = k_{y,0i} f_y \left[(b_{fi} t_{fi}) \left(d + h_F + t_c - \frac{t_{fi} + a}{2} \right) + (ht_w) \left(t_{fs} + h_F + t_c + \frac{h - a}{2} \right) \right] +$$

$$+ k_{y,0s} f_y (b_{fs} t_{fs}) \left(h_F + t_c + \frac{t_{fs} - a}{2} \right)$$

$$M_{fi,n} = 0,107 \cdot 275 \left[\begin{aligned} & (165,7 \cdot 11,8) \left(306,6 + 55 + 75 - \frac{11,8 + 2,8}{2} \right) + \\ & (283,6,7) \left(11,8 + 55 + 75 + \frac{283 - 2,8}{2} \right) \end{aligned} \right] +$$

$$+ 0,107 \cdot 275 (165,7 \cdot 11,8) \left(55 + 75 + \frac{11,8 - 2,8}{2} \right) = 48243509,90 \text{ N.mm}$$

$$\phi_{fi,a} M_{fi,n} = M_{fi,Rd} = 1,0 \times 48,24 \text{ kN.m} = 48,24 \text{ kN.m}$$

O carregamento resistente em situação de incêndio é

$$M_{fi,Rd} = \frac{(q_{fi,Rd} \times 3) \times l^2}{8} \Rightarrow q_{fi,Rd} = 1,59 \text{ kN/m}^2$$

A relação entre o momento atuante e o momento resistente, ambos em situação de incêndio é o que determina qual viga tem menor resistência. A viga com o maior fator é a viga menos resistente. O fator da viga secundária 305 x 165 x 46 UB é fornecido a seguir.

$$\frac{M_{\text{atuante,fi}}}{M_{\text{resistente,fi}}} = \frac{163,90}{48,24} = 3,398$$

Fazendo o mesmo procedimento para a viga principal 533 x 210 x 101 UB, o fator obtido foi

$$\frac{M_{\text{atuante,fi}}}{M_{\text{resistente,fi}}} = \frac{437,10}{218,87} = 1,997$$

Isto mostra que a viga menos resistente é a viga secundária. Então, a verificação da necessidade de proteção será realizada para esta viga.

4.2.2.3.5 Resistência de Cálculo ao Momento Fletor da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio

Para 30 minutos de resistência ao fogo, considerando-se que a distância média da malha da armadura é de 21mm e a temperatura na armadura é 331°C com base na TAB.3.4, $k_{y0,0} = 0,9814$.

Tomando-se o binário para o cálculo do momento de plastificação positivo em que a força de tração é proporcionada pela malha da armadura, vem

$$T_s = A_s k_{y0,0} f_{y,s} = 142 \times 0,9814 \times 600 = 83615,28 \text{ N}$$

$$C_c = 0,85 f_{ck} A_c = 0,85 \times 35 \times (1000 \times a)$$

Igualando $T_s = C_c$, tem-se

$$a = \frac{83615,28}{29750} = 2,81 \text{ mm}$$

Então

$$z = 130 - 55 - 15 - 6 - 2,81/2 = 52,60\text{mm}$$

$$M_{uv}^+ = T_s \times z = 83615,28 \times 52,60 = 4397720,67 \text{ N.mm}$$

4.2.2.3.6 Carregamento Resistente da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio

De acordo com o item 2.7, tem-se que

$$m = \frac{p\ell^2}{24} \left[\sqrt{3 + \left(\frac{\ell}{L}\right)^2} - \frac{\ell}{L} \right]^2$$

Então

$$4,398 = \frac{p \times 9^2}{24} \left[\sqrt{3 + \left(\frac{9}{9}\right)^2} - \frac{9}{9} \right]^2 \Rightarrow p = 1,30 \text{ kN/m}^2$$

4.2.2.3.7 Fator de Majoração devido à Ação de Membrana

Utilizando-se a planilha de cálculo, o fator de majoração é igual a

$$e = 3,722$$

4.2.2.3.8 Carga Resistente do Sistema Viga-Laje Considerando a Ação da Membrana

$$q_{fi} = (p \cdot e) + q_{fi,Rd}$$

$$q_{fi} = (1,30 \times 3,722) + 1,59 = 6,44 \text{ kN/m}^2 > q_{fi,d} = 5,40 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Ok!}$$

A viga secundária não precisa de proteção passiva contra incêndio.

4.3 Exemplo 2

4.3.1 Dados de Entrada

Os dados de entrada são os seguintes (FIG.2.27):

Altura da Laje: 140 mm;

Armadura: A252 (barras ϕ 8 mm espaçadas de 200 mm de centro a centro);

Área Transversal da Armadura: $252 \text{ mm}^2/\text{m}$;

Aço: S355 com $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$;

TRRF = 30 minutos;

$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ (resistência característica à compressão do concreto);

$f_{ys} = 600 \text{ N/mm}^2$ (limite de escoamento do aço da armadura);

Dimensão do Pannel: 9 m x 18 m;

Vigas do Pannel: 305 x 165 x 46 UB e 533 x 210 x 101 UB;

Coefficiente de expansão térmica = $\beta = 10 \times 10^{-6}$;

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$;

$h = 112,5 \text{ mm}$ (distância do meio das nervuras ao topo da laje);

$T_2 - T_1 = 770^\circ\text{C}$ (de acordo com o teste realizado em Cardington);

Cargas:

Peso próprio da laje mista = $2,30 \text{ kN/m}^2$

Peso próprio do aço = $0,2 \text{ kN/m}^2$

Serviços e pisos = $0,8 \text{ kN/m}^2$

Divisórias = $1,0 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga = $2,5 \text{ kN/m}^2$

Foi considerado:

$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

$f_u = 415 \text{ N/mm}^2$

Lajes simplesmente apoiadas

4.3.2 Resolução

4.3.2.1 Carregamento em Situação de Incêndio

De acordo com a EQ.(3.9) apresentada no Capítulo 3, tem-se que

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{gi} + F_{Q,exe} + \alpha F_Q$$

onde

$$F_{Q,exe} = 0;$$

$$\gamma_{gi} = 1,2;$$

$$\alpha = 0,2;$$

$$F_{gi} = 4,30 \text{ kN/m}^2;$$

$$F_Q = 2,50 \text{ kN/m}^2.$$

Então

$$q_{fi,d} = (1,2 \times 4,30) + (0,2 \times 2,50) = 5,66 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{fi,d} = \frac{(q_{fi,d} \times 3) \times \ell^2}{8} = 171,92 \text{ kN.m}$$

4.3.2.2 Deslocamento Máximo Permitido

De acordo com a EQ.(3.36) e a EQ.(3.37) apresentadas no Capítulo 3, tem-se que

$$v = \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E} \right)_{\text{malha}} \frac{3L^2}{8}}$$

mas

$$v < \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \frac{\ell}{30}$$

então

$$v = \frac{10 \times 10^{-6} \times (770^\circ \text{C}) \times 9000^2}{19,2 \times 112,5} + \sqrt{\left(\frac{0,5 \times 600}{210000}\right) \times \frac{3 \times 18000^2}{8}}$$

$$v = 705,37 \text{ mm}$$

mas

$$v < \frac{10 \times 10^{-6} \times (770^\circ \text{C}) \times 9000^2}{19,2 \times 112,5} + \frac{9000}{30}$$

$$v < 588,75 \text{ mm}$$

4.3.2.3 Capacidade de Momento da viga Mista em Situação de incêndio

4.3.2.3.1 Aplicabilidade

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

então,

$$\frac{283}{6,7} \leq 3,5 \sqrt{\frac{210000}{355}}$$

$$45,76 \leq 85,13 \quad \Rightarrow \quad \text{Ok!}$$

4.3.2.3.2 Aquecimento da Seção Transversal

- Fator de massividade das mesas superior e inferior:

$$u_m/A = 2(b_f + t_f)/b_f t_f = 2(165,70 + 11,80)/165,70 \times 11,80 = 182 \text{ m}^{-1}$$

- Temperatura no perfil:

De acordo com a TAB.3.3 do Capítulo 3 tem-se que, para 30 minutos de resistência ao fogo e fator de massividade de 182 m^{-1} , a temperatura na mesa superior e inferior é:

$$\theta_a = 806,36^\circ\text{C}$$

- Coeficiente de redução para o limite de escoamento:

Através da TAB.3.1 e por interpolação, obtém-se

$$k_{y,\theta} = 0,107$$

- Cálculo da altura efetiva da laje, h_{ef}

Pela TAB.3.5 obtém-se a espessura efetiva mínima e utilizando-se a fôrma de aço, com as seguintes características geométricas:

$$h_1 = 85 \text{ mm}$$

$$h_2 = 55 \text{ mm}$$

tem-se que

$$h_{ef} = 112,50 \text{ mm} \geq 60 \text{ mm}$$

- Temperatura na altura da laje de concreto com fôrma de aço incorporada

De acordo com a TAB.3.6 do Capítulo 3

$$\theta_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_{j=1}^n \theta_{c,j} e_j$$

então

$$\theta_c = \frac{1}{112,5} \left[(535 + 470 + 415 + 350 + 300 + 250 + 210 + 180 + 160 + 140 + 125 + 110) \times \right]$$

$$\theta_c = 175,78^\circ\text{C}$$

- Fator de Redução para a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal

Para $\theta_c = 175,78^\circ\text{C}$, por interpolação na TAB.3.2, tem-se que

$$k_{c,\theta} = 0,9126$$

4.3.2.3.3 Conectores de Cisalhamento

- Temperatura equivalente a 40% da temperatura da mesa superior do perfil de aço: $322,5^\circ\text{C}$
- Coeficiente de Redução da resistência característica à compressão do concreto de densidade normal para a temperatura de $322,5^\circ\text{C}$:

Por interpolação na TAB.3.2, obtém-se

$$k_{c,\theta} = 0,8275$$

- Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto para a temperatura de 322,5°C:

Pela EQ.(3.6) tem-se que

$$k_{Ec,\theta} = 0,9097$$

De acordo com as EQ.(3.5), (3.6) e (3.7), o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal, em qualquer temperatura, pode ser obtido por

$$E_{c,\theta} = k_{Ec,\theta} E_{c,20}$$

$$k_{Ec,\theta} = \sqrt{k_{c,\theta}}$$

$$E_{c,20} = (42\gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}})$$

então

$$E_{c,\theta} = 0,9097(42 \times 25^{1,5} \times \sqrt{35}) = 28254,75 \text{MPa}$$

- Temperatura equivalente a 80% da temperatura da mesa superior do perfil de aço: 645,1°C
- Coeficiente de Redução para o limite de escoamento dos aços laminados a quente para a temperatura de 645,1°C:

$$k_{y,\theta} = 0,3618$$

Então, a resistência de um conector será o menor valor entre:

$$Q_{fi,n} < \begin{cases} 0,5C_{red}A_{cs}\sqrt{k_{c,\theta}f_{ck}E_{c,\theta}} = 0,5 \times 1,0 \times 283,53\sqrt{0,8275 \times 35 \times 28254,75} = \\ = 128242,74 \text{ N} \\ C_{red}A_{cs}k_{y,\theta}f_u = 1,0 \times 283,53 \times 0,3618 \times 415 = 42571,18 \text{ N} \end{cases}$$

então, como no cálculo da viga mista em temperatura ambiente foi encontrado o número de conectores igual a 18, a resistência de todos os conectores pode ser obtida por

$$Q_{fi,n} = 18 \text{ conectores} \times 42571,18 = 766281,20 \text{ N}$$

4.3.2.3.4 Verificação ao Momento Fletor da Viga Mista

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a} \quad \text{e} \quad 0,85k_{c,\theta}f_{ck}bt_c \geq (Af_y)_{fi,a}$$

com

$$(Af_y)_{fi,a} = [k_{y,\theta i}(b_{fi}t_{fi} + ht_w) + k_{y,\theta s}(b_{fs}t_{fs})]f_y$$

$$(Af_y)_{fi,a} = 0,107 \times [(165,70 \times 11,8) \times 2 + 283 \times 6,7] \times 355 = 220564,46 \text{ N}$$

então

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a} \Rightarrow 766281,20 > 220564,46 \Rightarrow \text{Ok!}$$

A largura efetiva da laje é o menor valor entre:

$$b < \begin{cases} 9000/4 = 2250 \text{ mm} \\ (16 \times 140) + 165,70 = 2405,70 \text{ mm} \\ 165,70 + \frac{(3000 - 165,70)}{2} \times 2 = 3000 \text{ mm} \end{cases}$$

então

$$b_{ef} = 2250,00 \text{ mm}$$

$$e, \quad 0,85 \times 0,9126 \times 35 \times 2250,0 \times 85 = 5192408,81 \text{ N} \geq (Af_y)_{f_{i,a}} = 220564,46 \text{ N} \quad \Rightarrow \text{Ok!}$$

Daí

$$a = \frac{(Af_y)_{f_{i,a}}}{0,85 k_{c,\theta} f_{ck} b} \leq t_c$$

$$a = \frac{220564,46}{0,85 \times 0,9126 \times 35 \times 2250} = 3,61 \text{ mm} \leq t_c = 85 \text{ mm}$$

Então

$$M_{f_{i,n}} = k_{y,0i} f_y \left[(b_{fi} t_{fi}) \left(d + h_F + t_c - \frac{t_{fi} + a}{2} \right) + (h_{tw}) \left(t_{fs} + h_F + t_c + \frac{h - a}{2} \right) \right] +$$

$$+ k_{y,0s} f_y (b_{fs} t_{fs}) \left(h_F + t_c + \frac{t_{fs} - a}{2} \right)$$

$$M_{f_{i,n}} = 0,107 \cdot 355 \left[\begin{aligned} & (165,7 \cdot 11,8) \left(306,6 + 55 + 85 - \frac{11,8 + 3,61}{2} \right) + \\ & (283,6,7) \left(11,8 + 55 + 85 + \frac{283 - 3,61}{2} \right) \end{aligned} \right] +$$

$$+ 0,107 \cdot 355 (165,7 \cdot 11,8) \left(55 + 85 + \frac{11,8 - 3,61}{2} \right) = 64423391,24 \text{ N.mm}$$

$$\phi_{f_{i,a}} M_{f_{i,n}} = M_{f_{i,Rd}} = 1,0 \times 64,42 \text{ kN.m} = 64,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{f_{i,Rd}} = \frac{(q_{f_{i,Rd}} \times 3) \times 1^2}{8} \Rightarrow q_{f_{i,Rd}} = 2,12 \text{ kN/m}^2$$

A relação entre o momento atuante e o momento resistente, ambos em situação de incêndio é o que determina qual viga tem menor resistência. A viga com o maior fator é a viga menos resistente. O fator da viga secundária 305 x 165 x 46 UB é fornecido a seguir.

$$\frac{M_{\text{atuante,fi}}}{M_{\text{resistente,fi}}} = \frac{171,92}{64,42} = 2,669$$

Fazendo o mesmo procedimento para a viga principal 533 x 210 x 101 UB, o fator obtido foi

$$\frac{M_{\text{atuante,fi}}}{M_{\text{resistente,fi}}} = \frac{458,46}{289,14} = 1,586$$

Isto mostra que a viga menos resistente é a viga secundária. Então, a verificação da necessidade de proteção será realizada para esta viga.

4.3.2.3.5 Resistência de Cálculo ao Momento Fletor da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio

Para 30 minutos de resistência ao fogo, considerando-se que a distância média da malha da armadura é de 23mm e a temperatura da armadura igual a 313°C com base na TAB.3.4, $k_{y0,0} = 0,9922$.

Tomando-se o binário para o cálculo do momento de plastificação positivo em que a força de tração é proporcionada pela malha da armadura, vem

$$T_s = A_s k_{y0,0} f_{y,s} = 252 \times 0,9922 \times 600 = 1500020,64 \text{ N}$$

$$C_c = 0,85 f_{ck} A_c = 0,85 \times 35 \times (1000 \times a)$$

Igualando $T_s = C_c$, tem-se

$$a = \frac{150020,64}{29750} = 5,04 \text{ mm}$$

Então

$$z = 140 - 55 - 15 - 8 - 5,04/2 = 59,48 \text{ mm}$$

$$M_{uv}^+ = T_s \times z = 150020,64 \times 59,48 = 8923024,35 \text{ N.mm}$$

4.3.2.3.6 Carregamento Resistente da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio

De acordo com o item 2.7, tem-se que

$$m = \frac{p\ell^2}{24} \left[\sqrt{3 + \left(\frac{\ell}{L}\right)^2} - \frac{\ell}{L} \right]^2$$

Então

$$8,92 = \frac{p \times 9^2}{24} \left[\sqrt{3 + \left(\frac{9}{18}\right)^2} - \frac{9}{18} \right]^2 \Rightarrow p = 1,56 \text{ kN/m}^2$$

4.3.2.3.7 Fator de Majoração devido à Ação de Membrana

Utilizando-se a planilha de cálculo, o fator de majoração é igual a

$$e = 3,151$$

4.3.2.3.8 Carga Resistente do Sistema Viga-Laje Considerando a Ação da Membrana

$$q_{fi} = (p \cdot e) + q_{fi,Rd}$$

$$q_{fi} = (1,56 \times 3,151) + 2,12 = 7,03 \text{ kN/m}^2 > q_{fi,d} = 5,66 \text{ kN/m}^2 \quad \Rightarrow \text{Ok!}$$

A viga secundária não precisa de proteção passiva contra incêndio.

4.4 Exemplo 3

4.4.1 Dados de Entrada

Os dados de entrada são os seguintes (FIG.2.29):

Altura da Laje: 140 mm;

Armadura: barras ϕ 8 mm espaçadas de 100 mm de centro a centro;

Área Transversal da Armadura: $502,65 \text{ mm}^2/\text{m}$;

Aço: S355 com $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$;

TRRF = 30 minutos;

$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ (resistência característica à compressão do concreto);

$f_{ys} = 600 \text{ N/mm}^2$ (limite de escoamento do aço da armadura);

Dimensão do Painel: 9 m x 27 m;

Vigas do Painel: 305 x 165 x 46 UB e 533 x 210 x 101 UB;

Coefficiente de expansão térmica = $\beta = 10 \times 10^{-6}$;

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$;

$h = 112,5 \text{ mm}$ (distância do meio das nervuras ao topo da laje);

$T_2 - T_1 = 770^\circ\text{C}$ (de acordo com o teste realizado em Cardington);

Cargas:

Peso próprio da laje mista = $2,30 \text{ kN/m}^2$

Peso próprio do aço = $0,2 \text{ kN/m}^2$

Serviços e pisos = 0,8 kN/m²

Divisórias = 1,0 kN/m²

Sobrecarga = 2,5 kN/m²

Foi considerado:

$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

$f_u = 415 \text{ N/mm}^2$

Lajes simplesmente apoiadas

4.4.2 Resolução

4.4.2.1 Carregamento em Situação de Incêndio

De acordo com a EQ.(3.9) apresentada no Capítulo 3, tem-se que

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{gi} + F_{Q,exe} + \alpha F_Q$$

onde

$$F_{Q,exe} = 0;$$

$$\gamma_{gi} = 1,2;$$

$$\alpha = 0,2;$$

$$F_{gi} = 4,30 \text{ kN/m}^2;$$

$$F_Q = 2,50 \text{ kN/m}^2.$$

Então

$$q_{fi,d} = (1,2 \times 4,30) + (0,2 \times 2,50) = 5,66 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{f_i,d} = \frac{(q_{f_i,d} \times 3) \times \ell^2}{8} = 171,92 \text{ kN.m}$$

4.4.2.2 Deslocamento Máximo Permitido

De acordo com a EQ.(3.36) e a EQ.(3.37) apresentadas no Capítulo 3, tem-se que

$$v = \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E}\right)_{\text{malha}} \frac{3L^2}{8}}$$

mas

$$v < \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \frac{\ell}{30}$$

então

$$v = \frac{10 \times 10^{-6} \times (770^\circ \text{C}) \times 9000^2}{19,2 \times 112,5} + \sqrt{\left(\frac{0,5 \times 600}{210000}\right) \times \frac{3 \times 27000^2}{8}}$$

$$v = 913,68 \text{ mm}$$

mas

$$v < \frac{10 \times 10^{-6} \times (770^\circ \text{C}) \times 9000^2}{19,2 \times 112,5} + \frac{9000}{30}$$

$$v < 588,75 \text{ mm}$$

4.4.2.3 Capacidade de Momento da viga Mista em Situação de incêndio

4.4.2.3.1 Aplicabilidade

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

então,

$$\frac{283}{6,7} \leq 3,5 \sqrt{\frac{210000}{355}}$$

$$45,76 \leq 85,13 \quad \Rightarrow \quad \text{Ok!}$$

4.4.2.3.2 Aquecimento da Seção Transversal

- Fator de massividade das mesas superior e inferior:

$$u_m/A = 2(b_f + t_f)/b_f t_f = 2(165,70 + 11,80)/165,70 \times 11,80 = 182 \text{ m}^{-1}$$

- Temperatura no perfil:

De acordo com a TAB.3.3 do Capítulo 3 tem-se que, para 30 minutos de resistência ao fogo e fator de massividade de 182 m^{-1} , a temperatura na mesa superior e inferior do perfil é:

$$\theta_a = 806,36^\circ\text{C}$$

- Coeficiente de redução para o limite de escoamento:

Através da TAB.3.1 e por interpolação, obtém-se

$$k_{y,\theta} = 0,107$$

- Cálculo da altura efetiva da laje, h_{ef} :

Pela TAB.3.5 obtém-se a espessura efetiva mínima e utilizando-se a fôrma de aço, com as seguintes características geométricas:

$$h_1 = 85 \text{ mm}$$

$$h_2 = 55 \text{ mm}$$

tem-se que

$$h_{ef} = 112,50 \text{ mm} \geq 60 \text{ mm}$$

- Temperatura na altura da laje de concreto com fôrma de aço incorporada

De acordo com a TAB.3.6 do Capítulo 3

$$\theta_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_{j=1}^n \theta_{c,j} e_j$$

então

$$\theta_c = \frac{1}{112,5} \left[(535 + 470 + 415 + 350 + 300 + 250 + 210 + 180 + 160 + 140 + 125 + 110) \times \right. \\ \left. 5 + (80 \times 20) + (60 \times 32,50) \right]$$

$$\theta_c = 175,78^\circ\text{C}$$

- Fator de Redução para a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal

Para $\theta_c = 175,78^\circ\text{C}$, por interpolação na TAB.3.2, tem-se que

$$k_{c,\theta} = 0,9126$$

4.2.2.3.3 Conectores de Cisalhamento

- Temperatura equivalente a 40% da temperatura da mesa superior do perfil de aço: 322,5°C
- Coeficiente de Redução da resistência característica à compressão do concreto de densidade normal para a temperatura de 322,5°C:

Por interpolação na TAB.3.2, obtém-se

$$k_{c,\theta} = 0,8275$$

- Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto para a temperatura de 322,5°C:

Pela EQ.(3.6) tem-se que

$$k_{E_c,\theta} = 0,9097$$

De acordo com as EQ.(3.5), (3.6) e (3.7), o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal, em qualquer temperatura, pode ser obtido por

$$E_{c,\theta} = k_{E_c,\theta} E_{c,20}$$

$$k_{E_c,\theta} = \sqrt{k_{c,\theta}}$$

$$E_{c,20} = (42\gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}})$$

então

$$E_{c,\theta} = 0,9097 \left(42 \times 25^{1,5} \times \sqrt{35} \right) = 28254,75 \text{ MPa}$$

- Temperatura equivalente a 80% da temperatura da mesa superior do perfil de aço: 645,1°C
- Coeficiente de Redução para o limite de escoamento dos aços laminados a quente para a temperatura de 645,1°C:

$$k_{y,\theta} = 0,3618$$

Então, a resistência de um conector será o menor valor entre:

$$Q_{fi,n} < \begin{cases} 0,5C_{red}A_{cs}\sqrt{k_{c,\theta}f_{ck}E_{c,\theta}} = 0,5 \times 1,0 \times 283,53 \sqrt{0,8275 \times 35 \times 28254,75} = \\ = 128242,74 \text{ N} \\ C_{red}A_{cs}k_{y,\theta}f_u = 1,0 \times 283,53 \times 0,3618 \times 415 = 42571,18 \text{ N} \end{cases}$$

então, como no cálculo da viga mista em temperatura ambiente foi encontrado o número de conectores igual a 18, a resistência de todos os conectores pode ser obtida por

$$Q_{fi,n} = 18 \text{ conectores} \times 42571,18 = 766281,20 \text{ N}$$

4.4.2.3.4 Verificação ao Momento Fletor da Viga Mista

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a} \quad \text{e} \quad 0,85k_{c,\theta}f_{ck}bt_c \geq (Af_y)_{fi,a}$$

com

$$(Af_y)_{fi,a} = [k_{y,\theta i}(b_{fi}t_{fi} + ht_w) + k_{y,\theta s}(b_{fs}t_{fs})]f_y$$

$$(Af_y)_{fi,a} = 0,107 \times [(165,70 \times 11,8) \times 2 + 283 \times 6,7] \times 355 = 220564,46 \text{ N}$$

então

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a} \Rightarrow 766281,20 > 220564,46 \Rightarrow \text{Ok!}$$

A largura efetiva é o menor dos três valores a seguir

$$b < \begin{cases} 9000/4 = 2250 \text{ mm} \\ (16 \times 140) + 165,70 = 2405,70 \text{ mm} \\ 165,70 + \frac{(3000 - 165,70)}{2} \times 2 = 3000 \text{ mm} \end{cases}$$

então

$$b_{ef} = 2250 \text{ mm}$$

$$e, 0,85 \times 0,9126 \times 35 \times 2250 \times 85 = 5192408,81 \text{ N} \geq (Af_y)_{fi,a} = 220564,46 \text{ N} \Rightarrow \text{Ok!}$$

Daí

$$a = \frac{(Af_y)_{fi,a}}{0,85 k_{c,0} f_{ck} b} \leq t_c$$

$$a = \frac{220564,46}{0,85 \times 0,9126 \times 35 \times 2250} = 3,61 \text{ mm} \leq t_c = 85 \text{ mm}$$

Então

$$M_{fi,n} = k_{y,0i} f_y \left[(b_{fi} t_{fi}) \left(d + h_F + t_c - \frac{t_{fi} + a}{2} \right) + (h t_w) \left(t_{fs} + h_F + t_c + \frac{h - a}{2} \right) \right] + \\ + k_{y,0s} f_y (b_{fs} t_{fs}) \left(h_F + t_c + \frac{t_{fs} - a}{2} \right)$$

$$M_{fi,n} = 0,107 \cdot 355 \left[\begin{aligned} &(165,7 \cdot 11,8) \left(306,6 + 55 + 85 - \frac{11,8 + 3,61}{2} \right) + \\ &(283,6,7) \left(11,8 + 55 + 85 + \frac{283 - 3,61}{2} \right) \end{aligned} \right] + \\ + 0,107 \cdot 355 (165,7 \cdot 11,8) \left(55 + 85 + \frac{11,8 - 3,61}{2} \right) = 64423391,24 \text{ N.mm}$$

$$\phi_{fi,a} M_{fi,n} = M_{fi,Rd} = 1,0 \times 64,42 \text{ kN.m} = 64,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{fi,Rd} = \frac{(q_{fi,Rd} \times 3) \times \ell^2}{8} \Rightarrow q_{fi,Rd} = 2,12 \text{ kN/m}^2$$

A relação entre o momento atuante e o momento resistente, ambos em situação de incêndio é o que determina qual viga tem menor resistência. A viga com o maior fator é a viga menos resistente. O fator da viga secundária 305 x 165 x 46 UB é fornecido a seguir.

$$\frac{M_{atuante,fi}}{M_{resistente,fi}} = \frac{171,92}{64,42} = 2,669$$

Fazendo o mesmo procedimento para a viga principal 533 x 210 x 101 UB, o fator obtido foi

$$\frac{M_{atuante,fi}}{M_{resistente,fi}} = \frac{458,46}{289,14} = 1,586$$

Isto mostra que a viga menos resistente é a viga secundária. Então, a verificação da necessidade de proteção será realizada para esta viga.

4.4.2.3.5 Resistência de Cálculo ao Momento Fletor da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio

Para 30 minutos de resistência ao fogo, considerando-se que a distância média da malha da armadura é de 23mm e a temperatura da armadura igual a 313°C com base na TAB.3.4, $k_{y,0} = 0,9922$.

Tomando-se o binário para o cálculo do momento de plastificação positivo em que a força de tração é proporcionada pela malha da armadura, vem

$$T_s = A_s k_{y,0} f_{y,s} = 502,65 \times 0,9922 \times 600 = 299237,60 \text{ N}$$

$$C_c = 0,85 f_{ck} A_c = 0,85 \times 35 \times (1000 \times a)$$

Igualando $T_s = C_c$, tem-se

$$a = \frac{299237,60}{29750} = 10,06 \text{ mm}$$

Então

$$h_1 = 140 - 55 - 15 - 8 - 10,06/2 = 56,97 \text{ mm}$$

$$M_{uv}^+ = T_s \times h_1 = 299237,60 \times 56,97 = 17047804,35 \text{ N.mm}$$

4.4.2.3.6 Carregamento Resistente da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio

De acordo com o item 2.7, tem-se que

$$m = \frac{p\ell^2}{24} \left[\sqrt{3 + \left(\frac{\ell}{L}\right)^2} - \frac{\ell}{L} \right]^2$$

Então

$$17,05 = \frac{p \times 9^2}{24} \left[\sqrt{3 + \left(\frac{9}{27}\right)^2} - \frac{9}{27} \right]^2 \Rightarrow p = 2,47 \text{ kN/m}^2$$

4.4.2.3.7 Fator de Majoração devido à Ação de Membrana

Utilizando-se a planilha de cálculo, o fator de majoração é igual a

$$e = 2,204$$

4.4.2.3.8 Carga Resistente do Sistema Viga-Laje Considerando a Ação da Membrana

$$q_{fi} = (p \cdot e) + q_{fi,Rd}$$

$$q_{fi} = (2,47 \times 2,204) + 2,12 = 7,56 \text{ kN/m}^2 > q_{fi,d} = 5,66 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Ok!}$$

A viga secundária não precisa de proteção passiva contra incêndio.

4.5 Exemplo 4

4.5.1 Dados de Entrada

Os dados de entrada são os seguintes (FIG.2.25):

Altura da Laje: 130 mm;

Armadura: barras ϕ 6 mm espaçadas de 100 mm de centro a centro;

Área Transversal da Armadura: 282,74 mm²/m;

Aço: S275 com $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$;

TRRF = 60 minutos;

$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ (resistência característica à compressão do concreto);

$f_{ys} = 600 \text{ N/mm}^2$ (limite de escoamento do aço da armadura);

Dimensão do Painei: 9 m x 9 m;

Vigas do Painei: 305 x 165 x 46 UB e 533 x 210 x 101 UB;

Coefficiente de expansão térmica = $\beta = 10 \times 10^{-6}$;

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$;

$h = 102,5 \text{ mm}$ (distância do meio das nervuras ao topo da laje);

$T_2 - T_1 = 770^\circ\text{C}$ (de acordo com o teste realizado em Cardington);

Cargas:

Peso próprio da laje mista = $2,08 \text{ kN/m}^2$

Peso próprio do aço = $0,2 \text{ kN/m}^2$

Serviços e pisos = $0,8 \text{ kN/m}^2$

Divisórias = $1,0 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga = $2,5 \text{ kN/m}^2$

Foi considerado:

$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

$f_u = 415 \text{ N/mm}^2$

Lajes simplesmente apoiadas

4.5.2 Resolução

4.5.2.1 Carregamento em Situação de Incêndio

De acordo com a EQ.(3.9) apresentada no Capítulo 3, tem-se que:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{gi} + F_{Q,exe} + \alpha F_Q$$

onde

$$F_{Q,exe} = 0;$$

$$\gamma_{gi} = 1,2;$$

$$\alpha = 0,2;$$

$$F_{gi} = 4,08 \text{ kN/m}^2;$$

$$F_Q = 2,50 \text{ kN/m}^2.$$

Então

$$q_{fi,d} = (1,2 \times 4,08) + (0,2 \times 2,50) = 5,396 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{fi,d} = \frac{(q_{fi,d} \times 3) \times \ell^2}{8} = 163,90 \text{ kN.m}$$

4.5.2.2 Deslocamento Máximo Permitido

De acordo com a EQ.(3.36) e a EQ.(3.37) apresentadas no Capítulo 3, tem-se que

$$v = \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E} \right)_{malha} \frac{3L^2}{8}}$$

mas

$$v < \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \frac{\ell}{30}$$

então

$$v = \frac{10 \times 10^{-6} \times (770^\circ \text{C}) \times 9000^2}{19,2 \times 102,5} + \sqrt{\left(\frac{0,5 \times 600}{210000} \right) \times \frac{3 \times 9000^2}{8}}$$

$$v = 525,23 \text{ mm}$$

mas

$$v < \frac{10 \times 10^{-6} \times (770^\circ \text{C}) \times 9000^2}{19,2 \times 102,5} + \frac{9000}{30}$$

$$v < 616,92 \text{ mm}$$

4.5.2.3 Capacidade de Momento da viga Mista em Situação de incêndio

4.5.2.3.1 Aplicabilidade

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

então,

$$\frac{283}{6,7} \leq 3,5 \sqrt{\frac{210000}{275}}$$

$$42,24 \leq 96,72 \quad \Rightarrow \quad \text{Ok!}$$

4.5.2.3.2 Aquecimento da Seção Transversal

- Fator de massividade das mesas superior e inferior:

$$u_m/A = 2(b_f + t_f)/b_f t_f = 2(165,70 + 11,80)/165,70 \times 11,80 = 182 \text{ m}^{-1}$$

- Temperatura no perfil:

De acordo com a TAB.3.3 do Capítulo 3 tem-se que, para 60 minutos de resistência ao fogo e fator de massividade de 182 m^{-1} , a temperatura na mesa superior e inferior do perfil é

$$\theta_a = 940,28^\circ\text{C}$$

- Coeficiente de redução para o limite de escoamento:

Através da TAB.3.1 e por interpolação, obtém-se

$$k_{y,\theta} = 0,0519$$

- Cálculo da altura efetiva da laje, h_{ef}

Pela TAB.3.5 obtém-se a espessura efetiva mínima e utilizando-se a fôrma de aço, com as seguintes características geométricas:

$$h_1 = 75 \text{ mm}$$

$$h_2 = 55 \text{ mm}$$

tem-se que

$$h_{ef} = 102,50 \text{ mm} \geq 80 \text{ mm}$$

- Temperatura na altura da laje de concreto com fôrma de aço incorporada

De acordo com a TAB.3.6 do Capítulo 3

$$\theta_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_{j=1}^n \theta_{c,j} e_j$$

então

$$\theta_c = \frac{1}{102,5} \left[(705 + 642 + 581 + 525 + 469 + 421 + 374 + 327 + 289 + 250 + 200 + 175) \times \right. \\ \left. 5 + (140 \times 20) + (100 \times 22,50) \right]$$

$$\theta_c = 291,12^\circ\text{C}$$

- Fator de Redução para a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal

Para $\theta_c = 291,12^\circ\text{C}$, por interpolação na TAB.3.2, tem-se que

$$k_{c,\theta} = 0,8544$$

4.5.2.3.3 Conectores de Cisalhamento

- Temperatura equivalente a 40% da temperatura da mesa superior do perfil de aço: $376,11^\circ\text{C}$
- Coeficiente de Redução da resistência característica à compressão do concreto de densidade normal para a temperatura de $376,11^\circ\text{C}$:

Por interpolação na TAB.3.2, obtém-se

$$k_{c,\theta} = 0,7739$$

- Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto para a temperatura de $376,11^\circ\text{C}$:

Pela EQ.(3.6) tem-se que

$$k_{Ec,\theta} = 0,8797$$

De acordo com as EQ.(3.5), (3.6) e (3.7), o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal, em qualquer temperatura, pode ser obtido por

$$E_{c,\theta} = k_{Ec,\theta} E_{c,20}$$

$$k_{Ec,\theta} = \sqrt{k_{c,\theta}}$$

$$E_{c,20} = (42\gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}})$$

então

$$E_{c,\theta} = 0,8797(42 \times 25^{1,5} \times \sqrt{35}) = 27323,46 \text{ MPa}$$

- Temperatura equivalente a 80% da temperatura da mesa superior do perfil de aço: 752,22°C
- Coeficiente de Redução para o limite de escoamento dos aços laminados a quente para a temperatura de 752,22°C:

$$k_{y,\theta} = 0,1673$$

Então, a resistência de um conector será o menor valor entre:

$$q_{fi,n} < \begin{cases} 0,5C_{red}A_{cs}\sqrt{k_{c,\theta}f_{ck}E_{c,\theta}} = 0,5 \times 1,0 \times 283,53 \sqrt{0,7739 \times 35 \times 27323,46} = \\ = 121958,86 \text{ N} \\ C_{red}A_{cs}k_{y,\theta}f_u = 1,0 \times 283,53 \times 0,1673 \times 415 = 19685,26 \text{ N} \end{cases}$$

então, como no cálculo da viga mista em temperatura ambiente foi encontrado o número de conectores igual a 14, a resistência de todos os conectores pode ser obtida por

$$Q_{fi,n} = 14 \text{ conectores} \times 19685,26 = 275593,64 \text{ N}$$

4.5.2.3.4 Verificação ao Momento Fletor da Viga Mista

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a} \quad \text{e} \quad 0,85k_{c,\theta} f_{ck} b t_c \geq (Af_y)_{fi,a}$$

com

$$(Af_y)_{fi,a} = [k_{y,\theta i} (b_{fi} t_{fi} + h t_w) + k_{y,\theta s} (b_{fs} t_{fs})] f_y$$

$$(Af_y)_{fi,a} = 0,0519 \times [(165,70 \times 11,8) \times 2 + 283 \times 6,7] \times 275 = 82874,98 \text{ N}$$

então

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a} \Rightarrow 275593,64 > 82874,98 \quad \Rightarrow \text{Ok!}$$

A largura efetiva é o menor dos três valores a seguir

$$b < \begin{cases} 9000/4 = 2250 \text{ mm} \\ (16 \times 130) + 165,70 = 2245,70 \text{ mm} \\ 165,70 + \frac{(3000 - 165,70)}{2} \times 2 = 3000 \text{ mm} \end{cases}$$

então

$$b_{ef} = 2245,70 \text{ mm}$$

$$\text{e, } 0,85 \times 0,8544 \times 35 \times 2245,7 \times 75 = 4281157,57 \text{ N} \geq (Af_y)_{fi,a} = 82874,98 \text{ N} \quad \Rightarrow \text{Ok!}$$

Daí

$$a = \frac{(Af_y)_{fi,a}}{0,85k_{c,\theta}f_{ck}b} \leq t_c$$

$$a = \frac{82874,98}{0,85 \times 0,8544 \times 35 \times 2245,70} = 1,45 \text{ mm} \leq t_c = 75 \text{ mm}$$

Então

$$M_{fi,n} = k_{y,0i} f_y \left[(b_{fi} t_{fi}) \left(d + h_F + t_c - \frac{t_{fi} + a}{2} \right) + (ht_w) \left(t_{fs} + h_F + t_c + \frac{h - a}{2} \right) \right] +$$

$$+ k_{y,0s} f_y (b_{fs} t_{fs}) \left(h_F + t_c + \frac{t_{fs} - a}{2} \right)$$

$$M_{fi,n} = 0,0519 \cdot 275 \left[\begin{aligned} & (165,7 \cdot 11,8) \left(306,6 + 55 + 75 - \frac{11,8 + 1,45}{2} \right) + \\ & (283,6,7) \left(11,8 + 55 + 75 + \frac{283 - 1,45}{2} \right) \end{aligned} \right] +$$

$$+ 0,0519 \cdot 275 (165,7 \cdot 11,8) \left(55 + 75 + \frac{11,8 - 1,45}{2} \right) = 23437966,81 \text{ N.mm}$$

$$\phi_{fi,a} M_{fi,n} = M_{fi,Rd} = 1,0 \times 23,44 \text{ kN.m} = 23,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{fi,Rd} = \frac{(q_{fi,Rd} \times 3) \times \ell^2}{8} \Rightarrow q_{fi,Rd} = 0,772 \text{ kN/m}^2$$

A relação entre o momento atuante e o momento resistente, ambos em situação de incêndio é o que determina qual viga tem menor resistência. A viga com o maior fator é a viga menos resistente. O fator da viga secundária 305 x 165 x 46 UB é fornecido a seguir.

$$\frac{M_{atuante,fi}}{M_{resistente,fi}} = \frac{163,90}{23,44} = 6,992$$

Fazendo o mesmo procedimento para a viga principal 533 x 210 x 101 UB, o fator obtido foi

$$\frac{M_{\text{atuante,fi}}}{M_{\text{resistente,fi}}} = \frac{437,10}{73,17} = 5,97$$

Isto mostra que a viga menos resistente é a viga secundária. Então, a verificação da necessidade de proteção será realizada para esta viga.

4.5.2.3.5 Resistência de Cálculo ao Momento Fletor da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio

Para 60 minutos de resistência ao fogo, considerando-se que a distância média da malha da armadura é de 21mm e a temperatura na armadura igual a 519°C com base na TAB.3.4, $k_{y0,\theta} = 0,6187$.

Tomando-se o binário para o cálculo do momento de plastificação positivo em que a força de tração é proporcionada pela malha da armadura, vem

$$T_s = A_s k_{y0,\theta} f_{y,s} = 282,74 \times 0,6187 \times 600 = 104958,74 \text{ N}$$

$$C_c = 0,85 f_{ck} A_c = 0,85 \times 35 \times (1000 \times a)$$

Igualando $T_s = C_c$, tem-se

$$a = \frac{104958,74}{29750} = 3,53 \text{ mm}$$

Então

$$h_1 = 130 - 55 - 15 - 6 - 3,53/2 = 52,24 \text{ mm}$$

$$M_{uv}^+ = T_s \times h_1 = 104958,74 \times 52,24 = 5482623,58 \text{ N.mm}$$

4.5.2.3.6 Carregamento Resistente da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio

De acordo com o item 2.7, tem-se que

$$m = \frac{p\ell^2}{24} \left[\sqrt{3 + \left(\frac{\ell}{L}\right)^2} - \frac{\ell}{L} \right]^2$$

Então

$$5,48 = \frac{p \times 9^2}{24} \left[\sqrt{3 + \left(\frac{9}{9}\right)^2} - \frac{9}{9} \right]^2 \Rightarrow p = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

4.5.2.3.7 Fator de Majoração devido à Ação de Membrana

Utilizando-se a planilha de cálculo, o fator de majoração é igual a

$$e = 3,734$$

4.5.2.3.8 Carga Resistente do Sistema Viga-Laje Considerando a Ação da Membrana

$$q_{fi} = (p \cdot e) + q_{fi,Rd}$$

$$q_{fi} = (1,62 \times 3,734) + 0,771 = 6,84 \text{ kN/m}^2 > q_{fi,d} = 5,40 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Ok!}$$

A viga secundária não precisa de proteção passiva contra incêndio.

4.6 Exemplo 5

4.6.1 Dados de Entrada

Os dados de entrada são os seguintes (FIG.4.1):

Altura da Laje: 140 mm;

Armadura: barras ϕ 8 mm espaçadas de 180 mm de centro a centro;

Área Transversal da Armadura: $302 \text{ mm}^2/\text{m}$;

Aço: ASTM A572 grau 50 com $f_y = 345 \text{ N/mm}^2$ para a viga V1;

Aço: ASTM A36mg com $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$ para a viga V2;

TRRF = 90 minutos;

$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ (resistência característica à compressão do concreto);

$f_{ys} = 600 \text{ N/mm}^2$ (limite de escoamento do aço da armadura);

Dimensão do Painel: 8 m x 8 m;

Vigas do Painel: V1 – 303 x 101 x 5,72 x 5,08

V2 – 600 x 150 x 8,0 x 8,0 x 6,3;

Coefficiente de expansão térmica = $\beta = 10 \times 10^{-6}$;

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$;

$h = 102,5 \text{ mm}$ (distância do meio das nervuras ao topo da laje);

$\theta_2 - \theta_1 = 770^\circ\text{C}$ (de acordo com o teste realizado em Cardington);

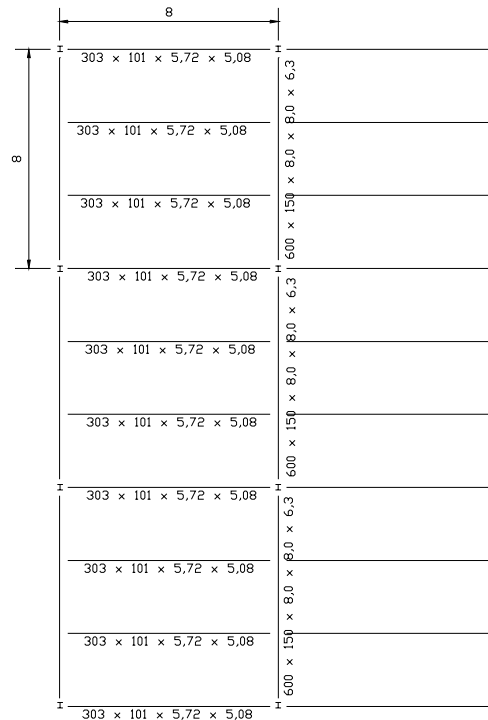


Figura 4.1 – Painel de laje 8m x 8m

Cargas:

Peso próprio da laje mista = $2,50 \text{ kN/m}^2$

Revestimento = $0,50 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga = $3,0 \text{ kN/m}^2$

Foi considerado:

$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

$f_u = 415 \text{ N/mm}^2$

Lajes simplesmente apoiadas

4.6.2 Resolução

4.6.2.1 Carregamento em Situação de Incêndio

De acordo com a EQ.(3.9) apresentada no Capítulo 3, tem-se que

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{gi} + F_{Q,exe} + \alpha F_Q$$

onde

$$F_{Q,exe} = 0;$$

$$\gamma_{gi} = 1,2;$$

$$\alpha = 0,2;$$

$$F_{gi} = 3,00 \text{ kN/m}^2;$$

$$F_Q = 3,00 \text{ kN/m}^2.$$

Então

$$q_{fi,d} = (1,2 \times 3,00) + (0,2 \times 3,00) = 4,20 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{fi,d} = \frac{(q_{fi,d} \times 2,67) \times \ell^2}{8} = 89,71 \text{ kN.m}$$

4.6.2.2 Deslocamento Máximo Permitido

De acordo com a EQ.(3.36) e a EQ.(3.37) apresentadas no Capítulo 3, tem-se que

$$v = \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E} \right)_{malha} \frac{3L^2}{8}}$$

mas

$$v < \frac{\alpha (T_2 - T_1) \ell^2}{19,2h} + \frac{\ell}{30}$$

então

$$v = \frac{10 \times 10^{-6} \times (770^\circ \text{C}) \times 8000^2}{19,2 \times 102,5} + \sqrt{\left(\frac{0,5 \times 600}{210000}\right) \times \frac{3 \times 8000^2}{8}}$$

$$v = 435,57 \text{ mm}$$

mas

$$v < \frac{10 \times 10^{-6} \times (770^\circ \text{C}) \times 8000^2}{19,2 \times 102,5} + \frac{8000}{30}$$

$$v < 517,07 \text{ mm}$$

4.6.2.3 Capacidade de Momento da viga Mista em Situação de incêndio

4.6.2.3.1 Aplicabilidade

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

então

$$\frac{303}{5,08} \leq 3,5 \sqrt{\frac{210000}{345}}$$

$$57,39 \leq 86,35 \quad \Rightarrow \quad \text{Ok!}$$

4.6.2.3.2 Aquecimento da Seção Transversal

- Fator de massividade:

Mesa superior e mesa inferior:

$$u_m/A = 2(b_{fs} + t_{fs})/b_{fs} t_{fs} = 2(101 + 5,72)/101 \times 5,72 = 369 \text{ m}^{-1}$$

- Temperatura no perfil:

Tem-se que, para 90 minutos de resistência ao fogo e fator de massividade de 369 m^{-1} , a temperatura na mesa superior e inferior do perfil é

$$\theta_a = 1006,30^\circ\text{C}$$

- Coeficiente de redução para o limite de escoamento:

Através da TAB.3.1 e por interpolação, obtém-se

$$K_{y,\theta} = 0,0387$$

- Cálculo da altura efetiva da laje, h_{ef} :

Pela TAB.3.5 obtém-se a espessura efetiva mínima e sabe-se que

$$h_{ef} = h_1 + \frac{h_2}{2} \frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3}$$

e utilizando-se a fôrma de aço padronizada de uma empresa brasileira, tem-se que

$$h_1 = 65 \text{ mm}$$

$$h_2 = 75 \text{ mm}$$

$$\ell_1 = 155 \text{ mm}$$

$$\ell_2 = \ell_3 = 119 \text{ mm}$$

então

$$h_{ef} = 102,50 \text{ mm} \geq 100 \text{ mm}$$

- Temperatura na altura da laje de concreto com fôrma de aço incorporada

De acordo com a TAB. 3.6 do Capítulo 3,

$$\theta_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_{j=1}^n \theta_{c,j} e_j$$

então

$$\theta_c = \frac{1}{102,5} \left[(754 + 738 + 681 + 627 + 571 + 519 + 473 + 428 + 387 + 345 + 294 + 271) \times \right]$$

$$\theta_c = 375,02^\circ\text{C}$$

- Fator de Redução para a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal

Para $\theta_c = 375,02^\circ\text{C}$, por interpolação na TAB.3.2, tem-se que

$$k_{c,\theta} = 0,7750$$

4.6.2.3.3 Conectores de Cisalhamento

- Temperatura equivalente a 40% da temperatura da mesa superior do perfil de aço: $402,52^\circ\text{C}$
- Coeficiente de Redução da resistência característica à compressão do concreto de densidade normal para a temperatura de $402,52^\circ\text{C}$:

Por interpolação na TAB.3.2, obtém-se

$$k_{c,\theta} = 0,7462$$

- Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto para a temperatura de 402,52°C:

Pela EQ.(3.6) tem-se que

$$k_{Ec,\theta} = 0,8638$$

De acordo com as EQ.(3.5), (3.6) e (3.7), o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal, em qualquer temperatura, pode ser obtido por

$$E_{c,\theta} = k_{Ec,\theta} E_{c,20}$$

$$k_{Ec,\theta} = \sqrt{k_{c,\theta}}$$

$$E_{c,20} = (42\gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}})$$

então

$$E_{c,\theta} = 0,8638(42 \times 25^{1,5} \times \sqrt{20}) = 20280,91 \text{MPa}$$

- Temperatura equivalente a 80% da temperatura da mesa superior do perfil de aço: 805,04°C
- Coeficiente de Redução para o limite de escoamento dos aços laminados a quente para a temperatura de 805,04°C:

$$k_{y,\theta} = 0,1075$$

Então, a resistência de um conector será o menor valor entre:

$$q_{fi,n} < \begin{cases} 0,5C_{red}A_{cs}\sqrt{k_{c,\theta}f_{ck}E_{c,\theta}} = 0,5 \times 1,0 \times 283,53\sqrt{0,7462 \times 20 \times 20280,91} = \\ = 77992,95 \text{ N} \\ C_{red}A_{cs}k_{y,\theta}f_u = 1,0 \times 283,53 \times 0,1075 \times 415 = 12648,98 \text{ N} \end{cases}$$

então, como no cálculo da viga mista em temperatura ambiente foi encontrado o número de conectores igual a 9, a resistência de todos os conectores pode ser obtida por

$$Q_{fi,n} = 9 \text{ conectores} \times 12648,98 = 113840,82 \text{ N}$$

4.6.2.3.4 Verificação ao Momento Fletor da Viga Mista

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a} \quad \text{e} \quad 0,85k_{c,\theta}f_{ck}bt_c \geq (Af_y)_{fi,a}$$

com

$$(Af_y)_{fi,a} = [k_{y,\theta i}(b_{fi}t_{fi} + ht_w) + k_{y,\theta s}(b_{fs}t_{fs})]f_y$$

$$(Af_y)_{fi,a} = 0,0387 \times [(101 \times 5,72) \times 2 + 291,56 \times 5,08] \times 345 = 35202,09 \text{ N}$$

então

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a} \Rightarrow 113840,82 > 35202,09 \Rightarrow \text{Ok!}$$

A largura efetiva é o menor dos três valores a seguir

$$b < \begin{cases} 8000/4 = 2000 \text{ mm} \\ (16 \times 140) + 101 = 2341 \text{ mm} \\ 101 + \frac{(2667 - 165,70)}{2} \times 2 = 2667 \text{ mm} \end{cases}$$

então

$$b_{ef} = 2000 \text{ mm}$$

$$e, \quad 0,85 \times 0,7750 \times 20 \times 2000 \times 65 = 1712750 \text{ N} \geq (Af_y)_{f_{i,a}} = 35202,09 \text{ N} \quad \Rightarrow \text{Ok!}$$

Daí

$$a = \frac{(Af_y)_{f_{i,a}}}{0,85 k_{c,\theta} f_{ck} b} \leq t_c$$

$$a = \frac{35202,09}{0,85 \times 0,7750 \times 20 \times 2000} = 1,336 \text{ mm} \leq t_c = 65 \text{ mm}$$

Então

$$M_{f_{i,n}} = k_{y,0i} f_y \left[(b_{fi} t_{fi}) \left(d + h_F + t_c - \frac{t_{fi} + a}{2} \right) + (h t_w) \left(t_{fs} + h_F + t_c + \frac{h - a}{2} \right) \right] +$$

$$+ k_{y,0s} f_y (b_{fs} t_{fs}) \left(h_F + t_c + \frac{t_{fs} - a}{2} \right)$$

$$M_{f_{i,n}} = 0,0387 \cdot 345 \left[\begin{aligned} & (101,5,72) \left(303 + 75 + 65 - \frac{5,72 + 1,336}{2} \right) + \\ & (291,56,5,08) \left(5,72 + 75 + 65 + \frac{291,56 - 1,336}{2} \right) \end{aligned} \right] +$$

$$+ 0,0387 \cdot 345 (101,5,72) \left(75 + 65 + \frac{5,72 - 1,336}{2} \right) = 10251105,97 \text{ N.mm}$$

$$\phi_{f_{i,a}} M_{f_{i,n}} = M_{f_{i,Rd}} = 1,0 \times 10,25 \text{ kN.m} = 10,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{f_{i,Rd}} = \frac{(q_{f_{i,Rd}} \times 2,67) \times \ell^2}{8} \Rightarrow q_{f_{i,Rd}} = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

A relação entre o momento atuante e o momento resistente, ambos em situação de incêndio é o que determina qual viga tem menor resistência. A viga com o maior fator é a viga menos resistente. O fator da viga secundária 303 x 101 x 5,72 x 5,08 é fornecido a seguir.

$$\frac{M_{\text{atuante,fi}}}{M_{\text{resistente,fi}}} = \frac{89,71}{10,25} = 8,75$$

Fazendo o mesmo procedimento para a viga principal 600 x 150 x 8,0 x 8,0 x 6,3, o fator obtido foi

$$\frac{M_{\text{atuante,fi}}}{M_{\text{resistente,fi}}} = \frac{239,53}{31,02} = 7,72$$

Isto mostra que a viga menos resistente é a viga secundária. Então, a verificação da necessidade de proteção será realizada para esta viga.

4.6.2.3.5 Resistência de Cálculo ao Momento Fletor da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio

Para 90 minutos de resistência ao fogo, considerando-se que a distância média da malha da armadura é de 23mm e a temperatura da armadura igual a 617°C com base na TAB.3.4, $k_{y0,\theta} = 0,3524$.

Tomando-se o binário para o cálculo do momento de plastificação positivo em que a força de tração é proporcionada pela armadura, vem

$$T_s = A_s k_{y0,\theta} f_{y,s} = 302 \times 0,3524 \times 600 = 63854,88 \text{ N}$$

$$C_c = 0,85 f_{ck} A_c = 0,85 \times 20 \times (1000 \times a)$$

Igualando $T_s = C_c$, tem-se

$$a = \frac{63854,88}{17000} = 3,76 \text{ mm}$$

Então

$$h_1 = 140 - 75 - 15 - 8 - 3,76/2 = 40,12 \text{ mm}$$

$$M_{uv}^+ = T_s \times h_1 = 63854,88 \times 40,12 = 2561980,09 \text{ N.mm}$$

4.6.2.3.6 Carregamento Resistente da Laje com Fôrma de Aço em Situação de Incêndio

De acordo com o item 2.7, tem-se que

$$m = \frac{p\ell^2}{24} \left[\sqrt{3 + \left(\frac{\ell}{L}\right)^2} - \frac{\ell}{L} \right]^2$$

Então

$$2,56 = \frac{p \times 8^2}{24} \left[\sqrt{3 + \left(\frac{8}{8}\right)^2} - \frac{8}{8} \right]^2 \Rightarrow p = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

4.6.2.3.7 Fator de Majoração devido à Ação de Membrana

Utilizando-se a planilha de cálculo, o fator de majoração é igual a

$$e = 3,943$$

4.6.2.3.8 Carga Resistente do Sistema Viga-Laje Considerando a Ação da Membrana

$$q_{fi} = (p \cdot e) + q_{fi,Rd}$$

$$q_{fi} = (0,96 \times 3,943) + 0,48 = 4,27 \text{ kN/m}^2 > q_{fi,d} = 4,20 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Ok!}$$

A viga secundária não precisa de proteção passiva contra incêndio.

5

CONCLUSÃO

5.1 Resultados Obtidos

A partir dos exemplos apresentados neste trabalho, conclui-se que, utilizando-se o procedimento apresentado, que considera o comportamento conjunto de vigas mistas e lajes de concreto com fôrma de aço incorporada, as vigas secundárias, que representam a maioria das vigas nos edifícios, não necessitam de proteção passiva contra incêndio, mesmo quando dimensionadas considerando o incêndio-padrão para tempos de resistência ao fogo elevados. O método simplificado de cálculo apresentado na NBR 14323 (1999) e no EUROCODE 4 (1994) considera o comportamento isolado das vigas mistas, o que geralmente leva a resultados que exigem que a proteção seja feita em todas as vigas dos edifícios, elevando o custo da proteção.

Mostrou-se, também, que o procedimento apresentado, desenvolvido na Inglaterra com base nas normas européias, adaptado às normas brasileiras, obteve resultado satisfatório. A tabela 5.1 apresenta os resultados obtidos na Inglaterra e compara-os aos resultados obtidos com a adaptação às normas brasileiras.

Tabela 5.1 – Resultados Obtidos

	Exemplos	Cargas atuantes de cálculo nas vigas secundárias, em situação de incêndio (kN/m ²)	
		Solicitação	Resistência
Adaptação às normas brasileiras	Exemplo 1	5,40	6,44
	Exemplo 2	5,66	7,03
	Exemplo 3	5,66	7,56
	Exemplo 4	5,40	6,84
	Exemplo 5	4,20	4,27
Procedimento Proposto na Inglaterra	Exemplo 1	6,10	6,75
	Exemplo 2	6,30	6,30
	Exemplo 3	6,30	6,40
	Exemplo 4	6,10	7,10

5.2 Análise Crítica

Os exemplos de 1 a 4 apresentados no Capítulo 4 deste trabalho foram realizados utilizando-se os mesmos dados de entrada dos exemplos feitos por BAILEY (2000), com o propósito da realização de uma análise crítica coerente. Como mostrado na TAB.5.1, os resultados obtidos no Capítulo 4 deste trabalho ficaram próximos dos resultados obtidos por BAILEY (2000) e a diferença entre eles deveu-se a variações nas seguintes grandezas:

- coeficientes de ponderação das ações a temperatura ambiente e em situação de incêndio;
- coeficiente de expansão térmica;
- coeficiente utilizado para correção do f_{ck} no cálculo do momento fletor da laje com fôrma de aço em situação de incêndio.

Os coeficientes de ponderação das ações em situação de incêndio adotados por BAILEY (2000) foram iguais 1,0 para cargas permanentes e 0,8 para sobrecargas, e os coeficientes adotados na adaptação do procedimento à norma brasileira foram de 1,2 para cargas permanentes e 0,2 para sobrecargas. A diferença interferiu no valor do carregamento de cálculo em situação de incêndio. O coeficiente de expansão térmica adotado por BAILEY (2000) foi 8×10^{-6} e o coeficiente baseado na NBR 14323 (1999)

foi 10×10^{-6} . A diferença entre eles interferiu no deslocamento vertical máximo. O fator utilizado para correção do f_{ck} no cálculo do momento fletor da laje em situação de incêndio utilizado por BAILEY (2000) foi 0,67 e o fator utilizado na adaptação do procedimento à norma brasileira foi 0,85, baseado na NBR 14323 (1999).

O exemplo 5 apresentado no Capítulo 4 foi feito seguindo um padrão de construção usual no Brasil, considerando tanto vigas laminadas quanto vigas soldadas com as dimensões utilizadas por empresas brasileiras, e fôrma de aço e tela soldada fabricadas por empresas brasileiras. Pôde-se concluir que as vigas secundárias deixaram de necessitar de proteção passiva contra incêndio, o que gerou grande economia.

Em uma análise mais geral, a TAB.5.2 apresenta valores obtidos no Exemplo 5 do Capítulo 4 que mostram que à medida que a temperatura do aço aumenta há uma transferência percentual da capacidade de resistência da viga para a laje. Ou seja, quanto maior a temperatura do aço, menor é a carga suportada pela viga e maior é a carga suportada pela laje. O deslocamento vertical aumenta com a elevação da temperatura do aço.

Tabela 5.2 – Transferência de carga da viga para a laje

Temperatura no aço (°C)	Carga suportada pela viga (kN/m ²)	Carga suportada pela laje (kN/m ²)	Deslocamento Vertical (mm)
500	8,45	-	-
550	6,80	-	-
600	5,14	-	-
650	3,84	-	-
700	2,53	1,671	121,84
750	1,87	2,328	299,03
800	1,21	2,987	476,89
850	0,94	3,262	551,07
900	0,66	3,538	625,48
950	0,55	3,648	655,20
1000	0,44	3,758	684,92
1050	0,33	3,868	714,75
1100	0,22	3,979	744,59

5.3 Sugestões para Trabalhos Futuros

O presente trabalho pode ter continuidade por meio das seguintes atividades:

- automatizar o processo, fazendo um programa de computador que realize todos os cálculos necessários para a verificação da necessidade de proteção passiva contra incêndio em vigas secundárias;
- após a automatização, fazer tabelas para uso prático, com as variáveis mais comuns no Brasil;
- efetuar um estudo analítico e/ou experimental para verificar a possibilidade de aumentar o campo de aplicação do procedimento apresentado, de modo que as limitações descritas no item 1.2 do Capítulo 1 possam ser desconsideradas.
- efetuar uma análise térmica para se obter resultados mais precisos da distribuição de temperatura em lajes com fôrma de aço incorporada, para se avaliar a possibilidade de evitar o uso da tabela 12 da BS 5950: Part 8, de qual é bastante conservadora.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1980), “Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo”, NBR 5628 (Rio de Janeiro, ABNT).

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1999), “Dimensionamento de Estruturas de Aço em Situação de Incêndio”, NBR 14323 (Rio de Janeiro, ABNT).

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2000), “Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações”, NBR 14432 (Rio de Janeiro, ABNT).

Associação Brasileira de Normas Técnicas, “Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios. Procedimento”, NBR 8800 (Rio de Janeiro, ABNT, 1986).

Bailey, C. G. (2000), “Design of Steel Structures with Composite Slabs at the Fire Limit State”, Final Report, Building Research Establishment.

Bailey, C. G. (2001), “Membrane action of unrestrained lightly reinforced concrete slabs at large displacements”, *Engineering Structures* 23 (2001) 470-483.

Bailey, C. G., Lennon, T., and Moore, D. B. (1999), “The behaviour of full-scale steel framed buildings subjected to compartment fires”, *The Structural Engineer*, 77, No.8, pp 15-21.

Bailey, C. G., Moore, D. B. (2000), “The structural behaviour of steel frames with composite floors slabs subject to fire: Part 1: Theory”, *The Structural Engineer*, 78, No.11.

Bailey, C. G., Moore, D. B. (2000), “The structural behaviour of steel frames with composite floors slabs subject to fire: Part 2: Design”, *The Structural Engineer*, 78, No.11.

Bailey, C. G., White D. S., Moore, D. B. (2000), “The tensile membrane action of unrestrained composite slabs simulated under fire conditions”, *The Structural Engineer*.

British Standards Institution, BS 5950: Part 3 (1990), “Structural use of steelwork in building – Part 3: Design in composite construction”.

British Standards Institution, BS 5950: Part 8 (1990), “Structural use of steelwork in building – Part 8: Code of practice for fire resistant design”.

Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, Instrução Técnica CB-02.33-94 (1994), *Segurança Estrutural dos Edifícios – Resistência ao Fogo dos Elementos Construtivos* (São Paulo).

Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, Instrução Técnica CB-33.11-99 (2000), *Segurança Estrutural dos Edifícios – Resistência ao Fogo dos Elementos Construtivos* (São Paulo).

European Committee for Standardization (1994), “Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1.2: Structural Fire Design”.

International Organisation for Standardization (1985), “ISO 834: Fire Resistance Tests – Elements of Buildings Construction”.

Martin, D. M., Moore, D. B. (1997), “Introduction and background to the research programme and major fire tests at BRE Cardington”, National Steel Construction Conference, London, pp37-64.

Newman, G. M. and Lawson R. M. (1991), “Fire Resistance of Composite Beams”, The Steel Construction Institute. Technical Report. 109.

Newman, G. M., Robinson, J.T., Bailey, C. G. (2000), “Fire Safe Design: A new approach to multi-storey steel-framed buildings”, The Steel Construction Institute.

Silva, V. P. (2001), “Estruturas de aço em situação de incêndio”, Zigurate Editora (São Paulo).

ANEXO

**ARTIGO ENVIADO PARA O II CONGRESSO
BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA,
REALIZADO EM
SÃO PAULO, DE 11 A 13 DE NOVEMBRO DE 2002**



“DIMENSIONAMENTO DE PISOS MISTOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO COM PROTEÇÃO APENAS DAS VIGAS PRINCIPAIS”⁽¹⁾

“DESIGN OF STEEL AND CONCRETE COMPOSITE SLABS WITH UNPROTECTED SECONDARY BEAMS AT THE FIRE LIMIT STATE”

Cristiane Carneiro Spíndola⁽²⁾

Ricardo Hallal Fakury⁽³⁾

Resumo

Neste trabalho são apresentados os fundamentos de um procedimento desenvolvido recentemente por pesquisadores ingleses para dimensionamento de pisos mistos de edifícios em situação de incêndio, pelo qual considera-se o trabalho conjunto de vigas e laje, permitindo que as vigas secundárias possam ficar sem proteção. Mostrar-se-á como tal procedimento pode ser aplicado usando-se as normas de projeto brasileiras, e será apresentado um exemplo prático de dimensionamento, podendo-se observar a economia obtida na quantidade de material de proteção térmica.

Palavras-chave: Estruturas mistas, Pisos mistos, Dimensionamento em situação de incêndio.

Abstract:

This work presents the basis of a procedure recently developed by English researchers to structural fire design of building steel and concrete composite floors, considering beams and slab working together, allowing that the secondary beams can be insulation material unprotected. Will be shown too how this procedure can be applied to Brazilian reality, using Brazilian's structural fire design standards, and it is presented a practical example of design, that indicates the economy reached in the quantity of fire protection material.

Key-words: Steel and concrete composite structures, Composite floors, Structural fire design.

-

⁽¹⁾ - Contribuição Técnica a ser apresentada no “II Congresso Internacional da Construção Metálica – II CICOM” - Novembro, 2002 – São Paulo, SP, Brasil.

⁽²⁾ - Engenheira Civil, M.Sc. – Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG / Metform S/A– Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

⁽³⁾ - Prof. Adjunto do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, Dr. - Belo Horizonte, MG, Brasil.



1- INTRODUÇÃO

Nos edifícios de estrutura metálica, tem sido prática comum projetar os pisos com vigas mistas e lajes mistas (lajes de concreto com fôrma de aço incorporada). No dimensionamento em situação de incêndio, geralmente usam-se procedimentos tradicionais de cálculo, pelos quais as lajes têm apenas a função de conduzir a carga vertical para as vigas, que por sua vez ficam com a responsabilidade final de transmitir tal carga para os pilares. Isto significa que lajes e vigas são dimensionadas isoladamente, ignorando-se uma resistência adicional que poderia ser proporcionada pela interação entre esses dois elementos. Como consequência, na maioria das vezes, torna-se necessário recobrir os perfis de aço de todas as vigas mistas por material de proteção térmica e a colocação de armadura positiva adicional na laje na direção das nervuras e situada no interior das mesmas.

Entre 1995 e 1996 foram realizados testes de incêndio em seis compartimentos de um edifício de oito andares e quarenta e cinco por trinta metros em planta, em Cardington, Inglaterra, com pisos constituídos por vigas mistas e lajes mistas, as quais foram reforçadas por uma malha de aço soldada situada acima das nervuras da fôrma funcionando como armadura positiva. Foram usados tanto incêndios reais (naturais) como incêndios de gás não padronizados, não seguindo portanto a curva padrão tempo-temperatura da ISO 834 (1985). Apesar disso, para efeito prático, as temperaturas foram interpretadas em termos da curva de incêndio padrão citada.

Os resultados dos testes e de pesquisas teóricas complementares foram publicados por BAILEY e MOORE (2000a e 2000b), e posteriormente sintetizados para uso prático por NEWMAN et al. (2000), mostrando que os pisos mistos, desde que as lajes tenham o reforço da malha de aço soldada, podem apresentar uma resistência muito superior a que seria obtida pelos procedimentos de cálculo tradicionais. Tal fato deve-se, principalmente, à habilidade das lajes mistas reforçadas pela malha de suportar as vigas mistas que falham no incêndio e de transferir as ações atuantes para as vigas ainda resistentes da estrutura do piso via comportamento da membrana, mantendo o piso em condições estruturais aceitáveis no tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF).

Todos esses estudos mostraram a possibilidade de se reduzir a proteção contra incêndio nos pisos mistos de edifícios, criando painéis de laje nos quais as quatro vigas do contorno, geralmente vigas principais, que conduzem as cargas gravitacionais para os pilares, fossem protegidas, mas as vigas internas, geralmente vigas secundárias, pudessem ficar sem proteção.

Para se chegar à resistência dos painéis de laje, função da geometria e das condições de contorno, deve-se obter o mecanismo de ruína com base em análise plástica global, que envolve charneiras plásticas nas lajes mistas e rótulas plásticas nas vigas mistas internas. BAILEY (2001) desenvolveu um método simples para calcular essa resistência, aplicável a painéis quadrados e retangulares pertencentes a estruturas indeslocáveis de edifícios, válido desde que:

- as resistências a momento das ligações sejam ignoradas;
- as lajes mistas tenham concreto moldado no local (de densidade normal ou de baixa densidade) e malha de aço posicionada de 15 mm a 40 mm acima do topo das nervuras das fôrmas de aço trapezoidais e até 40 mm acima do topo das nervuras das fôrmas reentrantes;
- os perfis de aço das vigas mistas internas não tenham grandes ou múltiplas aberturas na alma.

O método permite flexibilidade e liberdade ao projetista, que pode optar por eliminar a proteção contra incêndio dos perfis de aço das vigas mistas internas dos painéis projetados,



umentando a rigidez de tais perfis, a área da malha de aço ou a espessura da laje mista. Além disso, apresenta confiabilidade decorrente de calibração com os resultados dos estudos supracitados e sua utilização:

- não aumenta, em relação aos procedimentos tradicionais de cálculo, o risco de vida de ocupantes, bombeiros e pessoas presentes nas vizinhanças;
- assegura a contenção do incêndio no compartimento de origem, ou seja, as grandes deformações que surgem em virtude da redução da rigidez dos elementos estruturais sob altas temperaturas ficam dentro de limites tais que não ocorre falha do compartimento.

Neste trabalho são apresentados os fundamentos do procedimento desenvolvido na Inglaterra, com sua aplicação à realidade brasileira, por meio do uso de normas brasileiras de projeto, e é apresentado um exemplo prático de dimensionamento, podendo-se observar a economia obtida na quantidade de material de proteção térmica.

2- PROCEDIMENTO DE CÁLCULO ADAPTADO À REALIDADE BRASILEIRA

2.1- Generalidades

Este item apresenta o procedimento de cálculo desenvolvido na Inglaterra, porém com as solicitações e resistências de cálculo determinadas de acordo com a norma brasileira NBR 14323 (1999).

2.2- Bases do Procedimento

O procedimento de cálculo tem como base a divisão do piso misto do edifício em painéis quadrados ou retangulares, com vigas de borda protegidas contra incêndio e uma ou mais vigas internas simplesmente apoiadas sem proteção contra incêndio. De acordo com BAILEY (2000), a carga uniformemente distribuída resistente de cálculo a uma temperatura particular de um painel com tais características pode ser obtida usando-se a seguinte expressão:

$$q_{fi,Rd} = e_{mb} q_{fi,s,Rd} + q_{fi,b,Rd} \quad (1)$$

onde e_{mb} é um coeficiente de majoração devido à ação de membrana da laje mista e $q_{fi,s,Rd}$ e $q_{fi,b,Rd}$ são as cargas uniformemente distribuídas de cálculo no painel de laje que podem ser resistidas pelo próprio painel e pelas vigas mistas internas, respectivamente.

No painel em situação de incêndio, a posição das charneiras plásticas depende do comportamento do aço das vigas mistas internas sem proteção, que tem a resistência reduzida em função das altas temperaturas. Os perfis de aço das vigas mistas das bordas do painel, pelo fato de serem protegidos contra incêndio, têm aquecimento pequeno. O modo de comportamento do painel muda continuamente com o aumento da temperatura. No modo final, como a capacidade das vigas mistas internas tende a zero, a o painel de laje, que comporta-se como simplesmente apoiado nas quatro bordas (em situação de incêndio, em virtude das grandes deformações, o painel apresenta trincas no concreto nas bordas e colapso da armadura negativa, caso exista, que asseguram seu comportamento como simplesmente apoiado) e armado nas duas direções, deve suportar toda a carga aplicada. A Fig. 1, conforme BAILEY (2000), mostra o resultado de um teste de incêndio em painel de nove por seis metros dividido ao meio por uma viga interna, notando-se ser essa viga que controla a posição das charneiras plásticas, uma vez que, com o aumento da temperatura, sua resistência vai se reduzindo, levando a mudanças de comportamento.



Com as contínuas mudanças no modo de comportamento e na ação de membrana, na aplicação da Eq.(1), as seguintes hipóteses, que levam a um resultado favorável à segurança, podem ser estabelecidas:

- a) a carga resistente de cálculo das vigas mistas internas, $q_{fi,b,Rd}$, é calculada com base no mecanismo do limite inferior para a viga que irá falhar primeiro em situação de incêndio, assumida como simplesmente apoiada;
- b) a carga resistente de cálculo da laje mista e o coeficiente de majoração devido à ação de membrana, respectivamente $q_{fi,b,Rd}$ e e_{memb} , são calculados com base no mecanismo de charneiras plásticas do limite inferior, assumindo-se que as vigas internas tenham resistência nula.

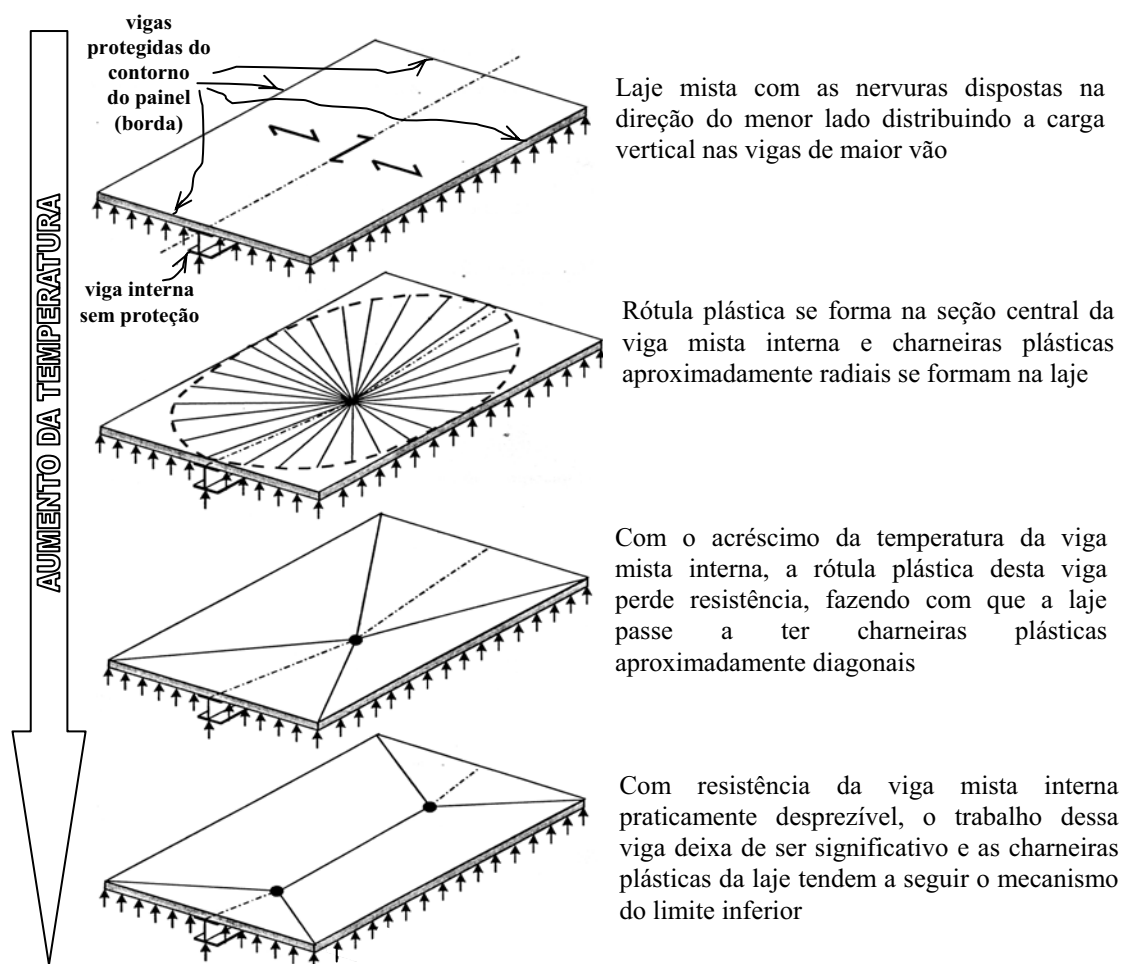


Figura 1 – Modo Sequencial de Comportamento de Painel com Uma Viga Interna

Para que o modo de comportamento descrito possa ocorrer:

- não podem ser projetados painéis de laje com pilares internos;
- as vigas mistas protegidas posicionadas nas bordas do painel devem ser capazes de suportar uma carga adicional, que passa a solicitá-las com intensidade crescente à medida que a temperatura se eleva, decorrente do aquecimento e perda de resistência das vigas internas sem proteção (evidentemente, tal problema se manifesta apenas nas vigas de borda paralelas às vigas internas, uma vez que as perpendiculares, que já recebiam as reações de apoio das vigas internas, têm a carga atuante reduzida).

2.3- Carga Solicitante de Cálculo em uma Laje

De acordo com a NBR 14323 (1999), a carga solicitante de cálculo em uma laje, para os estados limites últimos em situação de incêndio, pode ser expressa por:

$$q_{fi,Sd} = \sum_{i=1}^n \gamma_{gi} q_{Gi} + \gamma_q q_Q \quad (2)$$

onde q_G e q_Q , são, respectivamente, os valores nominais da ação permanente e das ações decorrentes do uso, γ_g é o coeficiente de ponderação das ações permanentes (igual a 1,1 para ação permanente de pequena variabilidade e 1,2 para ação permanente de grande variabilidade) e γ_q é o coeficiente de ponderação das ações decorrentes do uso (igual a 0,2 e 0,4, respectivamente, quando não há e quando há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos ou elevadas concentrações de pessoas, e 0,6 em bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens).

2.4- Carga Resistente de Cálculo das Vigas Mistas em Situação de Incêndio

Pela hipótese (a) do sub-item 2.2, a carga resistente de cálculo da viga mista interna que irá falhar primeiro, $q_{fi,b,Rd}$, relaciona-se com a formação de uma rótula plástica na sua seção central. Tratando essa carga resistente em termos de carga distribuída uniformemente na laje, tem-se que (Fig. 2):

$$q_{fi,b,Rd} = \frac{8M_{fi,b,Rd}}{\gamma L^2} \quad (3)$$

onde $M_{fi,b,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo da viga mista em situação de incêndio (momento de plastificação da seção mista), L é a maior dimensão do painel de laje (igual ao vão da viga) e γ define a largura da laje sob influência da viga (no caso da Fig 2-a, γ é igual à metade da menor dimensão do painel, ℓ , e no caso da Fig. 2-b, γ é igual a um terço dessa dimensão).

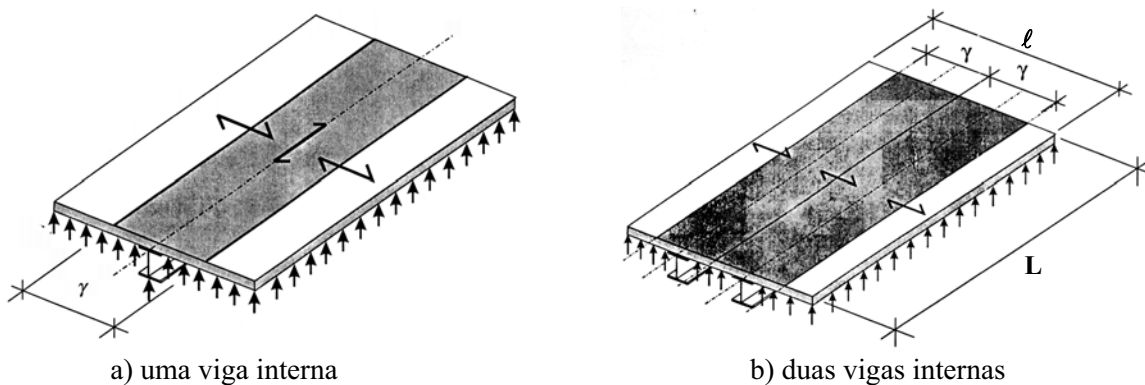


Figura 2 – Laje Retangular com Vigas Internas

O momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio, $M_{fi,b,Rd}$, das vigas mistas simplesmente apoiadas, sem proteção contra incêndio, é determinado com base na NBR 14323 (1999), obedecendo-se as seguintes etapas:

- obtém-se, tendo como referências a curva padrão temperatura-tempo, o TRRF e o fator de massividade, as temperaturas nos componentes do perfil de aço (mesa inferior, alma e mesa superior), com as quais chega-se aos fatores de redução do limite de escoamento do aço f_y ($k_{y,0i}$ para a mesa inferior e a alma e $k_{y,0s}$ para a mesa superior);



- b) obtém-se, tendo como referências a curva padrão temperatura-tempo, o TRRF e a geometria da laje, a distribuição de temperatura neste elemento, com a qual chega-se ao fator de redução da resistência característica à compressão do concreto, f_{ck} , simbolizado por $k_{c,\theta}$;
- c) obtém-se o momento resistente corresponde ao momento de plastificação da seção mista, com base no diagrama de tensões na seção totalmente plastificada, de acordo com a Fig. 3, dependendo da linha neutra plástica (LNP) situar-se no perfil de aço ou na laje de concreto, para interação completa, geralmente predominante em situação de incêndio (o fator 0,85 que aparece na resistência da laje de concreto deve-se ao efeito Rüsck).

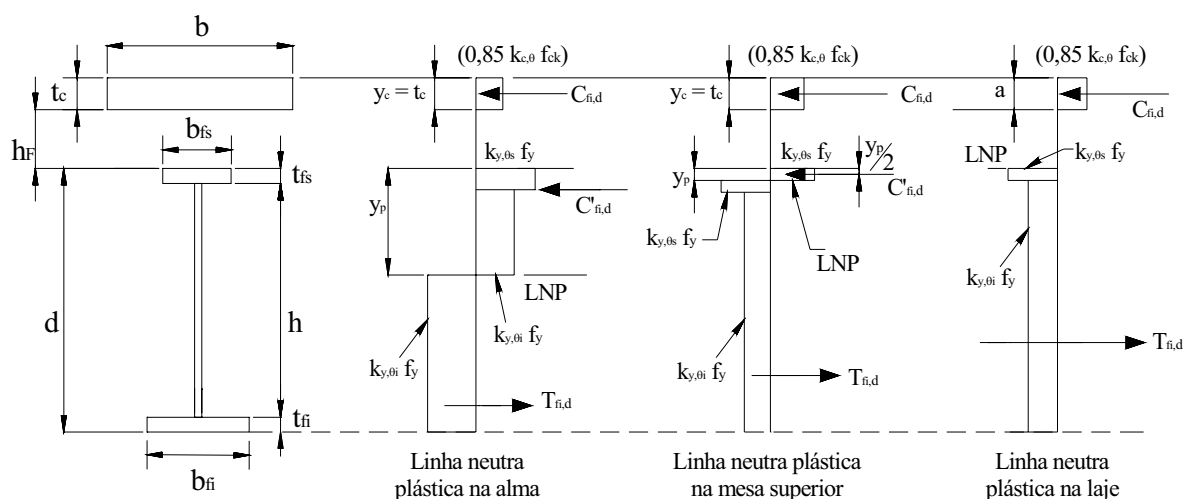


Figura 3 - Distribuição de Tensões em Temperatura Elevada para Interação Completa

2.5- Carga Resistente de Cálculo da Laje Mista

Conforme BAILEY (2000), testes anteriores de incêndio em edifícios reais mostraram que, na laje mista, a fôrma de aço pode descolar-se do concreto por causa da evaporação da água durante o fogo. Por esta razão, e também pelo fato da fôrma atingir altas temperaturas durante o incêndio, é aceitável que o momento fletor resistente de cálculo da laje mista seja determinado ignorando-se a contribuição da mesma. Assim, seu valor em uma seção transversal de laje de largura unitária, $M_{fi,s,Rd}$, é dado por (Fig. 4):

$$M_{fi,s,Rd} = T z \tag{4}$$

onde T é a força de tração proporcionada pela malha de aço em uma largura unitária da laje e z o braço de alavanca entre essa força e o centro de gravidade do concreto comprimido, iguais a

$$T = A_s k_{ys,\theta} f_{ys} \tag{5}$$

$$z = d_1 - \frac{a_c}{2} \tag{6}$$

Nessas equações, A_s é a área da malha de aço em uma largura unitária, f_{ys} a resistência ao escoamento do aço dessa malha, d_1 a distância do plano médio da malha à face superior da laje e a_c a altura de concreto comprimida, cujo valor, obtido da condição de equilíbrio $C = T$ (Fig. 5), é dado por:

$$a_c = \frac{A_s k_{ys,\theta} f_{ys}}{0,85 f_{ck}} \quad (7)$$

Foi usado um fator de redução, $k_{ys,\theta}$, para o limite de escoamento do aço da malha, conforme a NBR 14323 (1999), em função da temperatura da laje no plano deste elemento, obtida de acordo com a Tab. 1, fornecida pela BS 5950:Part 8 (1990). Nesta tabela, a espessura da laje a ser considerada é, conservadoramente, a distância do topo da nervura ao plano médio da malha. Para o concreto comprimido, nenhuma redução é necessária, pelo fato de situar-se junto à face superior da laje, ou seja, em região de baixo aquecimento.

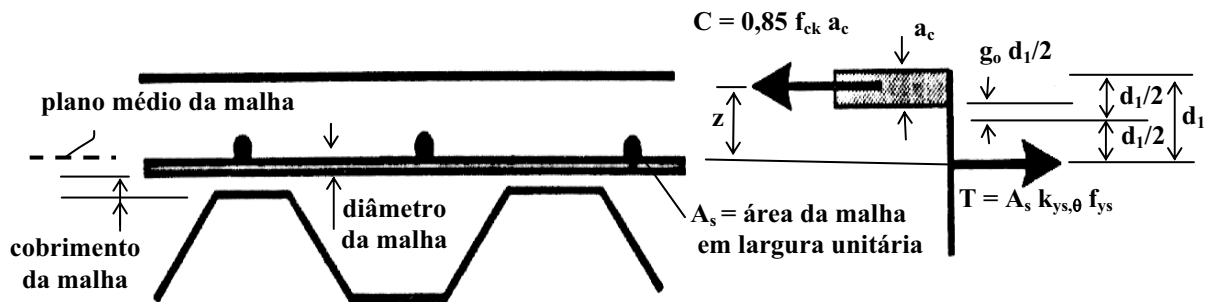


Figura 4 – Momento Resistente da Laje Mista

Tabela 1 – Distribuição de Temperatura em Lajes com Fôrma de Aço Incorporada

Espessura na laje (mm)	TRRF (minuto)							
	30		60		90		120	
	DN °C	DB °C	DN °C	DB °C	DN °C	DB °C	DN °C	DB °C
10	470	460	650	620	790	720	>800	770
20	340	330	530	480	650	580	720	640
30	250	260	420	380	540	460	610	530
40	180	200	330	290	430	360	510	430
50	140	160	250	220	370	280	440	340
60	110	130	200	170	310	230	370	280
70	90	80	170	130	260	170	320	220
80	80	60	140	80	220	130	270	180
90	70	40	120	70	180	100	240	150
100	60	40	100	60	160	80	210	140

Nota: DN é o concreto de densidade normal e DB o concreto de baixa densidade

BAILEY e MOORE (2000a) mostraram que a carga resistente de cálculo das lajes quadradas ou retangulares simplesmente apoiadas, $q_{fi,s,Rd}$, pode ser relacionada ao momento fletor resistente de cálculo, $M_{fi,s,Rd}$, pela expressão:

$$q_{fi,s,Rd} = \left\{ \frac{M_{fi,s,Rd} \ell^2}{24} \left[\sqrt{3 + \left(\frac{\ell}{L} \right)^2} - \frac{\ell}{L} \right]^2 \right\}^{-1} \quad (8)$$

onde L é o maior e ℓ o menor vão da laje.



Verifica-se que o momento fletor resistente de cálculo da laje e, por conseqüência, a carga resistente de cálculo, depende da posição da armadura, da resistência dos materiais usados e da distribuição de temperatura na seção transversal.

2.6- Critério de Falha e Deslocamento Vertical

O critério de falha das lajes de concreto simplesmente apoiadas é a formação de uma trinca na espessura no sentido do menor vão (ℓ), conforme se vê na Fig. 5.

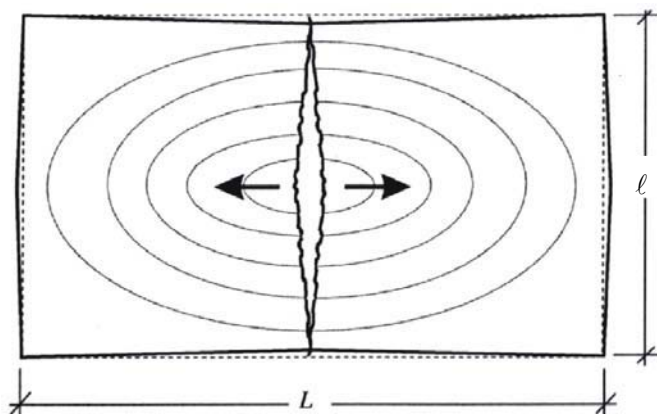


Figura 5 – Critério de Falha

Para se garantir que a falha não ocorra, é necessário que a deformação da armadura, que depende de efeitos térmicos e mecânicos, permaneça dentro de determinados limites, ou seja, por conseqüência, que também o deslocamento vertical não supere um valor máximo admissível. BAILEY (2000) e BAILEY e MOORE (2000) mostraram que nos testes, a deformação da armadura manteve-se dentro de padrões aceitáveis e que o deslocamento vertical pode ser estimado com boa precisão pela expressão seguinte, na qual o primeiro termo relaciona-se às deformações térmicas e o segundo às deformações mecânicas:

$$v = \frac{\alpha_c (\theta_{c2} - \theta_{c1}) \ell^2}{19,2 h_{ef}} + \sqrt{\frac{0,5 f_{ys} 3L^2}{E 8}} \leq \frac{\alpha_c (\theta_{c2} - \theta_{c1}) \ell^2}{19,2 h_{ef}} + \frac{\ell}{30} \quad (9)$$

onde α_c é o coeficiente de expansão térmica do concreto, igual a 10^{-5} de acordo com a NBR 6118 (2000), h_{ef} é a altura efetiva da laje mista, θ_{c2} e θ_{c1} respectivamente, as temperaturas nas faces inferior e superior da laje e f_{ys} a resistência ao escoamento do aço da armadura.

A altura efetiva da laje mista, h_{ef} , deverá ser tomada igual a h_1 se ℓ_3 for maior que $2\ell_1$, e nos demais casos é dada pela seguinte expressão, onde as grandezas geométricas são definidas na Fig. 6:

$$h_{ef} = h_1 + \frac{h_2}{2} \frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \quad (10)$$

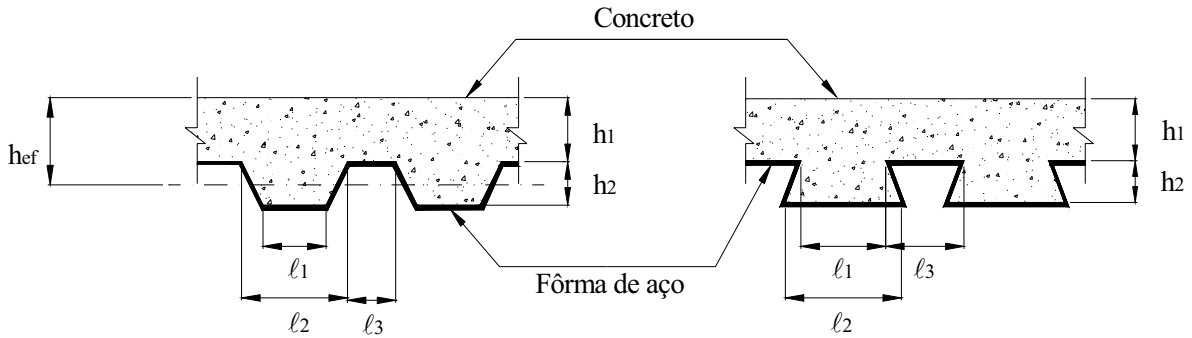


Figura 6 – Dimensões da Seção Transversal da Laje Mista

A diferença entre θ_{c2} e θ_{c1} pode ser obtida com base em testes de incêndio padrão, admitindo-se tomar um valor igual a 770°C para tempos requeridos de resistência ao fogo de 30 e 60 minutos.

2.7- Coeficiente de Majoração da Resistência devido à Ação de Membrana

Uma laje simplesmente apoiada armada nas duas direções, sem restrição horizontal no plano em suas extremidades, pode suportar uma carga maior do que a calculada usando-se a teoria das charneiras plásticas. Esta majoração deve-se em grande parte à ação de membrana desenvolvida a partir do centro da laje.

Considerando o modo de colapso mostrado na Fig. 5, baseado nos testes feitos na Inglaterra, conforme BAILEY (2000), e assumindo comportamento rígido-plástico, a distribuição crítica das forças de membrana pode ser obtida, e encontra-se mostrada no plano na Fig. 7.

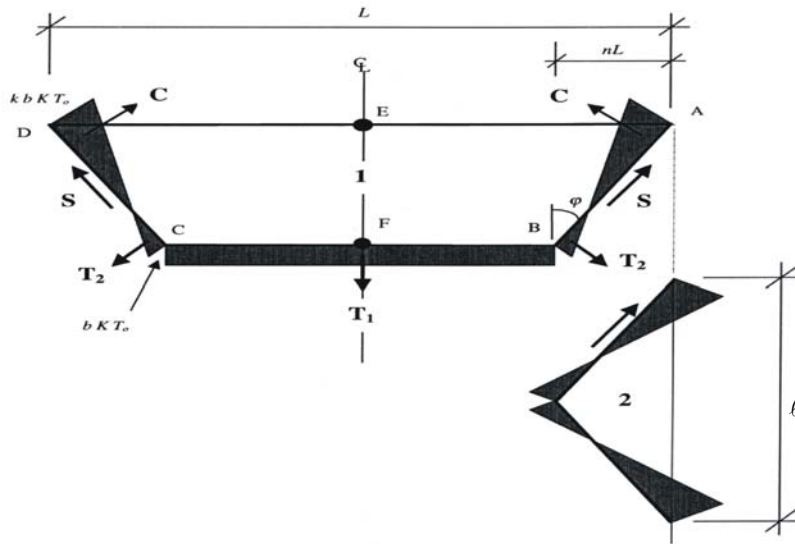


Figura 7 – Distribuição de Forças no Plano

Os valores de k e b que definem a magnitude das forças de tração no plano podem ser calculados considerando-se o equilíbrio e tomando-se o momento em relação a E , assumindo que a armadura irá romper-se ao longo da linha EF (ver sub-item 2.6):

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2+1} + 1 \quad (11)$$

$$b = \frac{1,1 \ell^2}{8(A + B + C - D)} \quad (12)$$

onde a é a relação entre o maior e o menor lado do painel de laje estudado (L/ℓ),

$$n = \frac{1}{2a} \left(\sqrt{3 + \frac{1}{a^2}} - \frac{1}{a} \right) \quad (13)$$

e

$$A = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\frac{\ell^2}{8n} - \frac{(L/2 - nL)}{nL} \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) \right] \quad (14)$$

$$B = \frac{1}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) \right] \quad (15)$$

$$C = \frac{\ell^2}{16n} (k - 1) \quad (16)$$

$$D = \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right) \quad (17)$$

A capacidade de carregamento para os elementos 1 e 2 da laje (Fig. 7) pode ser determinada considerando-se as forças de membrana e o efeito dessas forças na resistência à flexão da laje, cujos valores são determinados separadamente. Para o elemento 1, o fator de majoração para a ação de membrana é dado pela relação entre o momento no lado de comprimento L devido às forças de membrana e o momento resistente na laje mista na ausência das forças de membrana, aplicado em todo o lado de comprimento L , resultando em:

$$e_{1m} = \frac{M_{1m}}{M_0 L} = \frac{4b}{3 + g_0} \left(\frac{v}{d_1} \right) \left((1 - 2n) + \frac{n(3k + 2)}{3(1+k)^2} - \frac{nk^3}{3(1+k)^2} \right) \quad (18)$$

onde v é o deslocamento vertical máximo da laje, determinado de acordo com o sub-item 2.6, d_1 é a distância do plano médio da malha de aço à face superior da laje e g_0 é um parâmetro que define a altura do concreto da laje que trabalha à compressão (Fig. 4), igual a

$$g_0 = \frac{d_1 - 2a_c}{d_1} \quad (19)$$

com a_c dado pela Eq. (7).

Similarmente, para o elemento 2, o fator de majoração para a ação de membrana é dado pela relação entre o momento no lado de comprimento ℓ devido às forças de membrana e o momento resistente na laje mista na ausência das forças de membrana, aplicado em todo o lado de comprimento ℓ , ou seja:

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 \ell} = \frac{4b}{3 + g_0} \left(\frac{v}{d_1} \right) \left(\frac{2 + 3k}{6(1+k)^2} - \frac{k^3}{6(1+k)^2} \right) \quad (20)$$

O efeito da força de membrana no momento fletor resultará em um fator de majoração para o elemento 1 dado pela relação entre o momento resistente na linha de escoamento incluindo o efeito das forças de membrana e o momento resistente na laje mista na ausência das forças de membrana, aplicado em todo o lado de comprimento L , de valor:



Figura 8 – Piso Misto de 24 m x 16 m com Pilares Espaçados de 8 m

A laje tem altura total de 140 mm, possui fôrma de aço incorporada com nervura de 75 mm de altura e foi construída com concreto de densidade normal e resistência característica à compressão de 20 MPa.

A malha de aço soldada da laje tem limite de escoamento de 600 MPa e área de 302 mm²/m (barras de 8 mm espaçadas centro a centro de 180 mm), com a face inferior situada a 15 mm do topo das nervuras.

A carga atuante é constituída pelo peso próprio da laje mista, pelo revestimento e pela sobrecarga, de valores nominais respectivamente iguais a 2,50 kN/m², 0,50 kN/m² e 3,00 kN/m², sabendo-se que não haverá predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas.

O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é de 90 minutos.

O objetivo é projetar o piso com todas as vigas ligadas aos pilares adequadamente protegidas contra incêndio, de modo a se ter 6 painéis de 8 m por 8 m, com duas vigas internas sem proteção em cada um.

As seguintes etapas devem ser obedecidas no dimensionamento em situação de incêndio:

a) Carga uniformemente distribuída solicitante de cálculo no piso

De acordo com o sub-item 2.3, vem:

$$q_{fi,Sd} = 1,2 (2,50 + 0,50) + 0,2 (3,00) = 4,20 \text{ kN/m}^2$$

b) Momento fletor e carga resistente de cálculo das vigas mistas internas

De acordo com o sub-item 2.4, o fator de massividade das mesas do perfil de aço das vigas internas é igual a 369 m⁻¹, a temperatura no perfil no TRRF de 90 minutos é de 1006°C e o fator de redução da resistência ao escoamento do aço, $k_{y,\theta}$, igual a 0,0387. A temperatura média na laje de concreto é igual a 375°C e o fator de redução da resistência característica a compressão do concreto, $k_{c,\theta}$, igual a 0,775.

A linha neutra plástica (LNP) passa pela laje de concreto e o momento fletor resistente de cálculo das vigas fica igual a:

$$M_{fi,b,Rd} = 10,25 \text{ kN.m}$$

Logo, a carga resistente de cálculo correspondente é:

$$q_{fi,b,Rd} = \frac{8M_{fi,b,Rd}}{\left(\frac{8}{3}\right)l^2} = \frac{8 \times 10,25}{\left(\frac{8}{3}\right)8^2} = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

c) Momento fletor e carga resistente de cálculo da laje

De acordo com o sub-item 2.5, a temperatura na malha de aço, cujo eixo se situa a (15 + 8 = 23 mm) do topo das nervuras, no TRRF de 90 minutos, é de 617°C (ver Tab. 1),



temperatura que conduz, de acordo com a NBR 14323 (1999), a um coeficiente de redução para a resistência ao escoamento do aço, $k_{ys,\theta}$, igual a 0,3524. Em uma faixa de 1 m:

$$T = A_s k_{ys,\theta} f_{ys} = 302 \times 0,3524 \times 600 = 63855 \text{ N}$$

$$C = 0,85 A_c f_{ck} = 0,85 \times 20 \times 1000 a_c = 17000 a_c$$

$$\text{Altura de concreto comprimido} = a_c = 63855/17000 = 3,76 \text{ mm}$$

$$M_{fi,s,Rd} = 63855 (140 - 75 - 15 - 8 - 3,76/2) = 2561863 \text{ N.mm} = 2,56 \text{ kN.m}$$

Tendo em vista a Eq. (8), com $\ell/L = 1,0$, obtém-se:

$$q_{fi,s,Rd} = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

d) Deslocamento vertical

De acordo com o sub-item 2.6, o deslocamento vertical máximo é dado por

$$v = \frac{\alpha_c (\theta_{c2} - \theta_{c1}) \ell^2}{19,2 h_{ef}} + \sqrt{\frac{0,5 f_{ys} 3L^2}{E 8}} \leq \frac{\alpha_c (\theta_{c2} - \theta_{c1}) \ell^2}{19,2 h_{ef}} + \frac{\ell}{30}$$

onde se tomará, na falta de dados precisos, a favor da segurança, para 90 minutos, $(\theta_{c2} - \theta_{c1}) = 770^\circ\text{C}$ (como em 30 e 60 minutos) e com $\alpha_c = 10^{-5}$, $f_{ys} = 600 \text{ N/mm}^2$, $L = \ell = 8 \text{ m}$ e $h_{ef} = 102,5 \text{ mm}$, esse último valor obtido com base na Eq. (10) e nas medidas da fôrma de aço, que possui nervuras trapezoidais e $h_1 = 65 \text{ mm}$, $h_2 = 75 \text{ mm}$ e $\ell_1 = 155 \text{ mm}$ e $\ell_2 = \ell_3 = 119 \text{ mm}$. Obtém-se assim:

$$v = 438 \text{ mm}$$

e) Resistência decorrente da ação de membrana e carga resistente de cálculo total

De acordo com o sub-item 2.7, obtém-se $a = 1,0$, $n = 0,5$, $k = 1,0$, $A = B = 2666667 \text{ mm}^2$, $C = D = 0$ e $b = 1,65$. Com $d_1 = 42 \text{ mm}$ e $a_c = 3,76 \text{ mm}$, chega-se a $g_o = 0,82$. Finalmente, com os valores de b , g_o , d_1 , n , k e ainda com o deslocamento vertical $v = 438 \text{ mm}$, obtém-se:

$$e_{1m} = e_{2m} = 3,00$$

Calculando-se $\alpha = 0,43$ e $\beta = 0,05$, vem:

$$e_{1b} = e_{2b} = 0,95$$

Assim:

$$e_1 = e_{1m} + e_{1b} = 3,00 + 0,95 = 3,95$$

$$e_2 = e_{2m} + e_{2b} = 3,00 + 0,95 = 3,95$$

Pela Eq. (27):

$$e_{mb} = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2a^2} = 3,95 - \frac{3,95 - 3,95}{1 + 2 \times 1^2} = 3,95$$

Logo, a carga resistente de cálculo total do painel, dada pela Eq. (1), é:

$$q_{fi,Rd} = (3,95 \times 0,98) + 0,48 = 4,35 \text{ kN/m}^2$$

f) Condição de segurança



Deve ser atendida a condição:

$$q_{fi,Rd} \geq q_{fi,Sd}$$

Como $q_{fi,Rd} = 4,35 \text{ kN/m}^2$ e $q_{fi,Sd} = 4,20 \text{ kN/m}^2$, conclui-se que o projeto do painel sem a proteção das vigas internas apresenta a segurança estrutural em situação de incêndio necessária, para o TRRF de 90 minutos.

g) *Observação sobre a resistência das vigas de borda protegidas do painel*

Fazendo-se uma análise da distribuição da carga da laje para as vigas, pode-se concluir que as vigas de borda protegidas de direção X (paralelas às vigas internas sem proteção) do piso em consideração sofrerão uma majoração da carga solicitante de cálculo de 50%. Obviamente, deverão ser dimensionadas para suportar tal carregamento adicional. O valor da majoração foi obtido, de modo favorável à segurança, considerando-se as vigas internas com resistência nula.

As vigas de borda protegidas de direção Y (perpendiculares às vigas internas) sofrerão um alívio nos valores dos esforços solicitantes, por praticamente deixarem de receber as cargas transmitidas diretamente pelas vigas internas (o momento fletor, por exemplo, se reduz em 44%).

h) *Considerações finais*

A figura 9 mostra o percentual da carga vertical resistida pelas vigas mistas internas e pela laje em função de uma variação hipotética da temperatura do perfil de aço das vigas da temperatura ambiente até 1100°C. Nota-se que para temperatura de até 650°C, as vigas mistas recebem a carga da laje e, sozinhas, têm condições de resistir à totalidade da mesma. Mas à medida que a temperatura aumenta, ocorre uma transferência percentual da capacidade de resistência das vigas para a laje, ou seja, quanto maior a temperatura do aço, menor é a carga suportada pelas vigas e maior a suportada pela laje.

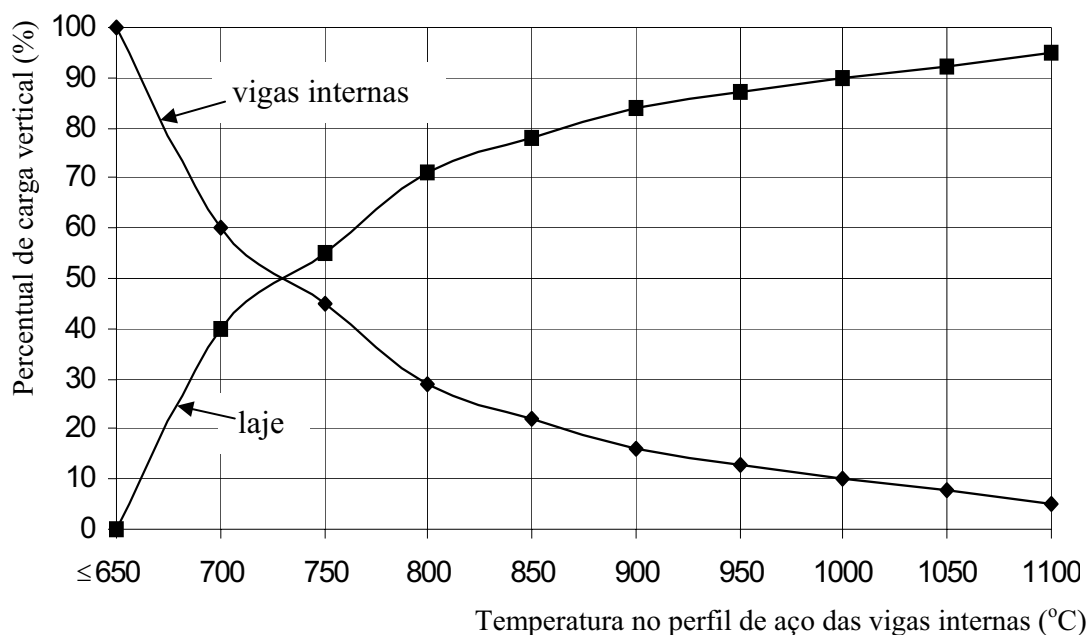


Figura 9 - Cargas Verticais Resistidas por Vigas e Laje em Função da Temperatura



É interessante notar que aumentando a área da malha e/ou a altura da laje mista e/ou a inércia dos perfis de aço das vigas, seria possível estabelecer painel com as vigas internas sem proteção de 16 m x 8 m ou até de 24 m x 8 m, reduzindo-se significativamente o gasto com material isolante térmico (estima-se uma redução de cerca de 40% no painel de 8 m x 8 m e de 55% no painel de 24 m x 8 m).

4- CONCLUSÕES

Com base neste trabalho, conclui-se que, utilizando-se o procedimento apresentado, que considera o comportamento conjunto de vigas mistas e lajes de concreto com fôrma de aço incorporada, as vigas internas podem ficar sem proteção passiva contra incêndio, mesmo quando dimensionadas para tempos de resistência ao fogo elevados, como 90 e 120 minutos.

O exemplo apresentado foi feito seguindo um padrão de construção usual no Brasil, com vigas com dimensões usualmente utilizadas por empresas brasileiras, e fôrma de aço fabricada no Brasil. Como as vigas internas dos painéis de laje de 8 m por 8 m deixaram de necessitar de material proteção contra incêndio, foi obtida uma economia da ordem de 50% no consumo e aplicação deste material. Esta economia poderia ter sido bastante ampliada caso se tivesse aumentado o tamanho dos painéis para 16 m ou 24 m por 8 m, por meio do uso de maior área da malha e/ou maior altura da laje mista e/ou maior inércia dos perfis de aço das vigas internas.

Foi demonstrado, também, que o procedimento apresentado, desenvolvido na Inglaterra com base nas normas européias, pôde ser adaptado às normas brasileiras, fornecendo resultados satisfatórios.

REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1999), “Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio”, NBR 14323 (Rio de Janeiro, ABNT).
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001), “Projeto de Estruturas de Concreto – Projeto de Revisão”, NBR 6118 (Rio de Janeiro, ABNT).
- Bailey, C. G. (2000), “Design of Steel Structures with Composite Slabs at the Fire Limit State”, Final Report, Building Research Establishment.
- Bailey, C. G. (2001), “Membrane action of unrestrained lightly reinforced concrete slabs at large displacements”, *Engineering Structures*, 23, 470-483.
- Bailey, C. G., Moore, D. B. (2000), “The structural behaviour of steel frames with composite floors slabs subject to fire: Part 1: Theory”, *The Structural Engineer*, 78, No.11.
- Bailey, C. G., Moore, D. B. (2000), “The structural behaviour of steel frames with composite floors slabs subject to fire: Part 2: Design”, *The Structural Engineer*, 78, No.11.
- British Standard Association (1990), “BS 5950: Structural Use of Steelwork in Building – Part 8: Code of Practice for Fire Resistant Design”.
- Hayes, B. (1968), “Allowing for membrane action in the plastic analysis of rectangular reinforced concrete slabs”, *Magazine of Concrete Research*, 20, No.65.
- International Organisation for Standardization (1985), “ISO 834: Fire Resistance Tests – Elements of Buildings Construction”.



Newman, G. M., Robinson, J.T., Bailey, C. G. (2000), “Fire Safe Design: A New Approach to Multi-Storey Steel-Framed Buildings”, The Steel Construction Institute.

AGRADECIMENTOS

À FAPEMIG e à USIMINAS, por terem tornado possível a execução e a apresentação deste trabalho.

Ao Dr. Colin Bailey, do BRE, Reino Unido, por ter disponibilizado informações e material bibliográfico, sem os quais este trabalho não poderia ter sido feito.