LEILA CRISTINA SANTOS CORDEIRO

**SOBRE AS LAJES MISTAS DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO
DE INCÊNDIO**

**São Paulo
2014**

LEILA CRISTINA SANTOS CORDEIRO

**SOBRE AS LAJES MISTAS DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO
DE INCÊNDIO**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para a
obtenção do título de Mestre em Engenharia

**São Paulo
2014**

LEILA CRISTINA SANTOS CORDEIRO

**SOBRE AS LAJES MISTAS DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO
DE INCÊNDIO**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para a obtenção do título de Mestre em
Engenharia

Área de Concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador:
Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva

**São Paulo
2014**

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, de setembro de 2014.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Cordeiro, Leila Cristina Santos

**Sobre as lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio / L.C.S. Cordeiro. -- São Paulo, 2014.
262 p.**

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Lajes 2.Estruturas mistas 3.Incêndio 4.Ação do fogo nas estruturas I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer ao Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva, pela sua orientação, apoio e críticas construtivas ao longo dessa pesquisa. Ao meu marido, Edwin, pela paciência, apoio e companheirismo. Aos meus pais, Amélia e Eraldo, por toda a minha vida.

Aos professores Ian Burgess, Roger Plank, Olivier Vassart, Louis Guy Cajot, Tony Abu pelas orientações valiosas ao longo desse trabalho. Aos colegas da Companhia do Metropolitano de São Paulo – METRO - Roberto Yazbek Júnior, Danton Soares Júnior, Audrey G. M. de Almeida e Nelson Lucio Nunes que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização dessa pesquisa.

Às secretárias da Coordenação de Pós-Graduação, Janete M. da Silva, Wandréa Dantas e Gessimara Fernandes.

Aos colegas Edson Zofrea Gusmões, Maria Fernanda Quintana Ytza, Igor Pierin, Jorge Velarde, muito obrigada.

RESUMO

A norma brasileira ABNT NBR 14323:2013 apresenta um método para o dimensionamento de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio. No entanto, esse procedimento não inclui o efeito do comportamento de membrana da laje. Usando a teoria de placas para grandes deslocamentos, esta pesquisa estabelece que as altas temperaturas podem induzir uma considerável ação de membrana de tração, auxiliando na segurança da laje em situação de incêndio. No desenvolvimento de uma ferramenta para o dimensionamento a partir do método analítico de lajes mistas em situação de incêndio, uma série de estudos foi desenvolvida para a análise do comportamento de membrana de tração a altas temperaturas. O método analítico mais conhecido é o método de Bailey. Comparações entre os métodos de Bailey e da ABNT NBR 14323:2013, e análises empregando os programas Vulcan e MACS+ foram realizadas. Neste trabalho, compararam-se resultados empregando o método de Bailey e do programa de computador MACS+, que teve por base o próprio método de Bailey. Como esperado, os resultados foram similares. Ainda, neste trabalho, realizaram-se alguns estudos numéricos empregando o método dos elementos finitos, por meio do programa de computador Vulcan e compararam-se resultados entre o método de Bailey e Vulcan. Uma investigação sobre possíveis simplificações da formulação da ABNT NBR 14323:2013 também foi realizada.

Palavras-chave: laje mista, incêndio, ação de membrana, método de Bailey, Vulcan, MACS+.

ABSTRACT

The Brazilian standard ABNT NBR 14323:2013 presents a method for the composite slabs fire design. However, it doesn't include the effect of the slab behaving as a membrane. Using the theory of plates for large displacements, the research establishes that high temperatures can induce a considerable tensile membrane action, assisting in the safety of the slab in fire. In developing a tool for the analytical method composite slabs fire design, some studies were made to analyze the behavior of tensile membrane at high temperatures. The most popular analytical method is the Bailey's method. In this study, analysis of the Bailey's methods, the Brazilian standard and the Vulcan and MACS+ software were performed and the results were compared. As expected, the results were similar. Still, in this work, there have been some numerical studies employing the finite element method, using the computer program Vulcan, and results were compared between the Bailey's method and Vulcan. An investigation about possible simplifications of the formulation presented by Brazilian standard were also developed.

Keywords: slab, fire, membrane action, Bailey's method, Vulcan, MACS+.

LISTA DE SÍMBOLOS

A_g : área bruta da seção transversal do perfil de aço

A_s^- : soma das áreas de todas as barras da armadura negativa

A_θ : módulo de elasticidade

a : relação de forma da laje L/ℓ

b : parâmetro que define o valor das forças de membrana

b_1, b_2, b_b : dimensões horizontais características da fôrma metálica

$b_{c,i}$: largura de cada fatia da laje

b_{ef} : largura efetiva da laje

b_{tr} : largura transformada da seção

C : forças de membrana resultantes de compressão no concreto por unidade de comprimento ao longo das charneiras plásticas

$c_0, c_1, c_2, c_3, c_4, c_5$: coeficientes para determinação da temperatura na armadura

c_a : calor específico do aço

c_m : calor específico do material de revestimento contra fogo

d : distância entre eixo da armadura negativa e face superior da laje

d_0, d_1, d_2, d_3, d_4 : coeficientes para determinação da temperatura-limite

E_s : módulo de elasticidade do aço a 20°C

E_θ : módulo de elasticidade do aço a uma temperatura θ

e_i : distância do centro de cada fatia ao eixo da armadura

e_j : espessura da fatia

$F_{Gi,k}$: valor característico da ação permanente i

F_{id} : força de cálculo no centro do elemento retangular i de aço ou concreto, sujeito a tensão constante

$F_{Q,exc}$: valor representativo da ação excepcional (ação térmica)

$F_{Qj,k}$: valor característico da ação variável j

F_{Sd} : valor de cálculo da ação

f : flecha da laje

f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão

$f_{y,\theta}$: resistência ao escoamento do aço a uma temperatura θ

f_y : resistência ao escoamento do aço a 20°C

f_{θ} : flecha decorrente do aquecimento

$g_{0,1}$, $g_{0,2}$: parâmetros que determinam a profundidade do bloco de tensão de compressão quando nenhuma força de membrana está presente

g_0 , g_1 , g_2 , g_3 , g_4 : coeficientes para determinação da temperatura nas partes da fôrma de aço

H : altura do perfil de aço

h : altura da laje

h_{ef} : altura efetiva da laje com fôrma de aço incorporada

h_F : altura da fôrma

h_u : altura da laje comprimida em situação de incêndio

h_w : altura da alma do perfil de aço

I_{0x} : momento de inércia da seção de concreto

K : coeficiente de ortotropia; relação entre a área de armadura no menor vão e a armadura no maior vão

k : parâmetro que define o valor das forças de membrana

$k_{c,\theta}$: fator de redução da resistência à compressão do concreto em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

$k_{s,\theta}$: fator de redução da resistência ao escoamento do aço da armadura passiva em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

k_{sh} : fator de correção para o efeito de sombreamento

k_t : relação entre a resistência à ruptura e a resistência ao escoamento

$k_{y,\theta}$: fator de redução da resistência ao escoamento do aço do perfil em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

L : maior vão da laje antes da deformação

L_c : comprimento da curva da laje deformada

L_{ef} : comprimento da charneira plástica descontando-se a largura efetiva da laje que atua com as vigas mistas do contorno

ℓ : menor vão do painel de laje

M_{Rd} : momento resistente à temperatura ambiente

$M_{fi,Rd}^+$: momento positivo resistente de cálculo

$M_{fi,Rd}^-$: momento negativo resistente de cálculo

$M_{fi,sd,viga,1}$, $M_{fi,sd,viga,2}$: momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio nas vigas secundárias e principais do painel

$M_{pd,fi,viga,sec}$: momento fletor de plastificação das vigas secundárias não revestidas do painel
 $M_{pd,fi,laje}$: momento fletor de plastificação da laje por unidade de comprimento da charneira plástica
 $M_{pd,fi,viga1}, M_{pd,fi,viga2}$: momento fletor de plastificação das vigas 1 e 2
 M_{pl} : momento fletor de plastificação da seção transversal
 M_{sd} : momento fletor solicitante de cálculo em temperatura ambiente
 N_s^- : força axial resistente da armadura negativa
 n : número de vigas secundárias do painel
 n_θ : expoente de encruamento do material
 p : carregamento uniformemente distribuído sobre a laje
 $q_{fi,d}$: carga uniformemente distribuída de cálculo
 $q_{pd,fi}$: capacidade resistente da laje em situação de incêndio
 $q_{pd,fi,laje,memb}$: capacidade resistente da laje em situação de incêndio devido às ações de membrana
 $q_{pd,fi,viga}$: capacidade resistente da laje com a contribuição da viga mista não revestida
 S : forças de membrana resultantes de cisalhamento no concreto por unidade de comprimento ao longo das charneiras plásticas
 T_0 : força resistente de tração da armadura por unidade de comprimento
 T_1, T_2 : forças de membrana de tração na armadura resultantes nos Elementos 1 e 2
 t_c : altura maciça do concreto
 $t_{c,i}$: espessura de cada fatia de concreto
 t_m : espessura do material de revestimento contra fogo
 t_w : espessura do perfil de aço
 u : perímetro exposto ao incêndio do elemento estrutural de aço
 u_{f1}, u_{f2} e u_{f3} : menores distâncias do eixo da barra da armadura em relação à fôrma de aço
 u_m : perímetro efetivo do material de revestimento contra fogo
 $V_{pd,fi,viga1}, V_{pd,fi,viga2}$: força cortante solicitante de cálculo das vigas 1 e 2 em situação de incêndio
 $V_{sd,q}$: força solicitante resistente de cálculo em temperatura ambiente
 V_{Rd} : força cortante resistente de cálculo em temperatura ambiente
 y_f : distância entre o eixo da armadura negativa e o centro geométrico do bloco comprimido
 y_i : distância de F_{id} até a LNP

y_G : distância da linha neutra elástica da viga mista ao CG do perfil

z_0 : braço de alavanca entre as resultantes de tração e compressão, respectivamente, do aço e do concreto, na seção transversal aquecida

α : ângulo entre alma da fôrma e o eixo horizontal em graus

α_c : coeficiente de dilatação térmica do concreto

α_E : razão modular

γ_g : coeficiente de ponderação das ações permanentes

$\gamma_{fi,a}$, γ_v e $\gamma_{fi,v}$: fatores de ponderação para o aço, para o aço dos conectores à temperatura normal e em situação de incêndio

Δt : intervalo de tempo

ε_θ : deformação específica

$\theta_{a,t}$: temperatura do aço no tempo t

$\theta_{c,1}$: temperatura na face superior da laje de concreto

$\theta_{c,2}$: temperatura na face inferior da laje de concreto

$\theta_{g,t}$: temperatura dos gases no tempo t

λ_m : condutividade térmica do material de revestimento contra fogo

ρ_a : massa específica do aço

ρ_m : massa específica do material de revestimento contra fogo

σ_θ : tensão

ϕ : fator de visada da mesa superior da fôrma

φ : fluxo de calor por unidade de área

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO.....	15
1.1. OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO	15
1.2. JUSTIFICATIVA DO TEMA.....	15
1.3. METODOLOGIA DA PESQUISA.....	16
1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	17
CAPÍTULO 2. LAJES MISTAS.....	19
2.1. ASPECTOS HISTÓRICOS.....	19
2.2. CONCEITUAÇÃO	24
2.3. FÔRMAS DE AÇO.....	27
CAPÍTULO 3. DIMENSIONAMENTO DE LAJES E VIGAS MISTAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO CONFORME ABNT NBR 14323:2013	29
3.1. CARREGAMENTO.....	29
3.2. DIMENSIONAMENTO DE LAJES MISTAS CONFORME ABNT NBR 14323:2013.....	30
3.2.1. <i>Lajes sem material de revestimento contra fogo em sua face inferior.....</i>	<i>32</i>
3.2.2. <i>Laje com fôrma de aço incorporada com material de revestimento contra fogo.....</i>	<i>42</i>
3.3. VIGAS MISTAS CONFORME ABNT NBR 14323:2013	43
3.3.1. <i>Determinação da temperatura do aço.....</i>	<i>44</i>
CAPÍTULO 4. DIMENSIONAMENTO DE LAJES E VIGAS MISTAS CONSIDERANDO O EFEITO DE MEMBRANA	48
4.1. CHARNEIRA PLÁSTICA	48
4.2. AÇÕES DE MEMBRANA E CATENÁRIA	50
4.2.1. <i>Ações de membrana.....</i>	<i>51</i>
4.3. COMPORTAMENTO DAS LAJES MISTAS EM INCÊNDIO	56
4.4. MÉTODO DE BAILEY	63
4.5. DESLOCAMENTOS TÉRMICO E MECÂNICO	64
4.6. CONSIDERAÇÃO DA AÇÃO DE MEMBRANA DE TRAÇÃO NO MÉTODO DE BAILEY	67
4.6.1. <i>Determinação do parâmetro k.....</i>	<i>69</i>
4.6.2. <i>Determinação do parâmetro b.....</i>	<i>71</i>
4.6.3. <i>Majoração da capacidade resistente decorrente das forças de membrana.....</i>	<i>74</i>
4.7. RUPTURA DO CONCRETO À COMPRESSÃO	76
4.8. VIGAS MISTAS – CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	77
4.8.1. <i>Vigas secundárias não revestidas.....</i>	<i>77</i>
4.8.2. <i>Vigas revestidas do contorno do painel.....</i>	<i>77</i>
4.8.3. <i>Vigas não revestidas com vigas de contorno em ambos os lados.....</i>	<i>79</i>
4.8.4. <i>Vigas não revestidas com vigas de contorno em dois lados do painel em situação de incêndio... 82</i>	
4.8.5. <i>Capacidade resistente da laje considerando as vigas mistas não revestidas em situação de incêndio 86</i>	
CAPÍTULO 5. PROGRAMAS EMPREGADOS NA ANÁLISE DE LAJES MISTAS.....	89
5.1. PROGRAMA VULCAN.....	89
5.1.1. <i>Aplicações do Vulcan</i>	<i>94</i>
5.1.2. <i>Limitações.....</i>	<i>94</i>
5.2. PROGRAMA MACS+	95
5.2.1. <i>Zonas de dimensionamento da laje.....</i>	<i>96</i>
5.2.2. <i>Laje de pavimento e vigas.....</i>	<i>98</i>

5.2.3.	<i>Dimensionamento em situação de incêndio das vigas perimetrais do painel da laje</i>	99
--------	--	----

CAPÍTULO 6. DIMENSIONAMENTO DE LAJE MISTA DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO 100

6.1.	APLICAÇÃO DA ABNT NBR 14323:2013	100
6.1.1.	<i>Isolamento e estanqueidade</i>	101
6.1.2.	<i>Condição de segurança</i>	101
6.1.3.	<i>Determinação do momento positivo resistente</i>	102
6.1.4.	<i>Determinação do momento negativo resistente</i>	103
6.1.5.	<i>Verificação da segurança</i>	105
6.1.6.	<i>Dimensionamento de vigas mistas em situação de incêndio</i>	110
6.1.7.	<i>Perfil W 460 x 89</i>	112
6.1.8.	<i>Perfil W 410 x 60</i>	117
6.2.	APLICAÇÃO DO MÉTODO DE BAILEY	123
6.2.1.	<i>Dimensionamento da laje: Painel A</i>	126
6.2.2.	<i>Dimensionamento da laje: Painel B</i>	146
6.3.	MODELAGENS REALIZADAS A PARTIR DO PROGRAMA MACS+	155
6.3.1.	<i>Comparação dos resultados do método de Bailey e MACS+</i>	163
6.4.	MODELAGENS REALIZADAS A PARTIR DO PROGRAMA VULCAN	167
6.4.1.	<i>Geometria das lajes e vigas</i>	168
6.4.2.	<i>Carregamento</i>	171
6.4.3.	<i>Propriedades dos materiais</i>	173
6.4.4.	<i>Modelo de incêndio-padrão</i>	178
6.4.5.	<i>Emissividade</i>	178
6.4.6.	<i>Convecção</i>	178
6.5.	MODELO NUMÉRICO	179
6.5.1.	<i>Painel de 9 m x 9 m</i>	183
6.5.2.	<i>Painel de 9 m x 12 m</i>	184
6.6.	CONSIDERAÇÃO DA CONTINUIDADE DOS PAINÉIS	187
6.6.1.	<i>Painel de 9 m x 9 m</i>	187
6.6.2.	<i>Painel de 9 m x 12 m</i>	189
6.7.	COMPARAÇÕES MÉTODO DE BAILEY E PROGRAMA VULCAN	192
6.8.	COMPARAÇÃO ENTRE O MÉTODO DE BAILEY E RESULTADOS EXPERIMENTAIS DO UNDERWRITERS LABORATORIES (UL)	193

CAPÍTULO 7. ANÁLISE SOBRE SIMPLIFICAÇÕES DO PROCEDIMENTO DA ABNT NBR 14323:2013 197

7.1.	CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR NEGATIVO	198
7.1.1.	<i>Força de tração na armadura</i>	199
7.1.2.	<i>Força de compressão nas fatias (de 5 mm) da laje</i>	199
7.1.3.	<i>Cálculo do momento fletor resistente</i>	200
7.1.4.	<i>Força de tração na armadura</i>	201
7.1.5.	<i>Força de compressão nas fatias (de 5 mm) da laje</i>	201
7.1.6.	<i>Cálculo do momento fletor resistente</i>	202
7.2.	CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR POSITIVO	203

CAPÍTULO 8. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	209
8.1. CONCLUSÕES	209
8.2. RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	211
REFERÊNCIAS	213
A. APÊNDICE	222
A.1. DIMENSIONAMENTO DE LAJES MISTAS CONFORME ABNT NBR 8800:2008.....	222
A.1.1. <i>Momento fletor positivo resistente</i>	223
A.1.2. <i>Momento fletor negativo resistente</i>	226
A.1.3. <i>Cisalhamento longitudinal</i>	227
A.1.4. <i>Cisalhamento vertical</i>	229
A.1.5. <i>Punção</i>	230
A.1.6. <i>Fissuração do concreto</i>	232
A.1.7. <i>Deslocamento Vertical</i>	232
A.1.8. <i>Forças concentradas ou lineares</i>	232
A.2. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS CONFORME ABNT NBR 8800:2008	235
A.2.1. <i>Interação completa e interação parcial</i>	235
A.2.2. <i>Determinação de propriedades elásticas</i>	236
A.2.3. <i>Interação parcial</i>	238
A.2.4. <i>Determinação do esforço resistente de cálculo da seção à plastificação pelo momento fletor...</i>	239
A.2.5. <i>Interação completa</i>	239
B. APÊNDICE - ESTUDO DE CASO DE PAINEL DE LAJE MISTA DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	242
B.1. INTRODUÇÃO	242
B.2. VERIFICAÇÃO CONFORME ABNT NBR 14323:2013	244
B.2.1. <i>Isolamento e estanqueidade</i>	244
B.2.2. <i>Condição de segurança</i>	245
B.2.3. <i>Determinação do momento positivo resistente</i>	246
B.2.4. <i>Determinação do momento negativo resistente</i>	248
B.2.5. <i>Verificação da segurança</i>	250
B.3. VERIFICAÇÃO PELO MÉTODO DE BAILEY	250
B.3.1. <i>Efeito de membrana</i>	250
B.3.2. <i>Aplicação do método de Bailey</i>	251
B.3.3. <i>Mezanino com tela eletrossoldada</i>	252
B.3.4. <i>Carregamentos aplicados nas vigas periféricas em situação de incêndio</i>	255
B.3.4.1. <i>Vigas periféricas secundárias:</i>	255
B.3.4.2. <i>Vigas periféricas principais:</i>	255
B.3.4.3. <i>Comparação entre método de Bailey e resultados experimentais UL</i>	255
B.3.5. <i>Alteração na armadura do mezanino</i>	258
B.4. VERIFICAÇÃO EM INCÊNDIO EMPREGANDO O PROGRAMA VULCAN	259
B.5. CONCLUSÕES	261

Capítulo 1. INTRODUÇÃO

1.1. Objetivo da Dissertação

O objetivo geral desta Dissertação consiste no estudo do comportamento das lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio, com o intuito de contribuir para a pesquisa sobre estruturas mistas.

Têm-se como objetivos específicos:

- Analisar os métodos para o dimensionamento das lajes mistas em situação de incêndio envolvendo o procedimento detalhado na ABNT NBR 14323:2013 (o qual não inclui os efeitos de forças de membrana) e métodos que incluem o efeito de membrana (método de Bailey, programa MACS+, programa de elementos finitos Vulcan);
- Comparar os resultados dos métodos que incluem o efeito de membrana;
- Verificar a viabilidade de simplificações do método proposto pela ABNT NBR 14323:2013.

1.2. Justificativa do Tema

Ao longo dos anos, diversos países sofreram desastres envolvendo incêndios. Perdas humanas e materiais provocaram o aumento da conscientização da importância desse tema, objetivando a proteção da vida humana, da segurança das equipes de resgate e do patrimônio de terceiros. Ao mesmo tempo tem crescido o grau de exigência tanto das normas quanto do Corpo de Bombeiros.

É possível encontrar o dimensionamento de elementos estruturais em situação de incêndio tanto em normas nacionais quanto internacionais. A ABNT NBR 14323:2013 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio – recentemente revisou a versão de 1999, merecendo destaque neste trabalho.

Essa Norma estabelece as condições exigíveis para o projeto em situação de incêndio das estruturas de aço e das estruturas mistas de aço e concreto de edificações abrangidas pela ABNT NBR 8800:2008 e pela ABNT NBR 14762:2010. Além dessas, a norma ABNT NBR 15200:2012 - Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – também foi recentemente revisada, mostrando a relevância do tema. Adicionalmente, a norma ABNT NBR 15575:2013 – Edificações habitacionais – Desempenho – estabelece que o usuário de qualquer edificação tenha direito à segurança contra incêndio.

Entre os métodos de dimensionamento não detalhados na ABNT NBR 14323:2013 têm-se aqueles que consideram o efeito de membrana em situação de incêndio de lajes mistas; isso pode dispensar o revestimento contra fogo nas vigas secundárias, mas aumenta o carregamento nas vigas principais. Esse efeito pode ser incluído a partir de métodos manuais simplificados, como o proposto por Bailey (Bailey e Moore, 2000a, b), ou a partir de ensaios (Bailey et al. 1996; Plank et al. 1996; Burgess e Plank, 1998; Huang et al. 1999b, 2000b).

A análise e apresentação dos diversos métodos, uma comparação entre resultados e propostas de simplificações justificam esta Dissertação.

1.3. Metodologia da Pesquisa

Após uma extensa pesquisa bibliográfica sobre o tema da dissertação o trabalho prosseguirá com o estudo do dimensionamento das lajes mistas à temperatura ambiente conforme apresentado na ABNT NBR 8800:2008.

Na sequência, parte-se para a compreensão do dimensionamento de lajes mistas em situação de incêndio, conforme método analítico apresentado na ABNT NBR 14323:2013, para fôrma de aço sem revestimento contra fogo.

Para a análise do modelo que envolve o efeito de membrana, além do procedimento manual desenvolvido por Bailey e Moore (2000a, b), serão empregados os programas de computador Vulcan, desenvolvido na Universidade de Sheffield e MACS+ (Ação de Membrana e

Estruturas Mistas em Situação de Incêndio), desenvolvido pela ArcelorMittal (na figura do Dr. Olivier Vassart) em parceria com o *Centre Technique Industriel de la Construction Métallique* (CTICM, França, na figura do Dr. Bin Zhao).

Finalmente, os resultados de todos os métodos serão comparados e discutidos.

Paralelamente, será realizado um estudo para verificação de possíveis simplificações referentes à determinação do momento positivo das lajes mistas (adotando-se ou não a redução de resistência do concreto comprimido) e à consideração de uma laje sem nervuras com uma espessura equivalente. Essas simplificações, não incluídas na ABNT NBR 14323:2013, serão analisadas a partir de simulações numéricas.

1.4. Estrutura da Dissertação

A introdução deste trabalho, bem como objetivos, justificativa e metodologia são apresentados no capítulo 1. A conceituação sobre laje mista e aspectos históricos é apresentada no capítulo 2. O capítulo 3 apresenta o dimensionamento da laje mista em situação de incêndio, conforme a norma brasileira ABNT NBR 14323:2013, enquanto o capítulo 4 aborda métodos de dimensionamento que consideram o comportamento de membrana da laje.

As modelagens realizadas a partir dos programas de computador Vulcan e MACS+ são apresentadas no capítulo 5. O capítulo 6 apresenta exemplos de cálculo a partir das considerações da ABNT NBR 14323:2013, método de Bailey, programa MACS+ e programa de elementos finitos Vulcan, a comparação dos modelos de cálculo a partir do método de Bailey e Vulcan e entre o método de Bailey e *Underwriters Laboratories*. No capítulo 7 são apresentadas simplificações propostas a partir de exemplos.

Conclusões e propostas de trabalhos futuros é tema do capítulo 8. Na sequência apresenta-se a bibliografia da dissertação. Em apêndice serão apresentados os critérios de dimensionamento

à temperatura ambiente conforme a ABNT NBR 8800:2008 e estudo de caso de painel de laje em situação de incêndio.

Capítulo 2. LAJES MISTAS

2.1. Aspectos históricos

A história da construção mista está intimamente relacionada com a do concreto armado (Knowles, 1973). Apesar de o concreto ter sido executado inicialmente pelos romanos com cimentos de ocorrência natural, não era possível seu emprego em situações estruturais. A descoberta de um cimento hidráulico resistente o suficiente para ser considerado como um elemento estrutural por Aspdin apud Knowles (1973) em 1824 foi a precursora do concreto armado que conhecemos hoje. Uma patente para uso do concreto em edificações é desenvolvida em 1854 e casos isolados de seu uso como material estrutural em edificações ocorre na Inglaterra após 1860. No entanto, tentativas para fazer uso das propriedades estruturais do concreto armado na Inglaterra apresentou pouco sucesso, principalmente como um material à prova de fogo associado ao aço estrutural.

Grandes incêndios em edifícios em madeira eram comuns na Idade Média, mas os efeitos eram muito menos severos do que no período posterior à Revolução Industrial, quando as cidades se expandiram de maneira desordenada e as fábricas construídas apresentavam grandes riscos de incêndio.

Quando o uso do aço tornou-se uma alternativa viável, por volta de 1790, com a confecção das primeiras vigas e pilares em ferro fundido, engenheiros e arquitetos acreditavam que edifícios à prova de fogo haviam se tornado uma realidade. Todavia, o severo efeito de elevadas temperaturas sobre a capacidade resistente do material logo foi constatada. A partir dos anos de 1800 diversos sistemas de revestimento contra incêndio foram propostos (Figura 2.1a). Os principais sistemas são aqueles que empregam concreto (Figura 2.1b). O peso do concreto era mantido por tijolos em arco, perfis metálicos ou outros meios, de forma que não trabalhava estruturalmente no vão entre as vigas, mas apenas como revestimento do aço contra incêndio. O peso do pavimento impunha elevado carregamento sobre as vigas de apoio, sem qualquer ação estrutural de compensação.

Figura 2.1 - Pisos revestidos contra incêndio (Knowles, 1973)

Os métodos de dimensionamento da época tratavam o concreto como uma sobrecarga dos perfis metálicos. Por volta dos anos de 1900 o concreto armado passa a ser empregado de forma estrutural na Inglaterra, mas as equações de dimensionamento não eram adequadas para essa nova configuração. Havia uma convicção de que a execução de pisos revestindo as vigas com concreto representava parte considerável da capacidade resistente da estrutura. Em termos de eficiência estrutural um alto preço estava sendo pago para a construção à prova de fogo.

Pouco antes da Primeira Guerra Mundial, o escritório de estruturas metálicas *Redpath Brown and Company* decidiu instituir uma série de ensaios no *National Physical Laboratory*, localizado no Reino Unido, que forneceria dados oficiais sobre vigas mistas empregadas em pavimentos; no entanto, devido à guerra os ensaios não foram concluídos até 1923. Tais ensaios indicaram a capacidade resistente majorada que acompanha o efeito.

Em 1925, Scott apud Knowles (1973), que originalmente sugeriu a investigação experimental, apresentou uma análise dos resultados dos ensaios, derivando também equações que poderiam ser usadas no projeto de vigas para pavimentos mistos, que incluíam a consideração do efeito misto. Em um trabalho seguinte, Caughey e Scott apud Knowles (1973) estenderam a teoria

do dimensionamento para lidar com o problema do concreto da laje sobre a mesa superior da viga de aço.

Isso foi um desenvolvimento particularmente significativo, especialmente à medida que eles apontaram a necessidade para alguma forma de conexão mecânica de cisalhamento entre a viga e a laje; essa conexão poderia ser fornecida por um dispositivo simples, tal como elementos rebitados ou soldados ou extremidades de parafusos espaçados em intervalos a partir das extremidades da viga. Deformações e cisalhamento foram tratados, tabelas para dimensionamento foram fornecidas e uma distinção foi feita entre os casos de carregamento para lajes escoradas até a cura do concreto e casos de lajes não escoradas.

Paralelamente, uma série de ensaios de vigas e lajes mistas foi realizada no Canadá em 1922 (Knowles, 1973) sob coordenação da *Dominion Bridge Company*. A laje ensaiada é mostrada na Figura 2.2. Em alguns casos os ensaios foram mais avançados que aqueles realizados no *National Physical Laboratory*, uma vez que o carregamento foi distribuído de uma forma que causasse momento negativo nas lajes sobre as vigas e lajes armadas.

Figura 2.2 - Ensaio canadense de viga (Knowles, 1973)

Adicionalmente, um ensaio de vibração de dois dias, no qual um misturador de concreto foi utilizado continuamente sobre a laje, foi realizado. O relatório da investigação forneceu formulações para o dimensionamento elástico de vigas mistas. Em 1930 poderia ser dito que aqueles ensaios iniciais estabeleceram a capacidade resistente de sistemas de vigas de aço e

lajes de concreto. Métodos de dimensionamento elástico com base na teoria convencional das vigas foram desenvolvidos e os sistemas mistos começaram a atrair a atenção de projetistas.

Uma revisão abrangente das pesquisas realizadas em diversos países, desde os primórdios até os anos de 1960, foi publicada por Viest et al. (1958), e uma revisão similar foi realizada por Johnson apud Knowles (1973), abrangendo o período entre 1960 e 1969. O uso deliberado da ação mista entre a viga de aço e o concreto começa a ser empregado logo após a realização dos ensaios na Inglaterra e Canadá em 1922; tal aplicação foi com concreto envolvendo o perfil de aço, demandando um perfil de aço menor do que se o mesmo não recebesse o revestimento.

Não é comum na indústria que se mude muito rapidamente os métodos executivos, mesmo que eles se mostrem mais econômicos. No entanto, diversas pontes e edificações foram executadas em estruturas mistas em diversos países entre 1922 e 1939. Na Austrália, um artigo de Knight apud Knowles (1973) apresenta uma ponte em laje e viga mestra mistas, executada em 1934, com todo o detalhamento de conectores de cisalhamento, escoramento das vigas mestras e efeito da variação da relação modular das propriedades da seção mista e protensão das vigas mestras.

A primeira norma tratando de pontes mistas (*American Association of State Highway Officials - AASHO*) foi publicada somente em 1944. Com essa publicação, o reconhecimento oficial e um método de dimensionamento aprovado estavam disponíveis para os projetistas, e logo diversas pontes em elementos mistos estavam sendo executadas nos EUA. A solidez dos princípios básicos de dimensionamento foi demonstrada, mas um grande volume de pesquisas simultâneas mostrava que era necessário tomar certos cuidados com alguns detalhes do dimensionamento. Por essa razão, uma nova especificação AASHTO foi publicada em 1957 e novamente em 1961.

Outro país a realizar grandes desenvolvimentos em estruturas mistas foi a Alemanha. Lá, em virtude da escassez do aço após o fim da Segunda Guerra Mundial, os projetistas foram obrigados a adotar métodos de dimensionamento mais econômicos para serem capazes de reconstruir as diversas pontes destruídas durante o período.

Com duas importantes normas disponíveis (a norte-americana e a alemã) outros países começaram a elaborar as suas próprias. A norma americana era, em diversos aspectos, mais simples do que a alemã; possivelmente porque o aço era muito mais facilmente obtido nos EUA, os norte-americanos não se detiveram nas complexidades estruturais ou análises detalhadas essenciais para os alemães. Eles preferiram evitar dificuldades do uso de vigas contínuas ou pavimentos protendidos que na prática alemã mostrou-se necessária para atingir a máxima economia de materiais.

Segundo Alva (2000), o sistema de lajes mistas apareceu na Europa no final da década de 50, com o emprego de fôrmas de aço corrugadas apoiadas em vigas de aço. A interação entre a fôrma de aço e o concreto realizava-se somente por atrito. Ao longo de seu desenvolvimento vergalhões passaram a ser soldados nas fôrmas para possibilitar a aderência necessária. Na tentativa de evitar esse trabalho, perfis com reentrâncias e corrugações de alma e mesa passaram a ser fabricados.

A utilização de lajes mistas em edifícios aumentou exponencialmente na Europa nos últimos 20 anos em virtude do elevado desempenho estrutural e economia da solução, paralelamente com o desenvolvimento da normatização europeia para projetos de estruturas mistas.

As primeiras construções mistas no Brasil foram realizadas entre as décadas de 50 e 60, com o crescente desenvolvimento ao longo dos anos dos sistemas empregando vigas e lajes mistas; isso é o que existe de mais econômico na execução de pisos mistos em aço e concreto. Entre outras razões para a adoção dos sistemas mistos destacam-se a redução de tempo de execução promovida pela redução de escoramentos e a não necessidade de remoção de fôrmas, uma vez que a fôrma trapezoidal de trabalho permanecerá no local após a concretagem, e a diminuição da armadura necessária; a estrutura acaba sendo mais leve que soluções executadas somente em concreto.

As estruturas mistas aparecem em norma no Brasil a partir de 1986, com a publicação da ABNT NBR 8800 - “Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios”, abordando o dimensionamento e execução de vigas mistas. Posteriormente, foi publicada a ABNT NBR 14323:1999 - “Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio”.

Nessa norma, foram incluídos os procedimentos de dimensionamento para pilares e lajes mistos, a fim de que pudessem ser referenciados na parte alusiva à segurança contra incêndio das estruturas mistas. Ela foi revisada no ano de 2013, mantendo apenas a parte referente a incêndio; os procedimentos para o dimensionamento à temperatura ambiente foram transferidos para a ABNT NBR 8800:2008. Tais publicações contribuíram para a divulgação e disseminação do uso de lajes com fôrma de aço incorporada no mercado brasileiro.

2.2. Conceituação

Lajes mistas consistem na associação de fôrmas de aço perfiladas – com perfil nos formatos reentrante ou trapezoidal - e concreto armado moldado no local. Apesar de ambos os formatos serem apresentados na ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14323:2013, no mercado brasileiro existe somente o perfil trapezoidal. A fôrma de aço age não somente como uma fôrma de trabalho na fase de execução, mas também provê vinculação ao concreto quando esse adquire rigidez, por meio da transferência do cisalhamento horizontal, para que ambos trabalhem como um elemento misto.

Lajes e vigas mistas são usadas, normalmente, associadas a pilares de aço nos mais diversos tipos de edificações – edifícios comerciais, industriais, *shoppings*, hospitais, etc. – devido à rapidez da construção e economia estrutural geral que podem ser atingidas.

A chapa metálica trapezoidal – perfil empregado no Brasil – possui duas características principais: a primeira é a dispensa de execução de fôrmas, o que reduz ou mesmo elimina a quantidade de escoramentos na fase de execução. Após a cura do concreto, a chapa metálica é incorporada ao sistema misto como armadura de tração da laje para sobrecargas em serviço, quando ambos os materiais trabalham como um único elemento estrutural. Apesar de mais comumente usada em edifícios com aço, as lajes mistas também podem ser utilizadas com paredes de alvenaria ou componentes de concreto.

Para a ocorrência da interação entre os materiais, após terem sido combinados a fôrma de aço e o concreto deve haver a capacidade de transmissão do cisalhamento longitudinal que ocorre na interface entre os materiais, o que pode ser conseguido por meio de: 1) ligação mecânica

promovida entre os dois elementos por meio das mossas existentes nas fôrmas de aço trapezoidais (Figura 2.3); 2) ligação por atrito, devido ao confinamento do concreto nas fôrmas de aço com cantos reentrantes (Figura 2.3).

Figura 2.3 - Lajes com fôrma de aço incorporada (ABNT NBR 8800:2008)

Os principais benefícios desse tipo de construção são:

➤ Velocidade da construção

Um conjunto de fôrmas pode ser posicionado na estrutura por guindastes e os perfis individuais instalados manualmente. A partir desse processo, o uso do guindaste é reduzido, e mais de 400 m² de fôrmas podem ser instaladas em apenas um dia por uma equipe, dependendo da configuração da edificação (Rackham et al., 2009).

O uso das fôrmas como plataforma de trabalho acelera o processo de execução. A armadura necessária é mínima e grandes áreas de piso podem ser concretadas rapidamente.

➤ Segurança da construção

A fôrma de aço fornece uma plataforma de trabalho segura e age como “bandeja de proteção” contra queda de objetos nos trabalhadores situados abaixo dela.

➤ Economia no transporte

As fôrmas são leves e enviadas a campo já cortadas no comprimento para uso. Tipicamente, um caminhão pode transportar cerca de 1000 m² de fôrma (Rackham et al., 2009). Portanto, um menor número de entregas é necessário quando comparado a outras formas de construção de lajes.

➤ Estabilidade estrutural

A laje com fôrma de aço incorporada age como uma efetiva restrição lateral para as vigas, a partir de conectores fixados a ela e que tenham sido projetados para suportar os carregamentos.

➤ Construção mais leve

A contenção lateral das vigas mistas significa que pisos de menor espessura podem ser obtidos. Isso pode conduzir a pisos mais leves, mais ambientes para acomodar serviços, ou mais andares para o mesmo peso global.

➤ Sustentabilidade

O aço apresenta a vantagem de ser reciclado diversas vezes sem perder suas propriedades inerentes. Isso torna a construção mista uma solução sustentável. Sustentabilidade é um fator chave para clientes e, ao menos 94% (Rackham et al., 2009) de todos os produtos de aço para a construção podem ser reutilizados ou reciclados após a demolição de uma edificação (tanto perfis metálicos quanto vergalhões empregados em elementos de concreto armado).

Entre as limitações do sistema é possível destacar as apresentadas a seguir (Perfilor, 2005):

- Pavimentos onde os carregamentos dinâmicos interferem na união entre a fôrma de aço e o concreto;
- O uso de aditivos à base de cloretos para aceleração da cura do concreto deve ser evitado, uma vez que estes atacam a galvanização das chapas de aço;
- A fôrma de aço deverá ser desprezada quando empregada em áreas costeiras, sendo necessário o emprego de armaduras de reforço;
- A fôrma de aço deverá ser desprezada quando é realizado o dimensionamento para o Estado Limite de Incêndio, sendo necessário o emprego de armaduras de reforço em função do TRRF estipulado.

2.3. Fôrmas de aço

A fôrma de aço (Johnson, 2008) apresenta resistência ao escoamento (f_{yF}) variando entre 235 N/mm² e 460 N/mm², em perfis cuja profundidade da nervura varia entre 45 mm a 200 mm, e com uma vasta gama de formatos. A espessura das chapas varia entre 0,8 mm e 1,5 mm, e sua proteção contra corrosão consiste em um revestimento de zinco de 0,02 mm de espessura em cada face (para revestimentos do aço do tipo Z180 e Z275). Propriedades elásticas do material podem ser assumidas como as de um aço estrutural.

Existem diversos perfis de aço comercializados ao redor do mundo, apresentando diversas características geométricas (distância entre nervuras, cobrimento lateral, largura, mossa, etc.). No caso dos perfis trapezoidais (Figura 2.4 e Figura 2.5), a ligação é mecânica e ocorre por meio de mossa (espécie de ranhuras) nas peças. Já nos perfis com cantos reentrantes (Figura 2.3) a ligação acontece por meio do atrito causado pelo confinamento do concreto nas reentrâncias da fôrma. As fôrmas podem ser pintadas, na face inferior, com tinta eletrostática.

No Brasil, os principais fornecedores de fôrmas de aço são Metform (Figura 2.4) e Perfilor (Figura 2.5); ambos fornecem apenas perfis trapezoidais, com altura de fôrma variando entre 50 e 75 mm e espessura de chapa de 0,80, 0,95 e 1,25 mm e resistência ao escoamento de 280 MPa (Metform) e 380 MPa (Perfilor).

Figura 2.4 - Características geométricas do perfil Steel Deck MF75 (Catálogo técnico da Metform, 2000)

Figura 2.5 - Características geométricas do perfil Polydeck 59S (Catálogo técnico da Perfilor, 2005)

A geometria da fôrma de aço deve atender aos seguintes critérios:

- Maximizar a eficiência da seção transversal na flexão (momentos positivo e negativo);
- Trabalhar de forma conjunta com o concreto a partir de saliências ou mossas presentes na fôrma;
- Transferir de maneira eficiente o cisalhamento horizontal entre concreto e fôrma de aço na laje mista.

Capítulo 3. DIMENSIONAMENTO DE LAJES E VIGAS MISTAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO CONFORME ABNT NBR 14323:2013

O anexo C da ABNT NBR 14323:2013 se refere ao dimensionamento em situação de incêndio por método simplificado de lajes mistas de aço e concreto, apoiadas na direção perpendicular às nervuras e expostas ao incêndio-padrão.

O dimensionamento de vigas mistas previstas pela ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010 em situação de incêndio pelo método simplificado é apresentado no Anexo A da ABNT NBR 14323:2013.

3.1. Carregamento

O carregamento considerado foi separado em duas partes. A primeira parte trata do peso próprio dos elementos e carregamentos impostos à laje, considerando os coeficientes para o Estado-Limite de Incêndio (combinação última das ações); a segunda parte representa o carregamento térmico aplicado na laje. O carregamento térmico foi representado especificando-se a distribuição da temperatura ao longo da espessura da laje por todo o TRRF considerado. A recomendação da ABNT NBR 14323:2013, para combinação última das ações é apresentada nas Equações 3.1, 3.2 e 3.3.

- Em locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,21 F_{Q,k} \quad (3.1)$$

- Em locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,28 F_{Q,k} \quad (3.2)$$

- Em bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,42 F_{Q,k} \quad (3.3)$$

onde:

F_{Sd} : valor de cálculo da ação;

$F_{Gi,k}$: valor característico da ação permanente i ;

$F_{Q,exc}$: valor representativo da ação excepcional (ação térmica);

$F_{Qj,k}$: valor característico da ação variável j ;

γ_g : coeficiente de ponderação das ações permanentes (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 - Coeficientes de ponderação das ações permanentes diretas consideradas separadamente (ABNT NBR 14323:2013)

<i>Ações permanentes diretas</i>	<i>γ_g</i>
Peso próprio de estruturas metálicas	1,10
Peso próprio de estruturas pré-moldadas, moldadas no local e elementos industrializados e empuxos permanentes	1,15
Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,20
Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	1,30

3.2. Dimensionamento de lajes mistas conforme ABNT NBR 14323:2013

O primeiro ponto a ser verificado para o dimensionamento de uma laje mista em situação de incêndio é identificar se a fôrma de aço da laje necessitará ou não de um revestimento contra fogo em sua face inferior. Tal aspecto será mais bem detalhado no item 3.2.2.

Considera-se que a laje apresenta resistência ao fogo por um determinado período de tempo, quando os critérios de isolamento, estanqueidade e estabilidade são atendidos, para uma curva padronizada temperatura-tempo de aquecimento (incêndio-padrão), durante tal período.

Ensaio de incêndio realizados em diversos laboratórios (ECCS, 1983) constataram que lajes mistas simplesmente apoiadas apresentavam a capacidade de resistir a um ensaio de incêndio-

padrão de pelo menos 30 minutos. Essa propriedade é considerada no dimensionamento conforme ABNT NBR 14323:2013, que se baseia na ABNT NBR 8800:2008.

A ABNT NBR 14323:2013 considera o critério de isolamento térmico atendido quando a laje mista apresenta altura efetiva h_{ef} de acordo com a Tabela 3.2 (ABNT NBR 14323:2013). O TRRF é o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo sujeito ao incêndio-padrão (ABNT NBR 14432:2001). Os valores apresentados nas Tabelas 3.2 a 3.7, apresentadas na ABNT NBR 14323:2013, são uma compilação de resultados de ensaios realizados entre 1983 e 1991 em lajes planas de concreto armado (Newman, 1991, ECCS, 1983).

Tabela 3.2 - Espessura efetiva mínima da laje em função do TRRF (ABNT NBR 14323:2013)

<i>TRRF</i> <i>min</i>	<i>Espessura efetiva mínima</i> <i>h_{ef}</i> <i>mm</i>
30	60
60	80
90	100
120	120
180	150

A laje mista pode ser projetada preestabelecendo as dimensões necessárias em função do tempo requerido de resistência ao fogo. A altura efetiva consiste na média aritmética que leva em consideração a fôrma trapezoidal da laje e é calculada a partir do conjunto de Equações 3.4.

$$h_{ef} = t_c + \frac{h_F}{2} \left(\frac{b_1 + b_b}{b_1 + b_2} \right), \text{ para } \frac{h_F}{t_c} \leq 1,5 \text{ e } t_c > 40 \text{ mm} \quad (3.4)$$

$$h_{ef} = t_c \left(1 + 0,75 \times \left(\frac{b_1 + b_b}{b_1 + b_2} \right) \right), \text{ para } \frac{h_F}{t_c} > 1,5 \text{ e } t_c > 40 \text{ mm}$$

onde:

h_{ef} : altura efetiva (em mm) da laje com fôrma de aço incorporada;

h_F : altura da fôrma (em mm);

t_c : altura maciça do concreto (em mm);

b_1, b_2, b_b : dimensões horizontais características da fôrma metálica (Figura 3.1).

Figura 3.1 - Dimensões da seção transversal da laje (ABNT NBR 14323:2013)

3.2.1. Lajes sem material de revestimento contra fogo em sua face inferior

O dimensionamento de lajes mistas contínuas baseia-se no mecanismo de ruptura plástica e é possível assumir a redistribuição dos momentos positivo e negativo em situação de incêndio. A capacidade resistente das lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio pode ser determinada pela análise plástica global, considerando os valores de momento positivo e negativo resistentes de cálculo ($M_{fi,Rd}^+$ e $M_{fi,Rd}^-$).

Além disso, deve-se levar em consideração também os possíveis modos de colapso, que dependem da existência ou não de armaduras positiva (dentro da nervura) ou negativa no interior do concreto. É importante destacar que não este sendo considerada a contribuição da fôrma de aço em incêndio, apesar de isso ser possível. Na verificação em situação de incêndio a armadura utilizada pode ser tanto na forma de barras ($f_y = 500 \text{ MPa}$) como telas eletrossoldadas ($f_y = 600 \text{ MPa}$).

As condições de ruína podem ser formuladas estabelecendo-se a redistribuição plástica de momento, em função das condições de vínculo da laje com fôrma de aço incorporada. A Figura 3.2 apresenta os diversos modos de colapso possíveis e as respectivas equações que devem ser atendidas para que a laje não colapse em situação de incêndio (ECCS, 1983). Deve-se considerar que o maior vão da laje (L ; na ABNT NBR 8800:2008: L_F) seja a

distância entre as duas vigas de apoio da laje, e que nela atue um carregamento uniformemente distribuído de cálculo ($q_{fi,d}$) em uma determinada largura de influência.

A ruptura por flexão é o modo mais comum em lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio. O aumento da temperatura resulta em redução da resistência e rigidez dos materiais (propriedades à flexão) e expansão térmica. Além disso, segundo Hamerlinck e Twilt (1995), o desenvolvimento de tensões térmicas, deformações e curvaturas de origem térmicas em função da distribuição não uniforme da temperatura resultarão no aumento das deformações.

Sistema estático e modo de colapso ^a		Condição necessária
Laje sem armadura negativa (colapso por rótula plástica sob momento positivo na seção central)		$M_{fi,Rd}^+ \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$ ou $q_{fi,d} \leq 8 \frac{M_{fi,Rd}^+}{L^2}$
Laje com armadura negativa apenas em um apoio e armadura positiva		$M_{fi,Rd}^+ + 0,45 M_{fi,Rd}^- \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$ ou $q_{fi,d} \leq \frac{(8 M_{fi,Rd}^+ + 3,6 M_{fi,Rd}^-)}{L^2}$
Laje com armaduras negativas nos dois apoios e armadura positiva		$M_{fi,Rd}^+ + M_{fi,Rd}^- \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$ ou $q_{fi,d} \leq \frac{8(M_{fi,Rd}^+ + M_{fi,Rd}^-)}{L^2}$
Laje com armaduras negativas nos dois apoios e sem armadura positiva		$M_{fi,Rd}^- \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$ ou $q_{fi,d} \leq 8 \frac{M_{fi,Rd}^-}{L^2}$

^a O símbolo "O" indica rótula plástica.

Figura 3.2 - Modos de colapso e condição a ser atendida pelas lajes (ABNT NBR 14323:2013)

Para lajes contínuas, em virtude da variação da rigidez, resistência e curvatura de origem térmica, ocorre a redistribuição dos momentos negativos. Uma vez que os apoios

intermediários apresentem capacidade suficiente de rotação, a redistribuição é gradual até a ruptura da rótula plástica.

O momento fletor positivo resistente de cálculo, $M_{fi,Rd}^+$, corresponde ao momento de plastificação, obtido por meio dos diagramas de tensões na seção da laje - tomada como uma largura de influência igual à considerada para o carregamento uniformemente distribuído de cálculo, $q_{fi,d}$, totalmente plastificada, de acordo com a temperatura a que o concreto estiver submetido.

Para o cálculo desse momento podem ser determinadas as forças de tração resistidas tanto pela armadura positiva quanto pelos componentes da fôrma de aço (mesa inferior, alma e mesa superior) e a força de compressão proporcionada pelo concreto. Todas as forças citadas devem estar em equilíbrio, o que pode ser obtido por meio das regras que serão apresentadas nesta seção.

Para agir a favor da segurança, as eventuais contribuições do concreto tracionado devem ser desprezadas. A tela soldada é empregada para combater a fissuração por retração a secagem do concreto. Da mesma forma, pode-se também desprezar as contribuições da fôrma de aço em situação de incêndio.

O momento positivo resistente depende da área de aço (armadura dentro da nervura) existente e de sua temperatura e do concreto comprimido. A força resistida pela armadura positiva (Equação 3.5) é igual ao produto de sua área pela resistência ao escoamento do aço à temperatura θ_s .

$$N_s^+ = f_{ys} \times A_s^+ \times k_{s\theta} \quad (3.5)$$

Já a temperatura θ_s da armadura depende das distâncias entre a armadura dentro da laje e as faces aquecidas da fôrma metálica, e pode ser determinada conforme a Equação 3.6, proposta por Both (1998). As equações e tabelas apresentadas em Both (1998) são o resultado de estudos paramétricos e simulações numéricas. Para a validação das mesmas, ele realizou o processamento a partir do programa de elementos finitos DIANA.

$$\theta_s = c_0 + c_1 \frac{u_{f3}}{h_F} + c_2 z + c_3 \frac{A}{L_r} + c_4 \alpha + \frac{c_5}{b_2} \quad (3.6)$$

onde:

$c_0, c_1, c_2, c_3, c_4, c_5$: coeficientes dados na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** em função do TRRF (tempo requerido de resistência ao fogo) e do tipo do concreto (Both, 1998); b_1, b_2, b_b, h_F : dimensões características da fôrma metálica (Figura 3.1).

Tabela 3.3 - Coeficientes c_0 a c_5 para determinação da temperatura na armadura (ABNT NBR 14323:2013)

Tipo de concreto	TRRF min	c_0 °C	c_1 °C	c_2 °C.mm ^{0,5}	c_3 °C/mm	c_4 °C/°	c_5 °C.mm
Densidade normal	60	1 191	- 250	- 240	- 5,01	1,04	- 925
	90	1 342	- 256	- 235	- 5,30	1,39	- 1 267
	120	1 387	- 238	- 227	- 4,79	1,68	- 1 326
Baixa densidade	30	809	- 135	- 243	- 0,70	0,48	- 315
	60	1 336	- 242	- 292	- 6,11	1,63	- 900
	90	1 381	- 240	- 269	- 5,46	2,24	- 918
	120	1 397	- 230	- 253	- 4,44	2,47	- 906

Posteriormente a Equação 3.11 apresenta a obtenção das temperaturas nas partes componentes da fôrma caso pretenda-se realizar um cálculo mais preciso (apesar de que a consideração da fôrma afetará de maneira pouco significativa a capacidade resistente ao momento fletor positivo).

Assim, uma armadura deve ser posicionada dentro das nervuras. Sua temperatura e, portanto, sua resistência ao escoamento, depende da distância efetiva das superfícies aquecidas, representadas por z (Equação 3.7). Segundo Both (1998), a motivação para o uso de u_{f3} como um parâmetro separado é que os gradientes térmicos são maiores na direção vertical. Para os mesmos valores de $\frac{1}{z}$, diferenças significativas nas temperaturas poderiam ser encontradas, dependendo da distância da mesa inferior da nervura.

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_{f1}}} + \frac{1}{\sqrt{u_{f2}}} + \frac{1}{\sqrt{u_{f3}}} \quad (3.7)$$

u_{f1} , u_{f2} e u_{f3} : menores distâncias do eixo da barra da armadura em relação à fôrma de aço, como especificado na Figura 3.3, adequada à definição da ABNT NBR 14323:2013; a figura C.3 da ABNT NBR 14323:2013 não é clara em relação à definição que apresenta;

$\frac{A}{L_r}$: relação entre a área da seção transversal de concreto dentro da nervura e a superfície da nervura, dado pela Equação 3.8. Esse fator considera que a massa e altura têm efeitos positivos sobre o aquecimento da laje e indica quanto do campo de visão da mesa superior da nervura é coberta pelo ambiente em chamas (Both, 1998).

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_F \left(\frac{b_1 + b_b}{2} \right)}{b_b + 2 \sqrt{h_F^2 + \left(\frac{b_1 - b_b}{2} \right)^2}} \quad (3.8)$$

α : ângulo entre alma da fôrma e o eixo horizontal em graus, dado pela Equação 3.9. Segundo Both (1998), quanto menor esse ângulo, para uma dada relação $\frac{A}{L_r}$, resulta em um aquecimento mais rápido das nervuras.

$$\alpha = \arctan\left(\frac{2h_F}{b_1 - b_b}\right) \quad (3.9)$$

Figura 3.3 - Posição geométrica da armadura

Para taxa de aquecimento entre 2 °C/min e 50 °C/min, a Tabela 3.4 fornece fatores de redução, relativos aos valores a 20 °C, da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço à temperatura elevada, respectivamente $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$, tal como apresentado na Equação 3.10. A origem dos valores apresentados na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** anteriormente apresentada corresponde a ensaios realizados pelo *Institution of Structural Engineering/Concrete Society* (Newman, 1991, ECCS, 1983).

$$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad (3.10)$$

$$k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E_s}$$

onde:

$f_{y,\theta}$: resistência ao escoamento do aço a uma temperatura θ ;

f_y : resistência ao escoamento do aço a 20°C;

E_θ : módulo de elasticidade do aço a uma temperatura θ ;

E_s : módulo de elasticidade do aço a 20°C.

Tabela 3.4 - Fatores de redução do aço (ABNT NBR 14323:2013)

<i>Temperatura do aço</i> θ_a (°C)	<i>Fator de redução da</i> <i>resistência ao escoamento</i> $k_{y,\theta}$	<i>Fator de redução do</i> <i>módulo de elasticidade</i> $k_{E,\theta}$
20	1,000	1,000
100	1,000	1,000
200	1,000	0,900
300	1,000	0,800
400	1,000	0,700
500	0,780	0,600
600	0,470	0,310
700	0,230	0,130
800	0,110	0,090
900	0,060	0,068
1000	0,040	0,045
1100	0,020	0,023
1200	0,00	0,000

A força resistida pela fôrma de aço pode ser calculada utilizando-se os fatores de redução para a resistência ao escoamento do aço $k_{y,\theta}$. Dessa forma, pode-se utilizar a Equação 3.11 para obter os valores da temperatura em cada parte componente da fôrma, ou seja, mesa inferior, alma e mesa superior (Both, 1998).

$$\theta_i = g_0 + g_1 \times \frac{1}{b_2} + g_2 \times \frac{A}{L_r} + g_3 \times \phi + g_4 \times \phi^2 \quad (3.11)$$

onde:

ϕ : fator de visada da mesa superior da fôrma que é calculada a partir da regra de Hottel (Hottel e Cohen, 1958) e apresentada na Equação 3.12.

$$\phi = \frac{\sqrt{h_F^2 + (b_2 + \frac{b_1 - b_b}{2})^2} - \sqrt{h_F^2 + (\frac{b_1 - b_b}{2})^2}}{b_2} \quad (3.12)$$

b_1, b_2, b_b, h_F : dimensões características da fôrma metálica (Figura 3.1);

g_0, g_1, g_2, g_3, g_4 : coeficientes fornecidos na Tabela 3.5 para cada parte componente da fôrma em função do TRRF escolhido e do tipo de concreto que será utilizado (Both, 1998, também apresentados na ABNT NBR 14323:2013).

A temperatura da armadura ou do concreto durante um incêndio pode ser determinada a partir da Tabela 3.5, dependendo do valor do TRRF adotado. Os valores apresentados nessa tabela, segundo Newman (1991), foram obtidos a partir de resultados de ensaios realizados em lajes planas de concreto. Análises de temperatura registradas nos ensaios de incêndio têm se mostrado razoáveis para propósitos de dimensionamento, apesar de serem conservadoras. Para o caso de se utilizar concreto de baixa densidade os valores apresentados devem ser reduzidos em 10%. Para a força de compressão resistente do concreto deve ser levada em consideração a redução da resistência do concreto em temperatura elevada, que pode ser calculada com os fatores de redução dados na ABNT NBR 15200:2012. Posteriormente neste trabalho será verificado se essa consideração é relevante ou não (capítulo 8).

Tabela 3.5 - Coeficientes g_0 a g_4 para determinação da temperatura nas partes da fôrma de aço (ABNT NBR 14323:2013)

Tipo de concreto	TRRF min	Partes da fôrma de aço	g_0 °C	g_1 °C.mm	g_2 °C/mm	g_3 °C	g_4 °C
Densidade normal	60	Mesa inferior	951	- 1197	- 2,32	86,4	- 150,7
		Alma	661	- 833	- 2,96	537,7	- 351,9
		Mesa superior	340	- 3269	- 2,62	1148,4	- 679,8
	90	Mesa inferior	1 018	- 839	- 1,55	65,1	- 108,1
		Alma	816	- 959	- 2,21	464,9	- 340,2
		Mesa superior	618	- 2786	- 1,79	767,9	- 472,0
	120	Mesa inferior	1 063	- 679	- 1,13	46,7	- 82,8
		Alma	925	- 949	- 1,82	344,2	- 267,4
		Mesa superior	770	- 2460	- 1,67	592,6	- 379,0
Baixa densidade	30	Mesa inferior	800	- 1326	- 2,65	114,5	- 181,2
		Alma	483	- 286	- 2,26	439,6	- 244,0
		Mesa superior	331	- 2284	- 1,54	488,8	- 131,7
	60	Mesa inferior	955	- 622	- 1,32	47,7	- 81,1
		Alma	761	- 558	- 1,67	426,5	- 303,0
		Mesa superior	607	- 2261	- 1,02	664,5	- 410,0
	90	Mesa inferior	1 019	- 478	- 0,91	32,7	- 60,8
		Alma	906	- 654	- 1,36	287,8	- 230,3
		Mesa superior	789	- 1847	- 0,99	469,5	- 313,0
	120	Mesa inferior	1 062	- 399	- 0,65	19,8	- 43,7
		Alma	989	- 629	- 1,07	186,1	- 152,6
		Mesa superior	903	- 1561	- 0,92	305,2	- 197,2

Para o cálculo do momento fletor resistente negativo de cálculo, $M_{fi,Rd}^-$, devem-se determinar as forças de tração na armadura negativa e de compressão no concreto, de maneira que fiquem em equilíbrio.

A força de tração resistente na armadura negativa, N_s^- , pode ser obtida por meio da Equação 3.13, considerando temperatura ambiente.

$$N_s^- = A_s^- \times f_y \quad (3.13)$$

onde:

A_s^- : soma das áreas de todas as barras da armadura negativa;

f_y : resistência ao escoamento do aço das barras da armadura.

Tabela 3.6 - Variação de temperatura na altura das lajes de concreto de densidade normal (ABNT NBR 14323:2013)

Fatia	Altura (y) mm	TRRF				
		min				
		30	60	90	120	180
1	0 a 5	535	705	-	-	-
2	5 a 10	470	642	738	-	-
3	10 a 15	415	581	681	754	-
4	15 a 20	350	525	627	697	-
5	20 a 25	300	469	571	642	738
6	25 a 30	250	421	519	591	689
7	30 a 35	210	374	473	542	635
8	35 a 40	180	327	428	493	590
9	40 a 45	160	289	387	454	549
10	45 a 50	140	250	345	415	508
11	50 a 55	125	200	294	369	469
12	55 a 60	110	175	271	342	430
13	60 a 80	80	140	220	270	330
14	≥ 80	60	100	160	210	260

^a A altura efetiva h_{ef} para laje de concreto maciça moldada no local é igual à espessura da laje t_c .

^b A altura efetiva h_{ef} para laje de concreto maciça moldada no local com pré-laje pré-moldada de concreto é igual à espessura total da laje, incluindo a pré-laje.

^c A altura efetiva h_{ef} para laje de concreto com fôrma de aço incorporada deve ser obtida em C.8.1.8.2 (Anexo C).

O momento fletor negativo resistente de cálculo pode ser obtido utilizando-se uma seção transversal reduzida, desprezando-se a seção cuja temperatura ultrapassa uma temperatura-limite (Equação 3.14), que depende da geometria da fôrma e da área de armadura negativa (Both, 1998). Por essa razão, o EN 1994 Parte 1-2 (2005) considera os aspectos geométricos da fôrma a partir dos fatores $\frac{A}{L_r}$ (Equação 3.8) e ϕ (Equação 3.12).

$$\theta_{lim} = d_0 + d_1 \times N_s^- + d_2 \times \frac{A}{L_r} + d_3 \times \phi + d_4 \times \frac{1}{b_2} \quad (3.14)$$

onde:

N_s^- : força axial resistente da armadura negativa;

d_0, d_1, d_2, d_3, d_4 : coeficientes fornecidos na Tabela 3.7 de acordo com o TRRF adotado e o tipo de concreto utilizado.

Tabela 3.7 - Coeficientes d_0 a d_4 para determinação da temperatura-limite (ABNT NBR 14323:2013)

Tipo de concreto	TRRF min	d_0 °C	d_1 °C/N	d_2 °C/mm	d_3 °C	d_4 °C.mm
Densidade normal	60	867	- 0,000 19	- 8,75	- 123	- 1 378
	90	1 055	- 0,000 22	- 9,91	- 154	- 1 990
	120	1 144	- 0,000 22	- 9,71	- 166	- 2 155
Baixa densidade	30	524	- 0,000 16	- 3,43	- 80	- 392
	60	1 030	- 0,000 26	- 10,95	- 181	- 1 834
	90	1 159	- 0,000 25	- 10,88	- 208	- 2 233
	120	1 213	- 0,000 25	- 10,09	- 214	- 2 320

A capacidade resistente da parte restante pode ser considerada como igual à da temperatura ambiente. No caso de lajes mistas, o bloco de compressão e, portanto a temperatura θ_{lim} depende da geometria da nervura. Para permitir a determinação de θ_{lim} , parte da seção da laje mista pode ser desprezada, seguindo a esquematização da isoterma proposta (Both, 1998).

A isoterma para a temperatura-limite pode ser determinada com base em quatro pontos característicos, conforme mostrado na Figura 3.4, cujas coordenadas são dadas pelo conjunto de Equações 3.15. A Figura 3.4 pode ser empregada para determinação da posição da isoterma correspondente à temperatura-limite. As partes da seção transversal com temperaturas acima da temperatura-limite serão ignoradas.

Figura 3.4 - Temperatura na seção transversal da laje (ABNT NBR 14323:2013)

$$\begin{aligned}
 x_1 &= 0 \\
 y_1 &= \frac{1}{\left(\frac{1}{z_0} - \frac{4}{\sqrt{b_1 + b_2}}\right)^2} \\
 x_2 &= \frac{b_b}{2} + y_1 \left(\frac{\cos \alpha - 1}{\sin \alpha}\right)
 \end{aligned} \tag{3.15}$$

$$\begin{aligned}
y_2 &= y_1 \\
x_3 &= \frac{b_1}{2} - \frac{b}{\operatorname{sen} \alpha} \\
y_3 &= h_F \\
x_4 &= \frac{b_1}{2} + \frac{b_2}{2} \\
y_4 &= h_F + b
\end{aligned}$$

onde:

$$\begin{aligned}
b &= \frac{b_1}{2} \operatorname{sen} \alpha \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 - 4a + c}}{a} \right) \\
a &= b_1 \operatorname{sen} \alpha \left(\frac{1}{z_0} - \frac{1}{\sqrt{h_F}} \right)^2 \\
c &= \begin{cases} -8(1 + \sqrt{1 + a}), \text{ para } a \geq 8 \\ 8(1 + \sqrt{1 + a}), \text{ para } a < 8 \end{cases} \quad (3.16)
\end{aligned}$$

O parâmetro z_0 (braço de alavanca entre as resultantes de tração e compressão, respectivamente, do aço e do concreto, na seção transversal aquecida) pode ser obtido por meio da Equação 3.6, tomando-se $\theta_s = \theta_{lim}$ e $\frac{u_{f3}}{h_F} = 0,75$.

3.2.2. Laje com fôrma de aço incorporada com material de revestimento contra fogo

Lajes com fôrma de aço incorporada podem ser protegidas do calor por meio de revestimentos ou forros suspensos, que impedem o superaquecimento da laje. Os revestimentos podem ser pinturas (tintas intumescentes), ou argamassas constituídas de fibras ou de base cimentícia pulverizados na face inferior da laje.

O critério de resistência ao carregamento é considerado atendido se a temperatura da fôrma de aço não ultrapassar 350 °C.

Segundo pesquisa realizada por Andrade (2012), todos os critérios apresentados no EN 1994 Parte 1-2 (2005) estão presentes na norma ABNT NBR 14323:2013. As poucas diferenças encontradas entre as normas são:

- A ABNT NBR 14323:2013 cita, sem detalhar, o item D.1 do EN 1994 Parte 1-2 (2005), que determina o TRRF para garantia do isolamento térmico em função da geometria da laje;
- Para cálculo do momento positivo $M_{fi,Rd}^+$ o EN 1994 Parte 1-2 (2005) não indica como deve ser calculada a temperatura na seção de concreto; a ABNT NBR 14323:2013 indica que a variação da temperatura através da espessura da laje pode ser obtida com base na Tabela 3.6 deste texto (idêntica à tabela A.1 da NBR 14323:2013);
- Para cálculo do momento negativo $M_{fi,Rd}^-$ pelo EN 1994 Parte 1-2 (2005) é possível a determinação da distribuição da temperatura na seção transversal por isotermas ou a partir da Tabela 3.6 deste texto; a ABNT NBR 14323:2013 fornece somente a opção de cálculo por isoterma;
- A Tabela 3.6 deste texto (variação de temperatura na altura de uma laje de concreto de densidade normal), segundo o EN 1994 Parte 1-2 (2005), é válida para lajes com até 100 mm de altura efetiva, enquanto a NBR 14323:2013 permite qualquer altura, mantendo a temperatura constante a partir dos 80 mm.

3.3. Vigas mistas conforme ABNT NBR 14323:2013

Quando em situação de incêndio, os seguintes fenômenos ocorrem em uma viga mista:

- A temperatura do perfil de aço pode aumentar rapidamente ou não, em função do grau de revestimento aplicado (ou sua inexistência). Caso a espessura do revestimento seja uniforme em toda a superfície, a temperatura da mesa superior será menor que a da mesa inferior, em virtude da capacidade de aquecimento da laje conectada à mesa superior do perfil;
- A temperatura da laje varia consideravelmente entre as faces exposta e não exposta ao incêndio;

- O aumento da temperatura diminui as propriedades mecânicas tanto do aço quanto da laje, além de conduzir a diferenças na expansão entre aço e concreto, criando um aumento das forças de cisalhamento entre conectores.

A avaliação do comportamento de vigas mistas em situação de incêndio deve considerar duas partes. A primeira consiste na determinação da distribuição de temperaturas na seção transversal em função do tempo. A segunda consiste na determinação do comportamento mecânico com o objetivo de estimar a capacidade resistente do elemento.

No EN 1994 Parte 1-2 (2005) modelos simplificados com base em equações diferenciais foram desenvolvidos para a avaliação da temperatura da seção de aço a partir da teoria plástica para determinação do momento fletor resistente da seção mista. Tais modelos são o resultado do trabalho de pesquisadores de diversos países desde a década de 70 (Arnault e Kruppa, 1976 apud Kruppa e Zhao, 1995, Newman e Lawson, 1991, Twilt e Kruppa, 1991, 1992) e centros de pesquisa (*European Commission, ARBED Research*, em Luxemburgo, TNO, nos Países Baixos e CTICM, na França).

3.3.1. Determinação da temperatura do aço

Para uma distribuição uniforme de temperaturas na seção transversal, a elevação de temperatura do aço pode ser determinada por meio da Equação 3.17, conforme ABNT NBR 14323:2013 ou EN 1994 Parte 1-2 (2005). Essa equação foi apresentada em Kruppa e Zhao (1995), no entanto sem o termo k_{sh} (fator de sombreamento). Uma dedução dessa última pode ser encontrada em Silva (2006). Posteriormente k_{sh} foi incluído por Wickström (2001), para representação da interferência das mesas na transferência de calor para o perfil.

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{(u/A_g)\varphi\Delta t}{c_a\rho_a} \quad (3.17)$$

onde:

k_{sh} : fator de correção para o efeito de sombreamento (tomado como igual a 1,0 ou determinado conforme 8.5.1.1.2 da ABNT NBR 14323:2013);

u/A_g : fator de massividade para elementos de aço sem revestimento contra fogo (m^{-1});

u : perímetro exposto ao incêndio do elemento estrutural de aço (m);
 A_g : área bruta da seção transversal do elemento estrutural (m^2);
 ρ_a : massa específica do aço, conforme item 5.1.1.3 da ABNT NBR 14323:2013 (m^3);
 c_a : calor específico do aço, conforme item 5.1.2 da ABNT NBR 14323:2013 (kg/m^3);
 φ : fluxo de calor por unidade de área, conforme item 8.5.1.1.3 da ABNT NBR 14323:2013 ($\frac{J}{kg}/^\circ C$);
 Δt : intervalo de tempo (s).

A determinação de $\Delta\theta_{a,t}$, para perfis revestidos, é feita como apresentado na Equação 3.18, deduzida por Silva (2005, 2006).

$$\begin{aligned}
 \Delta\theta_{a,t} &= \frac{\lambda_m(u_m/A_g)}{t_m c_a \rho_a} \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \Delta t}{1 + \left(\frac{\xi}{4}\right)} - \frac{\Delta\theta_{g,t}}{\left(\frac{4}{\xi}\right) + 1}, \text{ mas } \Delta\theta_{a,t} \geq \\
 &\geq 0 \text{ se } \Delta\theta_{g,t} > 0 \\
 \xi &= \frac{c_m \rho_m t_m (u_m/A_g)}{c_a \rho_a}
 \end{aligned} \tag{3.18}$$

onde:

u_m/A_g : fator de massividade para elementos estruturais envolvidos por material de revestimento contra fogo (m^{-1});
 u_m : perímetro efetivo do material de revestimento contra fogo (m);
 c_m : calor específico do material de revestimento contra fogo conforme item 5.4 da ABNT NBR 14323:2013 ($\frac{J}{kg}/^\circ C$);
 t_m : espessura do material de revestimento contra fogo (m);
 $\theta_{a,t}$: temperatura do aço no tempo t ($^\circ C$);
 $\theta_{g,t}$: temperatura dos gases no tempo t ($^\circ C$);
 λ_m : condutividade térmica do material de revestimento contra fogo conforme item 5.4 da ABNT NBR 14323:2013 ($Wm/^\circ C$);
 ρ_m : massa específica do material de revestimento contra fogo conforme item 5.4 da ABNT NBR 14323:2013 (kg/m^3).

No caso de vigas mistas, a distribuição de temperaturas não é uniforme. Um método simplificado para se determinar a temperatura no perfil é dividi-lo em três partes (mesa superior e inferior e alma) e determinar as temperaturas de cada parte separadamente usando a Equação 3.17 para perfis não revestidos e a Equação 3.18 para perfis com revestimento do tipo contorno (Figura 3.5). Considera-se que não ocorre transferência de calor entre os elementos e a mesa superior e a laje de concreto.

Figura 3.5 - Divisão do componente de aço para distribuição de temperatura (ABNT NBR 14323:2013)

O fator de massividade de seções não revestidas e com revestimento tipo contorno - u/A_g ou u_m/A_g , respectivamente – pode ser calculado como apresentado na Tabela 3.8

Tabela 3.8 - Fator de massividade (ABNT NBR 14323:2008)

Seção	u/A_g ou u_m/A_g
Mesa inferior	$2 \frac{(b_{fi} + t_{fi})}{b_{fi} t_{fi}}$
Mesa superior sobreposta por laje maciça	$\frac{(b_{fs} + 2t_{fs})}{b_{fs} t_{fs}}$
Mesa superior sobreposta por laje mista com fôrma nervurada	$\frac{2(b_{fs} + t_{fs})}{b_{fs} t_{fs}}$
Alma	$\frac{2h}{h_w}$

A temperatura no elemento de aço em perfil I pode ser considerada uniforme se possuir revestimento tipo caixa. A variação de temperatura na altura da laje pode ser obtida da Tabela 3.6 em função do TRRF, dividindo-se a altura da laje em um máximo de 14 fatias.

A ABNT NBR 14323:2013 permite que a distribuição da temperatura ao longo da altura da laje de concreto seja tomada como constante e igual a um valor médio θ_c , (Equação 3.19), apesar de decrescente da face inferior para a face superior.

$$\theta_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_1^n \theta_{c,j} e_j \quad (3.19)$$

onde:

n : número de fatias em que a laje foi dividida;

$\theta_{c,j}$: temperatura da fatia;

e_j : espessura da fatia.

Uma vez que esses parâmetros tenham sido determinados, o momento resistente de cálculo pode ser determinado conforme as equações apresentadas no item 3.2, fazendo-se os coeficientes de ponderação da resistência iguais a 1,0 e acrescentando-se os fatores de redução apropriados $k_{y,\theta}$ na resistência característica ao escoamento do aço (f_y) e $k_{c,\theta}$ na resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}). A força cortante resistente de cálculo deve ser obtida considerando-se a viga isolada.

Capítulo 4. DIMENSIONAMENTO DE LAJES E VIGAS MISTAS CONSIDERANDO O EFEITO DE MEMBRANA

Será abordado neste capítulo o dimensionamento de lajes mistas e também vigas mistas considerando o efeito de membrana (item 4.8), uma vez que tais vigas influenciam de maneira significativa na capacidade resistente dos painéis de laje (apresentado na Figura 4.8).

4.1. Charneira Plástica

Uma charneira plástica em uma laje descreve a condição na qual a seção transversal da laje atinge sua capacidade-limite ao momento fletor. A teoria das charneiras plásticas admite configurações de fissuração e de ruptura para a determinação dos esforços solicitantes correspondentes a essas configurações. Ela está prevista no capítulo 14 da ABNT NBR 6118:2014 para a consideração do Estado-Limite Último.

Segundo Gonzalez (1997), a Teoria das Charneiras Plásticas foi proposta pela primeira vez por Ingerslev em 1921. Em 1941, após confirmações realizadas a partir de ensaios, Johansen publicou os resultados de seus estudos. Nos ensaios realizados com lajes em tamanho real, no qual o carregamento foi mantido por longo período de tempo, a configuração de ruína e o valor do momento de plastificação estiveram em ótimo acordo com a teoria. A teoria se populariza a partir da publicação de diversos pesquisadores (Masfield (1957), Wood (1961) e Jones (1966) apud Gonzalez (1997), Langendonck (1970)).

Na teoria das charneiras plásticas (ou método das linhas de ruptura) admite-se que ocorrem deformações plásticas na laje ao longo de linhas de ruptura (ou charneiras plásticas) nas quais o momento fletor iguala o momento de plastificação da laje (Lima, Coelho, Monteiro, 1980). A laje fica assim subdividida em partes rígidas, planas e articuladas entre si nas linhas de ruptura que são, como consequência, linhas retas; o colapso ocorre quando se forma um sistema de linhas de ruptura que transforma a laje em um mecanismo deformável sob carregamento constante. As deformações resultam apenas das rotações das diferentes partes rígidas em torno de eixos de rotação compatíveis com as condições de contorno. A superfície deformada tem configuração poliédrica.

A teoria se baseia na aplicação do teorema cinemático (ou do limite superior) do cálculo plástico; isso resultou, para uma dada laje, a um carregamento que é superior ou igual ao carregamento de colapso efetivo. Para garantir a exatidão do mecanismo adotado é necessária a determinação de momentos estaticamente admissíveis para as lajes que conduzam ao mesmo carregamento de colapso. As hipóteses fundamentais que constituem as bases da teoria das charneiras plásticas são as seguintes:

- O material é considerado rígido-plástico: as deformações elásticas são desprezadas em face das deformações plásticas. Dessa maneira, a configuração da superfície média da laje plastificada será poliédrica e as charneiras serão retas, delimitando regiões planas adjacentes;
- As taxas de armadura devem ser apenas suficientes para que não ocorra a ruptura do concreto por compressão antes que ocorra o escoamento da armadura. Isso permite o completo desenvolvimento das linhas de plastificação e conseqüentemente do mecanismo de colapso;
- O momento fletor nas vizinhanças das charneiras é constante e igual ao máximo momento resistente da laje;
- A ruína da estrutura deve ocorrer com a formação de um mecanismo de colapso, e não por cisalhamento ou por punção.

O mecanismo de charneira plástica para uma laje retangular isotrópica, simplesmente apoiada e sob carregamento uniforme é mostrado na Figura 4.1. Usando o princípio dos trabalhos virtuais, a solução ligada à capacidade de carregamento pode ser obtida a partir da Equação 4.1 (Wood, 1961, apud Wang, 2001).

$$m = \frac{pb^2}{24} \left[\sqrt{3 + \left(\frac{b}{a}\right)^2} - \frac{b}{a} \right]^2 \quad (4.1)$$

catenária) seriam necessários para tirar proveito da resistência ao fogo inerente às lajes mistas de aço e concreto.

Segundo Bailey e Moore (2000a), ensaios realizados à temperatura ambiente em lajes simplesmente apoiadas - com restrição ao movimento horizontal em seus vértices - mostraram que, uma vez que a ação de membrana ocorra, a forma das charneiras plásticas não muda com o aumento do deslocamento vertical. No entanto, isso não se verifica em situação de incêndio, uma vez que as vigas de aço não revestidas dentro do painel de laje, que controlam a forma da charneira plástica, têm sua capacidade resistente continuamente reduzida com o aumento da temperatura. Isso resultará em uma mudança no modo de comportamento conforme a temperatura aumenta.

4.2.1. Ações de membrana

Estudos de ações de membrana em lajes de concreto armado à temperatura ambiente são realizados há mais de 50 anos. Ockleston (1955) apud Wang (2001) realizou na década de 50 ensaios de carga em um edifício desativado de um hospital em Johannesburg e descobriu que a capacidade resistente das lajes foi muito superior ao previsto pela análise por charneiras plásticas. Ele identificou o mecanismo de transporte de carga como ação de membrana de compressão, como pode ser visto na Figura 4.2

Figura 4.2 - Arqueamento ou membrana de compressão em uma laje restringida horizontalmente

Para lajes de concreto (mistas ou não) submetidas à flexão, o elemento deforma-se verticalmente e o concreto da face tracionada fissa, resultando na expansão dessa laje para fora na região dos apoios. Caso essa tendência à expansão da laje seja restringida por

elementos no contorno (continuidade da laje, por exemplo), forças de compressão no plano principal da laje irão se desenvolver em seu interior (Lim, 2003, Wang, 2001, Abu, 2009).

A ação de membrana de compressão decorrente do arqueamento é muito dependente do grau de restrição ao movimento horizontal da laje. Além disso, ela se desenvolve em pequenos deslocamentos (normalmente a meia espessura da laje). A dificuldade de definição do grau de restrição ao movimento horizontal de uma laje durante sua execução é o maior obstáculo para a aceitação da ação de membrana de compressão para os projetistas.

Segundo Lamont (2001), ações de membrana de compressão ocorrem apenas para as lajes com algum grau de restrição ao movimento horizontal. Elas são induzidas quando as flechas causam o movimento para fora das bordas da laje e reage contra a restrição ao movimento horizontal. O que ocorre em lajes simplesmente apoiadas é uma suave transição do comportamento à flexão para a ação de membrana de tração.

Os avanços mais significativos na compreensão da ação de membrana foram as contribuições de Park (1964a, b, c), Wood (1961) e Kemp (1967) apud Wang (1997).

Park (1964a, b, c) realizou ao longo da década de 60 diversas pesquisas à temperatura ambiente relacionadas à ação de membrana em lajes (de compressão e de tração) tanto experimental quanto analiticamente. Ele derivou expressões para a capacidade resistente última de lajes e descreveu a influência da restrição ao movimento horizontal na relação flecha x carregamento em uma laje uniformemente carregada à temperatura ambiente, como mostra a Figura 4.3. Conforme o carregamento aumenta desde o ponto A, as charneiras plásticas vão se desenvolvendo com a ajuda das forças de membrana de compressão até sua capacidade última (ponto B).

Para lajes com movimento horizontal restringido, conforme a flecha aumenta após o ponto B, a capacidade resistente da laje diminui rapidamente em virtude da redução da força de membrana de compressão; tal redução da capacidade resistente é causada pela fissuração do concreto da laje no meio do vão. A região compreendida entre os pontos B e C representa instabilidade com a diminuição das ações de membrana de compressão.

No ponto C, a parte central da laje começa a ser tracionada, com a formação de fissuras através da espessura da laje, até surgir uma membrana de tração. Entre os pontos C e D o carregamento aumenta com o aumento da flecha, decorrente da membrana de tração. Dependendo da taxa de armadura utilizada, pode ser possível que ela resista ao carregamento como uma malha tracionada em toda a área da laje. A ruptura ocorre no ponto D devido à ruptura da armadura no meio do vão da laje.

Figura 4.3 - Curva flecha x carregamento de uma laje (Wang, 2001)

Deve-se observar, ainda na Figura 4.3, que o trecho BC deixa de existir no caso de lajes simplesmente apoiadas. A ocorrência da membrana de tração é menos brusca, quando comparada à laje com restrição ao movimento horizontal.

Esse efeito de majoração da capacidade resistente é considerável em lajes de maior espessura, e aumentado com pequenas quantidades de armadura. O valor exato é difícil de determinar, mas, em geral, na prática, as lajes podem exceder sua capacidade resistente convencional de charneiras plásticas.

Membranas de tração e compressão em lajes de concreto constituem uma grande parte do comportamento do elemento, mas sua influência tem sido em grande parte ignorada nos processos de dimensionamento. Os mecanismos envolvidos são complexos devido ao grande número de variáveis envolvidas e à não linearidade inerente ao fenômeno.

A Figura 4.4 apresenta a contribuição da ação de membrana após uma determinada flecha f (Bailey, 2011).

Figura 4.4 - Contribuição da ação de membrana (Bailey, 2011)

Os ensaios à temperatura ambiente realizados por Park (1964a, b, c) auxiliam na compreensão das ações de membrana em situação de incêndio, quando se esperam grandes deformações verticais.

A observação do comportamento de estruturas mistas a elevadas temperaturas a partir de incêndios acidentais e especialmente a partir dos ensaios de Cardington (Newman, Robinson, Bailey, 2000) tem conduzido ao desenvolvimento de diversos métodos simplificados de cálculo para a determinação da capacidade de lajes mistas em situação de incêndio, incorporando a ação de membrana de tração (Bailey et al. (1999), Clifton (2001), Cameron (2003)). Dos anteriormente citados, o procedimento conhecido como método de Bailey foi adotado pelo *Steel Construction Institute* (Instituto de Construções em Aço, SCI), e o guia de projeto relativo ao uso deste método para avaliação da capacidade de transferência de carga desenvolvido.

A ação de membrana de tração consiste no mecanismo de transferência de carga que ocorre em grandes deformações (normalmente valores acima da espessura da laje). Deve ocorrer um deslocamento vertical significativo em relação à horizontal para o efeito se manifestar.

Costa (2008) também cita que a forma do esforço de tração da membrana se ancorar depende das condições de restrição ao deslocamento horizontal das vigas do contorno do painel de laje; caso esses mesmos apoios não possuam capacidade resistente suficiente para os esforços horizontais, um anel de compressão se desenvolverá ao redor do perímetro juntamente com a ação de membrana de tração. Isso compensará a ausência de suporte vertical do sistema (com exceção da restrição ao movimento vertical dos vértices) e promoverá o auto-equilíbrio da membrana (Figura 4.5).

Conforme é possível verificar em análises realizadas a partir de programas de elementos finitos, na região compreendida entre a borda do painel de laje e o anel de compressão ocorrem forças de compressão (Abu (2009), Girollo (2010), Stadler (2012), Fox, Usmani e Stratford (2007), Bailey, Toh e Chan (2008), Huang (2010), Huang, Burgess e Plank (2000b), Wang (2001)).

Figura 4.5 - Ação de membrana

O efeito da majoração da capacidade resistente proporcionada pela ação de membrana de tração não é grande à temperatura ambiente. É amplamente documentado que, explorando o mecanismo de transferência de carga da ação de membrana, em situação de incêndio, as lajes podem ser submetidas a cargas muito mais elevadas do que aquelas previstas pelos métodos por charneiras plásticas (Newman et al., 2000).

Segundo Wang (1997), a compreensão da ação de membrana de tração em situação de incêndio tem impacto direto sobre o emprego de revestimento contra fogo de estruturas mistas com lajes de concreto armado. Isso porque parte das vigas de aço poderiam colapsar sem

representar risco à segurança de toda a edificação, o que poderia reduzir ou mesmo eliminar a necessidade de revestimento contra fogo das vigas de aço.

Em lajes armadas em uma só direção, após longos períodos de exposição ao incêndio, grandes flechas também podem ocorrer. Nesses casos, caso a ação de membrana de tração não possa se desenvolver, a laje desenvolverá a ação de catenária, essencialmente com tração uniaxial resistida pela restrição horizontal dos vãos adjacentes, vigas e pilares (Figura 4.6). A ação de catenária pode aumentar a capacidade resistente de uma laje, mas devido à complexidade de sua representação são necessárias simulações numéricas e ensaios para sua confirmação (Costa, 2008).

Figura 4.6 - Ação de catenária em laje armada em 1 direção (Costa, 2008)

4.3. Comportamento das lajes mistas em incêndio

Para observar o comportamento real de lajes mistas em situação de incêndio, a maior parte dos ensaios realizados em Cardington (Newman et al., 2000) empregou revestimento em todos os pilares, mantendo as vigas não revestidas, exceto para o ensaio de canto (painéis posicionados junto ao vértice do piso) realizado pelo *British Steel*, cujas vigas de borda receberam revestimento.

Em alguns casos de apoio vertical nas bordas do compartimento com o perímetro da construção foram instaladas vinculações verticais a partir de cantoneiras de aço. Em outras áreas foram construídas paredes sob as vigas de borda do compartimento. O aumento observado na capacidade resistente da laje foi atribuído à ação de membrana de tração devido

à flexão biaxial, e o suporte vertical em todo o perímetro do compartimento foi fornecido pela utilização de vigas revestidas. Essa observação foi semelhante àquela feita pelos primeiros pesquisadores da ação de membrana de tração à temperatura ambiente (Wood (1961), Park (1964a, b, c), Taylor (1965), Sawczuk e Winnicki (1965), Kemp (1967), Hayes (1968)).

Wood (1961) e Hayes (1968) constataram que os padrões de charneiras plásticas permanecem inalterados em temperatura ambiente com o aumento dos deslocamentos verticais. O ensaio à temperatura ambiente (*British Research Establishment - BRE*) mostrou boa correlação com tais pesquisas (Bailey e Moore, 2000a, b), com uma grande fissura de tração se formando ao longo da menor dimensão da laje.

Sawczuk apud Bailey (2001) apresentou um método de energia que incluía a formação de uma fissura ao longo do menor vão da laje. Dois modos de fissuras foram considerados (Figura 4.7). Sawczuk apud Bailey (2001) demonstrou teoricamente que o modo crítico de ruptura era a formação de fissuras no menor vão na interseção das charneiras plásticas (modo i). Isso contradiz diversos resultados de ensaios, inclusive o ensaio BRE.

Análises do método teórico mostram que a hipótese considerada por Sawczuk apud Bailey (2001) não é conservadora. Hayes (1968) apresentou um método de equilíbrio com base no modo de ruptura crítica de Sawczuk. No entanto, isso não corresponde ao modo de ruptura dos resultados de ensaios. Assim, Bailey (2001) evoluiu o método, com base no equilíbrio, considerando o modo de ruptura ii (Figura 4.7) para o método de projeto.

Figura 4.7 - Modos de ruptura identificados por Sawczuk e Winnick (Bailey, 2001)

Segundo Lim (2003), lajes com fôrma de aço incorporada desempenham um importante papel quando as vigas de aço não revestidas perdem sua capacidade resistente e rigidez. À temperatura ambiente, essas lajes são dimensionadas para se comportarem como sistemas de uma direção, resistindo aos carregamentos por meio da flexão e cisalhamento. Em situação de incêndio, as lajes não revestidas sofrem flechas elevadas devido à curvatura de origem térmica e perda de capacidade resistente da fôrma de aço e vigas de apoio.

As lajes se comportam como membrana nas duas direções e são suportadas pelas vigas e pilares mais frios do perímetro. Conforme as vigas vão perdendo capacidade resistente, as solicitações são progressivamente transferidas para as lajes, que resistem por ação da membrana de tração. As tensões de tração são resistidas pela armadura na laje. Esse mecanismo permitirá que a laje resista às cargas previstas nos apoios verticais nas bordas.

Como citado anteriormente, o método de Bailey original (Bailey e Moore (2000a, b), Bailey et al. (2000), Bailey (2001)) definiu ruptura como a formação de uma fissura devido aos esforços de tração ao longo da espessura da laje do painel na direção de sua menor dimensão. Em uma recente revisão do método (Bailey (2004), Bailey e Toh (2007), Bailey et al. (2008)), a fissura foi redefinida como devido aos esforços de tração ou devido ao esmagamento do concreto nos vértices do painel. As alterações ao método incluem uma distribuição trapezoidal de tensões ao longo da charneira plástica diagonal (como mostrado na Figura 4.7) e o reconhecimento de uma área de compressão no contorno da laje.

O método simplificado desenvolvido por Bailey (Bailey e Moore (2000a, b), Bailey (2001)) leva em consideração a interação entre a laje de concreto e as vigas de aço principais produzindo uma aproximação holística que reconhece o papel desempenhado pela laje mista de concreto armado e aço na capacidade resistente durante o incêndio.

O método ignora – de forma conservadora – qualquer contribuição de resistência à tração do concreto para a capacidade da laje. O contorno de cada um dos painéis, condição necessária para aplicação do modelo, deve apresentar apoio vertical – para o TRRF – empregando vigas revestidas contra o fogo, vigas ou lajes que estejam fora do compartimento de incêndio ou vigas dentro do compartimento não revestidas que tenham sido dimensionadas para situação de incêndio. Um exemplo de painel é apresentado na Figura 4.8. A capacidade das vigas

secundárias revestidas é verificada para um carregamento a elevadas temperaturas. O método considera a restrição ao movimento horizontal somente nos vértices do painel.

Figura 4.8 - Painel de laje

Clifton (2001) expandiu o método de Bailey inicial para incluir os efeitos da continuidade e armadura adicional que pode estar presente nas nervuras da laje. Seu método inclui também a capacidade das vigas não revestidas aquecidas em seu cálculo da charneira plástica. Ele não impõe limitação no tamanho da laje e verifica de forma individual os componentes do painel de laje, tais como vigas revestidas e pilares. Na sequência ao método de Clifton, Bailey investigou a contribuição da ação catenária das vigas não revestidas para a capacidade do painel de laje e verificou que ela poderia ser desprezada (Bailey, 2004).

Clifton (2001) estendeu o método de projeto para aplicação na Nova Zelândia, para incêndios de maior severidade, considerando os efeitos de elevadas temperaturas na capacidade resistente ao carregamento dos componentes e contribuição das vigas secundárias para as lajes. O método também verifica a capacidade de cisalhamento na laje a elevadas temperaturas e fornece provisões detalhadas para a armadura da laje. Clifton (2001) recomendou o uso de aço de elevada ductilidade, equivalente aos laminados a quente, nas regiões de momento negativo como os apoios onde o aço pode ser requerido para acomodar elevadas deformações de tração sem ruptura.

Usmani e Cameron (2004) desenvolveram um procedimento de três passos para o cálculo da capacidade de painéis de lajes mistas restringidas lateralmente a elevadas temperaturas. A

motivação veio a partir de resultados de estudos numéricos e analíticos após os ensaios realizados em Cardington (Newman et al., 2000), que sugeriram que o comportamento de lajes mistas a elevadas temperaturas era dominado por tensões térmicas. Foi observado que a curvatura de origem térmica da laje produziu uma deformação que foi favorável à ação de membrana de tração.

Portanto, a partir da hipótese de que a grandes deslocamentos (e em situação de incêndio) o momento fletor resistente de uma laje mista pode ser desprezado, o método assume que a ruptura da laje ocorre pelo colapso da armadura próxima às bordas da laje apoiada verticalmente e axialmente restringida. A distribuição da temperatura ao longo da profundidade da laje é estimada para um determinado cenário de incêndio; a forma deformada da laje e correspondentes tensões e deslocamentos termicamente induzidos são determinados, e então um método de energia é usado na determinação do máximo carregamento que a laje pode receber.

Devido ao custo da realização de ensaios em escala real de incêndio em lajes mistas, diversos programas de elementos finitos têm sido desenvolvidos para simular o comportamento a elevadas temperaturas. Eles incluem Vulcan (Bailey et al. (1996), Huang et al. (1999b, 2000a, 2000b, 2002)), um programa de elementos finitos desenvolvido pela Universidade de Sheffield para análise de estruturas de aço e concreto; ADAPTIC, desenvolvido pelo Imperial College (Londres); SAFIR, desenvolvido pela Universidade de Liège (Bélgica), e ABAQUS 6.5, um programa de elementos finitos para fins gerais. Tais programas têm sido utilizados por diversos pesquisadores na verificação de ensaios e estudos analíticos da ação de membrana de tração a elevadas temperaturas.

O programa SAFIR foi usado por Lim (2003) na investigação do comportamento de ações de membrana de tração e compressão de lajes armadas em uma e em duas direções em situação de incêndio. O estudo, conduzido em paralelo à realização de ensaios, mostrou que restrições axiais (no plano principal da laje) afetam o desenvolvimento da ação de membrana de compressão em lajes armadas em uma direção; em paralelo, a resistência à tração do concreto é significativa para uma avaliação adequada da ação de membrana nas lajes de concreto a elevadas temperaturas.

Foster (2006) examinou o comportamento das lajes de concreto para grandes deslocamentos, à temperatura ambiente e em situação de incêndio, realizando ensaios de lajes em pequena escala. O estudo mostrou que houve uma boa correlação à temperatura ambiente com as previsões do método Bailey. Em elevadas temperaturas foi observado que, ao contrário da suposição do método Bailey, a fissura transversal ao longo do menor vão da laje formou-se sem qualquer indicação clara de ruptura, antes do aparecimento das charneiras plásticas na ruptura quando a resistência do material reduziu consideravelmente. A formação de grandes flechas antes da ruptura da laje sugere uma elevada influência dos gradientes térmicos nos estágios iniciais na exposição ao incêndio.

Junto com os ensaios de Foster, outros estudos foram conduzidos com o programa Vulcan para a verificação da influência da taxa de armadura e diversos regimes de revestimento sobre a capacidade de lajes em situação de incêndio. As investigações mostraram que o método original Bailey (Bailey e Moore (2000a, b), Bailey (2001, 2004)) prevê uma capacidade proporcionalmente superior com o aumento da taxa de armadura, enquanto simulações numéricas e ensaios sugerem o contrário (Foster (2006), Huang et al. (2000a, b, 2002), Abu (2009)).

Trabalhos realizados por diversos pesquisadores desde o desenvolvimento do método original de Bailey levou Bailey e Toh (2007) à realização de diversas análises experimentais de lajes em pequena escala à temperatura ambiente e em situação de incêndio. De maneira geral, os ensaios mostraram que armaduras dúcteis eram adequadas para a ação de membrana de tração, sendo que grandes flechas poderiam ser atingidas sem ruptura. Ensaios à temperatura ambiente mostraram dois modos de ruptura: ruptura da armadura no meio do vão da laje, quando baixas taxas de armadura foram empregadas, e ruptura por esmagamento do concreto nos vértices da laje com elevadas taxas de armadura. Apesar de a ruptura por compressão não ter sido observada durante os ensaios a elevadas temperaturas, seus resultados têm ajudado no aprimoramento do método Bailey.

Um método de dimensionamento desenvolvido a partir da teoria clássica para grandes deslocamentos por Cameron e Usmani (2005a, 2005b), propõe que as lajes mistas devem ser analisadas a partir de um processo de três etapas. Esse método gera uma distribuição da temperatura através da laje, que consiste em um aumento significativo de temperatura e um

gradiente térmico; em seguida, determina-se o deslocamento vertical e a distribuição das tensões e deformações devido às tensões induzidas termicamente e, usando um método de energia, calcula-se a capacidade de membrana da laje.

Sob a hipótese de que as forças de tração desenvolvidas na laje estão relacionadas ao fornecimento de ancoragem a partir das armaduras ao longo de seu contorno, parte considerável da capacidade de flexão da laje será perdida devido à elevação da temperatura. A mesma hipótese também assume que essa ancoragem horizontal será fornecida pelas lajes adjacentes; o suporte vertical das lajes deve ser fornecido pelas vigas de borda e suas conexões.

Foster (2006) realizou ensaios em pequena escala de lajes de concreto simplesmente apoiadas e não restringidas horizontalmente na Universidade de Sheffield. Tais ensaios mostraram que o modo de ruptura destas lajes em situação de incêndio difere daquele à temperatura ambiente. Em temperaturas elevadas, a curvatura de origem térmica das lajes induz a uma curvatura dupla à flexão. Esta, por sua vez, gera uma fissura à tração que atinge toda a profundidade da laje ao longo de seu menor vão, o que pode conduzir a um mecanismo de ruptura.

As observações e magnitudes dos deslocamentos verticais atingidos nesses ensaios em pequena escala mostram que os gradientes térmicos agindo sozinhos através da profundidade da laje podem causar quantidades significativas de tensões de membrana de tração em lajes simplesmente apoiadas não restringidas na direção horizontal.

A confiabilidade do método no cálculo da capacidade de lajes mistas quanto à majoração do carregamento da charneira plástica tradicional, e a extensão do mecanismo à temperatura ambiente para elevadas temperaturas introduz algumas questões, como o efeito das taxas de armadura. A pesquisa descrita nesta Dissertação busca auxiliar na compreensão dessas questões e na quantificação da capacidade das lajes mistas em situação de incêndio.

4.4. Método de Bailey

Para prever a ruptura no Estado-Limite de Incêndio, um deslocamento vertical limite, derivado de uma combinação dos efeitos térmicos sobre a laje e tensão mecânica na armadura deve ser definido. A equação foi validada a partir dos ensaios realizados em Cardington. A flecha devido à tensão mecânica da armadura é limitada a $\ell/30$, onde ℓ é o menor vão do painel da laje (Bailey e Moore (2000a), Bailey (2001, 2004), Bailey e Toh (2007)).

Uma vez que o método de Bailey foi desenvolvido a partir das considerações de temperatura ambiente, ele calcula a majoração devido ao efeito de membrana das lajes pelo uso da redução das resistências do concreto e da armadura para diversas temperaturas. Seus cálculos, no entanto, baseiam-se no mecanismo de charneira plástica a pequenos deslocamentos antes da ocorrência da ação de membrana de tração.

O método também assume que as lajes são consideradas como simplesmente apoiadas, já que elevados momentos fletores poderiam ser gerados ao longo das bordas do painel em situação de incêndio, com consequente ruptura da armadura que atravessa essa laje. Na análise de lajes mistas para ação de membrana de tração são adotadas lajes lisas equivalentes, devido a elevadas temperaturas verificadas no intradorso (parte interior e côncava) da laje e a separação observada do concreto a partir da fôrma de aço em situação de incêndio (Bailey e Moore, 2000a).

Comparações do método simplificado de Bailey com o programa de elementos finitos Vulcan mostram que o primeiro pode prever aumento maior do efeito da membrana de tração, com consequente maior capacidade resistente ao incêndio que o previsto com análise por elementos finitos (Huang et al., 2002). As diferenças nos resultados eram particularmente significativas para lajes quadradas com elevadas taxas de armadura, onde o método simplificado previa aumento muito maior devido à ação de membrana.

4.5. Deslocamentos térmico e mecânico

Para uma laje mista em situação de incêndio (Figura 4.9) sujeita a uma curvatura de origem térmica cuja distribuição de temperatura ao longo de sua espessura possa ser considerada linear e esse gradiente constante em todo o compartimento, tem-se a curvatura provocada por efeitos térmicos como apresentada nas Equações 4.2.

Figura 4.9 - Gradiente térmico através da altura da laje

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{\alpha_c(\theta_{c2} - \theta_{c1})x}{h_{ef}} + C_1$$

$$y = -\frac{\alpha_c(\theta_{c2} - \theta_{c1})}{h_{ef}} \frac{x^2}{2} + C_1x + C_2$$

Condições de contorno:

$$x = \frac{\ell}{2}; \frac{dy}{dx} = 0 \rightarrow C_1 = \frac{\alpha_c(\theta_{c2} - \theta_{c1})}{h_{ef}} \frac{\ell}{2}$$

$$x = \frac{\ell}{2}; y = \frac{\alpha_c(\theta_{c2} - \theta_{c1})}{h_{ef}} \left(\frac{\ell^2}{4} - \frac{\ell^2}{8} \right) = \frac{\alpha_c(\theta_{c2} - \theta_{c1})}{h_{ef}} \left(\frac{\ell^2}{8} \right)$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{\alpha_c(\theta_{c2} - \theta_{c1})}{h_{ef}} \quad (4.2)$$

A integração da Equação 4.2 resulta na Equação 4.3, considerando-se um fator de redução igual a 2,4 (hipótese de aquecimento uniforme em condições reais de incêndio adicionado à calibração com resultados de ensaios de Cardington (Bailey e Moore, 2000b)).

$$f_{\theta} = \frac{\alpha_c(\theta_{c2} - \theta_{c1})\ell^2}{19,2h_{ef}} \quad (4.3)$$

onde:

f_{θ} : flecha decorrente do aquecimento;

α_c : coeficiente de dilatação térmica do concreto, igual a $1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;

h_{ef} : espessura efetiva da laje mista;

θ_{c1} : temperatura na face superior;

θ_{c2} : temperatura na face inferior;

ℓ : menor vão do painel de laje.

Partindo-se da hipótese de uma forma parabólica para o deslocamento da laje devido ao carregamento transversal, o comprimento da laje deformada é dado pela Equação 4.4 (Vassart e Zhao, 2012a, b).

$$L_c = L\left(1 + \frac{8f^2}{3L^2} - \frac{32f^2}{5L^4} + \dots\right) \quad (4.4)$$

onde:

L_c : comprimento da curva da laje deformada;

L : maior vão da laje antes da deformação;

f : flecha da laje.

Para curvas não parabólicas,

$$L_c = L\left(1 + \frac{8f^2}{3L^2}\right)$$

Assim, é possível determinar o alongamento da armadura como apresentado na Equação 4.5 (Vassart e Zhao, 2012a, b).

$$\varepsilon = \frac{8f^2}{3L^2} \quad (4.5)$$

Considerando-se na Equação 4.5 que na armadura age uma tensão igual à metade da resistência ao escoamento à temperatura ambiente, a flecha devido ao alongamento da armadura (f_ε) é dada pela Equação 4.6.

$$f_\varepsilon = \sqrt{\frac{0,5f_y 3L^2}{8E_s}} \quad (4.6)$$

onde:

f_y : resistência ao escoamento da armadura em temperatura ambiente;

E_s : módulo de elasticidade do aço em temperatura ambiente;

L : maior vão da laje.

Dessa forma é possível a determinação da flecha da laje que permita o cálculo das forças de membrana (Equação 4.7.a).

$$f = \frac{\alpha_c(\theta_{c2} - \theta_{c1})\ell^2}{19,2h_{ef}} + \sqrt{\frac{0,5f_y 3L^2}{8E_s}} \quad (4.7.a)$$

Bailey e Moore (2000a, b) recomendaram também um limite para fins de calibração com ensaios (Equação 4.7.b).

$$\sqrt{\frac{0,5f_y 3L^2}{8E_s}} \leq \frac{\ell}{30} \quad (4.7.b)$$

Para que a Equação 4.7.b represente a estimativa da capacidade resistente de forma adequada algumas hipóteses devem ser mantidas:

- ignorar qualquer deslocamento vertical provocado pela restrição à dilatação térmica;
- ignorar qualquer contribuição da fôrma de aço;
- ignorar o aumento da ductilidade do aço da armadura em função do aumento da temperatura.

4.6. Consideração da ação de membrana de tração no Método de Bailey

O método de Bailey inicia-se com a divisão da laje mista em diversos painéis retangulares não restringidos horizontalmente e de baixa relação de forma (maior vão/menor vão; Figura 4.10). Internamente, esses painéis são compostos por vigas simplesmente apoiadas não revestidas. Com o aumento da exposição a elevadas temperaturas, a formação de articulações nas vigas não revestidas provoca a redistribuição do carregamento aplicado sobre a laje, submetendo-a a grandes deslocamentos. O efeito de membrana se manifesta e é considerado por um fator de majoração “ e ” (devidamente descrito no item 4.6.3).

O fator de majoração e é composto pelos fatores e_m (majoração devido às forças de membrana na laje) e e_b (majoração do momento fletor resistente devido ao efeito da membrana às forças de flexão) dos Elementos 1 e 2 do painel (Figura 4.11).

Os parâmetros a seguir apresentados e demonstrados (Vassart e Zhao (2012a, b), Bailey e Moore (2000a, b), Bailey (2001), Bailey e Toh (2007)) têm por objetivo auxiliar na determinação dos fatores de majoração da capacidade resistente do painel de laje.

Figura 4.10 - Esquema de painéis – Método de Bailey

A Figura 4.10 mostra uma laje retangular simplesmente apoiada no seu perímetro e o padrão das linhas de ruptura, que pode se desenvolver devido a uma carga uniformemente distribuída. A interseção das linhas de ruptura é definida por um parâmetro n (Figura 4.11) calculado utilizando a teoria geral das charneiras plásticas e dado pela Equação 4.8 (Vassart e Zhao, 2012a, b).

Figura 4.11 - Forças nas charneiras plásticas devido à ação de membrana

$$n = \frac{1}{2\mu a^2} (\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1) \quad (4.8)$$

onde:

a : relação de forma da laje L/ℓ ;

$$\mu = K \frac{3 + g_{0,1}}{3 + g_{0,2}}$$

K : coeficiente de ortotropia, dependente das armaduras nas duas direções. É a relação entre a área de armadura no menor vão e a armadura no maior vão;

$g_{0,1}$, $g_{0,2}$: parâmetros que determinam a profundidade do bloco de tensão de compressão quando nenhuma força de membrana está presente:

$$g_{0,1} = 1 - \frac{2K A_s f_y k_{s,\theta}}{0,85 f_{ck} k_{c,\theta} \times d_1}$$

$$g_{0,2} = 1 - \frac{2A_s f_y k_{s,\theta}}{0,85 f_{ck} k_{c,\theta} \times d_2}$$

d_1, d_2 : distância entre eixo da armadura negativa e face superior da laje (mm).

Com base na teoria rígido-plástica com grande mudança de geometria, e seguindo um procedimento similar ao desenvolvido por Hayes (1968), a capacidade adicional da laje fornecida pelas tensões no plano das principais dimensões da laje (Figura 4.12) é calculada como uma majoração à tradicional capacidade das charneiras plásticas a pequenos deslocamentos (Bailey e Moore, 2000a). O carregamento suportado devido ao comportamento

à flexão da laje mista é calculado com base no limite inferior da charneira plástica, assumindo que as vigas secundárias tenham capacidade resistente nula.

Figura 4.12 - Distribuição de tensões no plano para os Elementos 1 e 2

Na Figura 4.12:

T_1, T_2 : forças de membrana de tração na armadura resultantes nos Elementos 1 e 2;

C: forças de membrana resultantes de compressão no concreto por unidade de comprimento ao longo das charneiras plásticas;

S: forças de membrana resultantes de cisalhamento no concreto por unidade de comprimento ao longo das charneiras plásticas;

T_0, KT_0 : força resistente de tração da armadura por unidade de comprimento;

k, b : parâmetros que definem o valor das forças de membrana (apresentados nos itens 4.6.1 e 4.6.2, respectivamente);

K: coeficiente de ortotropia, dependente das armaduras nas duas direções. É a razão entre a armadura no menor vão e a armadura no maior vão.

4.6.1. Determinação do parâmetro k

Para o equilíbrio das forças T_1, T_2 e C , no plano do Elemento 1 têm-se as Equações 4.9.

$$\begin{aligned}
S \sin \varphi &= (C - T_2) \cos \varphi \\
-S \cos \varphi &= (C - T_2) \sin \varphi - \frac{T_1}{2} \\
\frac{T_1}{2} \sin \varphi &= (C - T_2)
\end{aligned} \tag{4.9}$$

Onde φ é o ângulo que define as charneiras plásticas.

A Figura 4.13 mostra a distribuição de tensões ao longo da linha CD de ruptura.

Figura 4.13 - Distribuição de tensões ao longo da linha de ruptura CD

Assim:

$$\begin{aligned}
T_1 &= bKT_0(L - 2nL) \\
T_2 &= \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \\
C &= \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \\
\sin \varphi &= \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}}}
\end{aligned} \tag{4.10}$$

onde:

b, k : parâmetros que definem o valor das forças de membrana;

T_0, KT_0 : força resistente de tração da armadura por unidade de comprimento;

n : parâmetro que define o padrão das charneiras plásticas.

Substituindo-se as Equações 4.10 em 4.9 tem-se a Equação 4.11.

$$\frac{kbKT_0(L-2nL)}{2} \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}}} = \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} - \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \quad (4.11)$$

De onde se extrai o parâmetro k (Equação 4.12).

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2 + 1} + 1 \quad (4.12)$$

4.6.2. Determinação do parâmetro b

Admitindo-se que a ruptura da armadura ocorra ao longo do menor vão da laje é possível a determinação do parâmetro b . A ruptura da armadura ao longo da laje é representada pela linha EF (Figura 4.14), admitindo-se que toda a armadura tenha atingido a resistência ao escoamento f_y (Equação 4.13).

$$f_u = k_t f_y \quad (4.13)$$

onde:

f_y : resistência ao escoamento da armadura;

k_t : relação entre a resistência à ruptura e a resistência ao escoamento.

Figura 4.14 - Distribuição de tensões ao longo da linha de ruptura EF

O momento em E na Figura 4.14 pode ser determinado como apresentado na Equação 4.14.

$$T_2 \left[\left(\frac{L}{2} \cos \varphi - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{\cos \varphi} \right) \frac{1}{\tan \varphi} - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \right] + C \left[\frac{L}{2} \sin \varphi - \right. \quad (4.14)$$

$$\left. - \frac{\ell}{3} \left(\frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \right] + S \frac{L}{2} \cos \varphi - \frac{T_1}{2} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{k_t T_0 \ell^2}{8}$$

onde:

$$\begin{aligned} \frac{T_1}{2} &= bKT_0 \left(\frac{L}{2} - nL \right) \\ T_2 &= \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \\ C &= \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \\ S &= \frac{bKT_0 \ell}{2} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \\ \cos \varphi &= \frac{(\ell/4)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}}} \\ \sin \varphi &= \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}}} \\ \tan \varphi &= \frac{nL}{(\ell/2)} \end{aligned} \quad (4.15)$$

Substituindo as Equações 4.15 na Equação 4.14,

$$\begin{aligned}
 & \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \left[\left(\frac{\frac{\ell}{2}}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}}} \frac{L}{2} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL\right)}{\frac{\ell}{2}} \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \right) \frac{\ell}{nL} - \right. \\
 & \quad \left. - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \right] + \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \left[\frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}}} \frac{L}{2} - \right. \\
 & \quad \left. - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \right] + \frac{bKT_0 \ell}{2} (k - \ell) \sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}} \frac{\frac{\ell}{2}}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}}} \frac{L}{2} - \\
 & \quad - bKT_0 \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left[\frac{\ell}{2} \left(\frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{k_t T_0 \ell^2}{8}
 \end{aligned} \tag{4.16}$$

k_t : relação entre capacidade resistente à ruptura e a resistência ao escoamento (f_u/f_y); simplificadamente é tomado igual a 1,0.

A equação anteriormente apresentada pode ser reformulada como apresentado na Equação 4.17.

$$\begin{aligned}
 & \frac{b}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\left(\frac{\ell^2}{8n} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL\right)}{nL} \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) \right) \right] + \\
 & \quad + \frac{b}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) \right] + \frac{b\ell^2}{16n} (k - 1) - b \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \right. \\
 & \quad \left. - \frac{nL}{2} \right) = \frac{k_t \ell^2}{8K}
 \end{aligned} \tag{4.17}$$

Reescrevendo a Equação 4.17 tem-se:

$$Ab + Bb + Cb - Db = \frac{k_t \ell^2}{8K}$$

Isolando o termo b da Equação 4.17, tem-se a Equação 4.18.

$$b = \frac{k_t \ell^2}{8K(A+B+C-D)} \tag{4.18}$$

Sendo que

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

$$\begin{aligned}
B &= \frac{1}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) \right] \\
C &= \frac{\ell^2}{16n} (k-1) \\
D &= \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \frac{n\ell}{2} \right)
\end{aligned} \tag{4.19}$$

Vale destacar que o valor de C apresentado na Equação 4.19 (determinação do parâmetro b) não se refere ao C apresentado na Equação 4.15 (força de membrana de compressão).

4.6.3. Majoração da capacidade resistente decorrente das forças de membrana

As forças de membrana e sua contribuição ao aumento do momento fletor resistente dos Elementos 1 e 2 (Figura 4.12) podem ser expressas a partir do fator de majoração aplicado ao limite inferior da charneira plástica, como já mencionado no início do item 4.6. Ignorando-se os efeitos da força S (Figura 4.14) têm-se duas forças distintas para os Elementos 1 e 2 (e_1, e_2 , respectivamente).

Para cada um dos elementos, o fator de majoração e divide-se em duas partes, e_b (flexão) e e_m (membrana). As equações para determinação de e são apresentadas nas Equações 4.20 (Vassart e Zhao, 2012, 2012a).

$$\begin{aligned}
e_{1b} &= 2n \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right] \\
&\quad + [(1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2)] \\
e_{1m} &= \frac{4b}{3 + g_{0,1}} \left(\frac{f}{d_1} \right) \left((1-2n) + \frac{n(2+3k-k^3)}{3(1+k)^2} \right) \\
e_{2,b} &= 1 + \frac{\alpha_2 bK}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1) \\
e_{2,m} &= \frac{4bK}{3 + g_{0,2}} \left(\frac{f}{d_2} \right) \left(\frac{2+3k-k^3}{6(1+k)^2} \right)
\end{aligned} \tag{4.20}$$

$$\alpha_1 = \frac{2g_{0,1}}{3 + g_{0,1}} \qquad \beta_1 = \frac{1 - g_{0,1}}{3 + g_{0,1}}$$

$$\alpha_2 = \frac{2g_{0,2}}{3 + g_{0,2}} \quad \beta_2 = \frac{1 - g_{0,2}}{3 + g_{0,2}}$$

$e_{1,m}, e_{2,m}$: coeficientes de majoração dos Elementos 1 e 2 devido às forças de membrana;

$e_{1,b}, e_{2,b}$: coeficientes de majoração dos Elementos 1 e 2 devido às forças de flexão;

$g_{0,1}, g_{0,2}$: parâmetros que definem o bloco de tensões de flexão nas duas direções ortogonais;

d_1, d_2 : distâncias entre a face superior do painel de laje e os eixos da armadura em cada direção;

f : flecha;

b, k : parâmetros que definem o valor das forças de membrana;

K : coeficiente de ortotropia, dependente das armaduras nas duas direções. É a razão entre a área de armadura no menor vão e no maior vão.

O coeficiente global de majoração e é dado conforme Equação 4.21 (Vassart e Zhao, 2012a, b).

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2} \quad (4.21)$$

Uma vez que o fator e tenha sido obtido, parte-se para a determinação da capacidade resistente do painel de laje devido às forças de membrana (Equação 4.22).

$$q_{p,fi,laje,memb} = e \times q_{p,fi,laje} \quad (4.22)$$

A força uniformemente distribuída de cálculo no painel, resistida pela laje mista, $q_{p,fi,Laje}$, devido à formação das charneiras plásticas, é dada pela Equação 4.23 (Vassart e Zhao, 2012 a, b).

$$q_{p,fi,Laje} = \frac{6 \times M_{p,fi,laje}}{n^2 a^2 \ell^2} \quad (4.23)$$

Onde $M_{p,fi,laje}$ é o momento fletor resistente de cálculo na seção de largura unitária da laje:

$$M_{p,fi,laje} = A_s f_{y,\theta} \times d \times \frac{3 + g_{0,2}}{4}$$

d : distância entre o eixo da armadura e a face superior do painel de laje.

Após a determinação da capacidade resistente do painel de laje devido às forças de membrana conforme a Equação 4.22 e da capacidade resistente do painel de laje com a contribuição da viga mista não revestida ($q_{p,fi,viga}$, a ser apresentado no item 4.8 deste trabalho), é possível a determinação da capacidade resistente da laje em situação de incêndio conforme Equação 4.24.

$$q_{p,fi} = q_{p,fi,laje,memb} + q_{p,fi,viga} \quad (4.24)$$

No que se refere ao carregamento aplicado na laje em situação de incêndio:

$$q_{fi,sd} < q_{p,fi}$$

4.7. Ruptura do concreto à compressão

O fator de majoração apresentado no item anterior considera a ruptura à tração da armadura. No entanto deve-se também considerar a ruptura devido ao esmagamento do concreto nos vértices de cada painel de laje. Partindo-se da hipótese de que a altura máxima dos blocos de compressão no concreto é limitada a $0,45 d$, considerando um comprimento médio efetivo para a armadura em ambas as direções ortogonais (Vassart e Zhao, 2012a, b):

$$kbKT_0 + \left(\frac{KT_0 + T_0}{2}\right) = 0,85f_{ck} \times 0,45 \left(\frac{d_1 + d_2}{2}\right)$$

Evidenciando o parâmetro b tem-se a Equação 4.25.

$$b = \frac{1}{kKT_0} \left(0,85f_{ck} \times 0,45 \left(\frac{d_1 + d_2}{2}\right) - T_0 \left(\frac{K + 1}{2}\right) \right) \quad (4.25)$$

Dessa forma determina-se o parâmetro b pelo mínimo entre as Equações 4.25 e 4.18.

4.8. Vigas mistas – Critérios de dimensionamento

4.8.1. Vigas secundárias não revestidas

Em situação de incêndio, as vigas secundárias não revestidas dentro de cada painel de laje contribuirão para a capacidade resistente do painel, com uma força resistente à tração adicional a partir da ação catenária. A determinação da temperatura da seção transversal das vigas não revestidas é feita a partir do item 8.5.1.1.1 da ABNT NBR 14323:2013, assumindo-se que as mesas inferior e superior e a alma do perfil possuem, cada uma, temperatura uniforme para o cálculo do momento resistente. O momento fletor resistente das vigas em situação de incêndio é determinado conforme item 8.4.3 da ABNT NBR 14323:2013.

4.8.2. Vigas revestidas do contorno do painel

Para a determinação dos momentos resistentes das vigas revestidas do contorno de cada painel de laje ($M_{pd,fi,viga,1}$ e $M_{pd,fi,viga,2}$), elas devem ser dimensionadas para garantir o TRRF requerido para a laje de pavimento; isso garantiria que o padrão das charneiras plásticas e a majoração da capacidade resistente devido à ação de membrana de tração, de fato ocorressem. O momento fletor resistente é determinado considerando padrões alternativos de charneira plástica que permitam a flexão da laje ao longo de um eixo de simetria sem o desenvolvimento de ações de membrana de tração (Figura 4.15 e Figura 4.16).

Figura 4.15 - Padrão alternativo de charneiras plásticas – formação de rótulas plásticas nas vigas do contorno (Vassart e Zhao, 2012a, b)

Figura 4.16 - Padrão alternativo de charneiras plásticas – formação de rótulas plásticas nas vigas do contorno (Vassart e Zhao, 2012a, b)

Uma vez que o momento resistente das vigas do contorno do painel tenha sido determinado (apresentado nos itens a seguir), para permitir o desenvolvimento das ações de membrana de tração responsáveis pela majoração da capacidade resistente da laje, é possível determinar o revestimento contra o incêndio para o TRRF em estudo.

Para um painel de laje típico (Figura 4.17) considera-se o padrão de duas charneiras plásticas que inclui a formação de uma articulação plástica nas vigas do contorno do painel. As charneiras plásticas podem ocorrer ao longo do centro da laje ou paralelamente às vigas não revestidas, com as articulações se formando nas vigas de contorno nos Lados B e D, ou perpendicularmente às vigas não revestidas, com articulações se formando nas vigas do contorno nos Lados A e C e nas vigas não revestidas. O momento resistente das vigas revestidas do contorno ($M_{pd,fi,viga1}$ e $M_{pd,fi,viga2}$, apresentados nos itens a seguir) pode ser determinado igualando os trabalhos interno e externo do mecanismo.

No caso de todas as vigas do contorno do painel serem internas dentro do piso de laje devem ser utilizadas, de maneira conservadora, os valores determinados no item 4.8.4.

Figura 4.17 - Painel de laje típico

4.8.3. Vigas não revestidas com vigas de contorno em ambos os lados

- Charneira plástica paralela às vigas não revestidas

Para a determinação do momento fletor de plastificação das vigas do contorno da laje (revestidas), Lados B e D, considera-se a formação de uma charneira plástica paralela às vigas não revestidas. Para um deslocamento vertical (ou flecha) unitário ao longo da charneira plástica, a rotação da mesma e os trabalhos virtuais interno e externo devido a essa rotação são determinados conforme Equações 4.26 a 4.28 (Vassart e Zhao, 2012a, b).

$$\alpha \cong \arctan(\alpha) = 2/L \quad (4.26)$$

$$\text{Rotação charneira plástica} = 2 \frac{1}{L/2} = \frac{4}{L}$$

$$Trabalho\ interno = (M_{pd,fi,laje}L_{ef} + 2M_{pd,fi,viga1})\frac{4}{L} \quad (4.27)$$

$$= \frac{4M_{pd,fi,laje}L_{ef}}{L} + \frac{8M_{pd,fi,viga1}}{L}$$

$$Trabalho\ externo = q_{pd,fi}\ell \times 1\ L/2 \quad (4.28)$$

onde:

L_{ef} : comprimento da charneira plástica descontando-se a largura efetiva da laje que atua com as vigas mistas do contorno (Figura 4.18)

Figura 4.18 - Determinação de L_{ef}

$$L_{ef} = \ell - 2b_{ef,viga1}/2$$

onde:

$b_{ef,viga1}$: largura efetiva da viga 1 (Figura 4.18);

$M_{pd,fi,laje}$: momento fletor de plastificação da laje por unidade de comprimento da charneira plástica;

$M_{pd,fi,viga1}$: momento fletor de plastificação da viga 1;

$q_{pd,fi}$: força uniformemente distribuída a ser suportada pelo painel de laje em situação de incêndio.

Na Equação 4.29 igualam-se os trabalhos virtuais interno e externo. Na Equação 4.30 isola-se

$M_{pd,fi,viga1}$.

$$q_{pd,fi}\ell L = \frac{8M_{pd,fi,laje}L_{ef}}{L} + \frac{16M_{pd,fi,viga1}}{L} \quad (4.29)$$

$$M_{pd,fi,viga1} = \frac{q_{pd,fi}\ell L^2 - 8M_{pd,fi,laje}L_{ef}}{16} \quad (4.30)$$

O revestimento contra incêndio da viga 1 deve ser determinado de forma a garantir que o momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio não seja superior ao momento fletor de plastificação $M_{pd,fi,viga1}$ para o tempo de incêndio requerido. Nesse cálculo adota-se $M_{pd,fi,laje} = M_{Rd,fi,laje}$.

➤ Charneira plástica perpendicular às vigas não revestidas em situação de incêndio

Para a determinação do momento fletor de plastificação das vigas do contorno da laje, Lados A e C, considera-se a formação de uma charneira plástica perpendicular às vigas não revestidas. Para um deslocamento vertical unitário ao longo da charneira plástica, a rotação da mesma e os trabalhos virtuais interno e externo devido a essa rotação são determinados conforme Equações 4.31 a 4.33.

$$\text{Rotação charneira plástica} = 2 \frac{1}{\ell/2} = \frac{4}{\ell} \quad (4.31)$$

$$\text{Trabalho interno} = (M_{pd,fi,laje}L_{ef} + 2M_{pd,fi,viga2} + nM_{pd,fi,viga,sec}) \frac{4}{\ell} \quad (4.32)$$

$$= \frac{4M_{pd,fi,laje}L_{ef}}{\ell} + \frac{8M_{pd,fi,viga2}}{\ell} + \frac{4nM_{pd,fi,viga,sec}}{\ell} \quad (4.33)$$

$$\text{Trabalho externo} = \frac{1}{2} q_{pd,fi}\ell L$$

onde:

n : número de vigas secundárias do painel;

$M_{pd,fi,viga\ sec}$: momento fletor de plastificação das vigas secundárias não revestidas do painel;

L_{ef} : comprimento da charneira plástica descontando a largura efetiva da laje que atua com as vigas do contorno;

Figura 4.19- Determinação de L_{ef}

$$L_{ef} = L - 2b_{ef,vsec} - 2b_{ef,viga2}/2$$

$M_{pd,fi,laje}$: momento de plastificação da laje por unidade de comprimento;

$q_{pd,fi}$: carga uniformemente distribuída a ser suportada pelo painel de laje em situação de incêndio.

Na Equação 4.34 igualam-se os trabalhos virtuais interno e externo. Na Equação 4.35 isola-se $M_{pd,fi,viga2}$.

$$q_{pd,fi}\ell L = \frac{8M_{pd,fi,laje}L_{ef}}{\ell} + \frac{16M_{pd,fi,viga2}}{\ell} + \frac{8nM_{pd,fi,viga,sec}}{\ell} \quad (4.34)$$

$$M_{pd,fi,viga2} = \frac{q_{pd,fi}L\ell^2 - 8M_{pd,fi,laje}L_{ef} - 8nM_{pd,fi,viga,sec}}{16} \quad (4.35)$$

O revestimento contra incêndio da viga 2 deve ser determinado de forma a garantir que o momento solicitante em situação de incêndio não seja superior ao momento de plastificação $M_{pd,fi,viga2}$ para o tempo de incêndio requerido.

4.8.4. Vigas não revestidas com vigas de contorno em dois lados do painel em situação de incêndio

- Charneira plástica paralela às vigas não revestidas

Para a determinação do momento fletor de plastificação das vigas do contorno da laje, Lados B e D, considera-se a formação de uma charneira plástica paralela às vigas não revestidas

(Figura 4.20). A viga do Lado B é uma viga de contorno interna. Uma vez que o método de Bailey considera que o painel de laje seja isolado, o cálculo do momento fletor de plastificação da viga interna do contorno deve considerar que o painel é adjacente a uma área idêntica da laje a seu lado onde as vigas internas foram especificadas. Para um deslocamento vertical unitário ao longo da charneira plástica, a rotação da mesma e os trabalhos virtuais interno e externo devido a essa rotação são determinados conforme Equações 4.36 a 4.38 (Vassart e Zhao, 2012a, b). O eixo de rotação indicado corresponde à flecha igual a zero.

Figura 4.20 - Charneira plástica paralela às vigas não revestidas

$$\text{Rotação charneira plástica} = 2 \frac{1}{L/2} = \frac{4}{L} \quad (4.36)$$

$$\begin{aligned} \text{Trabalho interno} &= (2M_{pd,fi,laje}L_{ef} + 3M_{pd,fi,viga1}) \frac{4}{L} = \\ &= \frac{8M_{pd,fi,laje}L_{ef}}{L} + \frac{12M_{pd,fi,viga1}}{L} \end{aligned} \quad (4.37)$$

$$\text{Trabalho externo} = \frac{1}{2} q_{pd,fi} 2\ell L \quad (4.38)$$

onde:

L_{ef} : comprimento da charneira plástica descontando a largura efetiva da laje que atua com as vigas do contorno;

$M_{pd,fi,laje}$: momento de plastificação da laje por unidade de comprimento;

$M_{pd,fi,viga1}$: momento fletor de plastificação da viga 1;

$q_{pd,fi}$: carga uniformemente distribuída a ser suportada pelo painel de laje em situação de incêndio.

Na Equação 4.39 igualam-se os trabalhos virtuais interno e externo. Na Equação 4.40 isola-se $M_{pd,fi,viga1}$.

$$q_{pd,fi}\ell L = \frac{8M_{pd,fi,laje}L_{ef}}{L} + \frac{12M_{pd,fi,viga1}}{L} \quad (4.39)$$

$$M_{pd,fi,viga1} = \frac{q_{pd,fi}\ell L^2 - 8M_{pd,fi,laje}L_{ef}}{12} \quad (4.40)$$

O revestimento contra incêndio da viga 1 deve ser determinado de forma a garantir que o momento solicitante em situação de incêndio não seja superior ao momento de plastificação $M_{pd,fi,viga1}$ para o tempo de incêndio requerido.

➤ Charneira plástica perpendicular às vigas não revestidas

Considera-se a formação de uma charneira plástica perpendicular às vigas não revestidas (Figura 4.21). Para um deslocamento vertical unitário ao longo da charneira plástica, a rotação da mesma e os trabalhos virtuais interno e externo devido a essa rotação são determinados conforme Equações 4.41 a 4.43.

Figura 4.21 - Charneira plástica perpendicular às vigas não revestidas

$$\theta = \frac{1}{\frac{\ell}{2}} = 2/\ell$$

$$\text{Rotação charneira plástica} = 2 \frac{1}{\ell/2} = \frac{4}{\ell} \quad (4.41)$$

$$\text{Trabalho interno} \quad (4.42)$$

$$\begin{aligned} &= (2M_{pd,fi,laje}L_{ef} + 3M_{pd,fi,viga2} + 2nM_{pd,fi,viga,sec}) \frac{4}{\ell} \\ &= \frac{8M_{pd,fi,laje}L_{ef}}{\ell} + \frac{12M_{pd,fi,viga2}}{\ell} + \frac{8nM_{pd,fi,viga,sec}}{\ell} \\ \text{Trabalho externo} &= \frac{1}{2} q_{pd,fi} \ell 2L \end{aligned} \quad (4.43)$$

onde:

L_{ef} : comprimento efetivo da charneira plástica descontando a largura efetiva da laje que atua com as vigas do contorno:

$$L_{ef} = \ell - n \times b_{ef} - \sum_{i=1}^2 b_{ef,i}$$

$M_{pd,fi,laje}$: momento de plastificação da laje por unidade de comprimento;

$q_{pd,fi}$: carga uniformemente distribuída a ser suportada pelo painel de laje em situação de incêndio;

$M_{pd,fi,viga,sec}$: momento fletor de plastificação das vigas secundárias não revestidas do painel;

n : número de vigas secundárias do painel.

Na Equação 4.44 igualam-se os trabalhos virtuais interno e externo. Na Equação 4.45 isola-se

$M_{pd,fi,viga2}$.

$$q_{pd,fi} \ell L = \frac{8M_{pd,fi,laje}L_{ef}}{\ell} + \frac{12M_{pd,fi,viga2}}{\ell} + \frac{8nM_{pd,fi,viga,sec}}{\ell} \quad (4.44)$$

$$M_{pd,fi,viga2} = \frac{q_{pd,fi} L \ell^2 - 8M_{pd,fi,laje}L_{ef} - 8nM_{pd,fi,viga,sec}}{12} \quad (4.45)$$

O revestimento contra incêndio da viga 2 deve ser determinado de forma a garantir que o momento solicitante em situação de incêndio não seja superior ao momento de plastificação $M_{pd,fi,viga2}$ para o tempo de incêndio requerido.

4.8.5. Capacidade resistente da laje considerando as vigas mistas não revestidas em situação de incêndio

As temperaturas de uma viga de aço não revestida sujeita à curva ISO (incêndio padrão) podem ser determinadas conforme o item 8.5.1.1 da ABNT NBR 14323:2013. De forma a facilitar o uso desse método de cálculo, Vassart e Zhao (2012a) forneceram uma tabela com as temperaturas da seção de aço (θ_a) em função do fator de massividade multiplicado pelo fator de correção para o efeito de sombreamento, para os diferentes tempos de exposição ao incêndio (Tabela 4.1). Na tabela, k_{sh} é o fator de correção para o efeito de sombreamento, u é o perímetro do elemento estrutural exposto ao incêndio, A_g é a área bruta da seção transversal do perfil de aço.

Em Gusmões et al. (2012), também é apresentada uma tabela que permite o cálculo direto da temperatura, considerando-se a formulação recomendada pela ABNT NBR 14323:2013.

Tabela 4.1 - Temperatura na seção transversal de aço não revestido (Vassart e Zhao, 2012a)

<i>Fator de massividade modificado</i> $k_{sh} \left(\frac{u}{A_g} \right) [m^{-1}]$	<i>Temperatura da seção transversal de aço θ_a [°C]</i>			
	30 min	60 min	90 min	120 min
0	432	736	942	1030
30	555	835	987	1039
40	637	901	995	1042
50	691	923	997	1043
60	722	931	999	1044
70	734	934	1000	1045
80	742	936	1001	1046
90	754	937	1001	1046
100	768	938	1002	1046
110	782	939	1002	1047
120	793	939	1003	1047
130	802	940	1003	1047
140	810	940	1003	1047
150	815	941	1003	1047
200	829	942	1004	1048
500	838	944	1005	1048
k_{sh} : fator de correção para o efeito de sombreamento; u : perímetro do elemento estrutural exposto ao incêndio; A_g : área bruta da seção transversal da barra de aço.				

As temperaturas do perfil e dos conectores metálicos permitem determinar o momento resistente das vigas mistas secundárias não revestidas. Para a determinação do momento positivo de plastificação da viga de aço utiliza-se Equação 4.46.

$$M_{pd,fi,viga,sec} = \frac{A_g f_y k_{y,\theta}}{\gamma_{fi,a}} \left(\frac{H}{2} + h - \frac{h_u}{2} \right) \quad (4.46)$$

onde:

A_g : área do perfil de aço (mm^2);

f_y : resistência ao escoamento do aço do perfil à temperatura ambiente;

$k_{y,\theta}$: fator de redução da resistência ao escoamento do aço do perfil em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente;

H : altura do perfil de aço (mm);

h : altura da laje (mm);

h_u : altura da laje comprimida em situação de incêndio (mm):

$$h_u = \frac{\sum A_g f_y k_{y,\theta}}{b_{eff} f_{ck} k_{c,\theta}} (mm)$$

b_{eff} : comprimento efetivo da laje (mm);

$\gamma_{fi,a}$, γ_v e $\gamma_{fi,v}$: fatores de ponderação para o aço, para o aço dos conectores à temperatura normal e em situação de incêndio (EN 1994 Parte 1-2 (2005)).

A capacidade resistente da laje com a contribuição da viga mista não revestida pode ser determinada pela Equação 4.47 (Vassart e Zhao, 2012a, b).

$$q_{pd,fi,viga} = \frac{8M_{pd,fi,viga,sec}}{\ell^2} \frac{1+n}{L} \quad (4.47)$$

onde:

n : número de vigas não revestidas do painel.

Capítulo 5. PROGRAMAS EMPREGADOS NA ANÁLISE DE LAJES MISTAS

5.1. Programa Vulcan

O programa Vulcan foi desenvolvido pelo grupo de pesquisa *Structural Fire Engineering Research* da Universidade de Sheffield, Inglaterra, pelos pesquisadores Roger Plank, Ian Burgess, Buick Davidson e Zhaohui Huang. Ele foi criado com o intuito de realizar modelagens de estruturas de aço e mistas de aço e concreto em situação de incêndio.

Por meio de uma formulação de elementos finitos para não linearidades geométrica e do material o programa permite a realização de cálculos mecânicos de deslocamentos e esforços solicitantes nos elementos estruturais. Diferentes seções transversais podem ser definidas, com formas e materiais diversos.

O programa INSTAF – que deu origem ao Vulcan – foi originalmente desenvolvido na Universidade de Alberta, Canadá, para análise do comportamento de estruturas de aço em duas dimensões à temperatura ambiente (El-Zanaty et al., 1980; El-Zanaty e Murray 1980, 1983). Esse programa usava elementos de barra e podia ser empregado para estruturas de aço cujo comportamento incorpora grandes deslocamentos.

Termos de ordem superior nas relações tensão-deformação são mantidos com o objetivo de permitir um tratamento mais preciso do comportamento a grandes deslocamentos. Como mostrado na Figura 5.1, para análise em duas dimensões, quatro graus de liberdade são usados para cada nó de um elemento de linha nas coordenadas locais e, quando transformado em coordenadas globais, cinco graus de liberdade são necessários (Bernabè e Toh, 2008).

Os quatro graus de liberdade locais incluem os três graus convencionais de deslocamento axial (u), deslocamento transversal (v) e rotação (θ) e um grau de liberdade adicional $u' = \frac{\partial \varepsilon}{\partial x}$ (primeira derivada da deformação específica axial), de forma que a deformação de segunda ordem é incluída (Wang, 2001). Nesse programa emprega-se a formulação Lagrangiana Total de forma que grandes deslocamentos possam ser acomodados.

Figura 5.1 - Graus de liberdade para análise em duas dimensões no INSTAF (adaptado de Wang, 2001)

Segundo Wang (2001), Saab (1990) e Saab e Nethercot (1991) a modificação do programa INSTAF foi necessária para incorporação da relação tensão-deformação do aço a temperaturas elevadas. A equação de Ramberg-Osgood (Equação 5.1) foi adotada para descrever essas relações tensão-deformação. Segundo Silva (1997) e Silva e Pimenta (1995) é possível relacionar a deformação específica com a tensão por intermédio de três parâmetros, A_θ , B_θ e n_θ , que são função da temperatura.

$$\varepsilon_\theta = \frac{\sigma_\theta}{A_\theta} + 0,01 \left(\frac{\sigma_\theta}{B_\theta} \right)^{n_\theta} \quad (5.1)$$

onde:

ε_θ : deformação específica;

σ_θ : tensão;

A_θ : módulo de elasticidade;

n_θ : expoente de encruamento do material.

Em Burgess et al. (1988) apud Silva (1997) são fornecidas as equações para o cálculo de A_θ , B_θ e n_θ para temperaturas variando entre 20 °C e 800 °C. As Equações 5.2 (Silva, 1997) apresentam expressões válidas para a faixa entre 400 °C e 700 °C.

$$\begin{aligned} A_\theta &= 1000(295,33 - 0,393 \times \theta) \frac{205}{180} \\ B_\theta &= 492,667 - 0,6266 \times \theta \end{aligned} \quad (5.2)$$

Para essa faixa de temperaturas, n_θ é constante e igual a 6.

A partir de regressões lineares, Silva (1997) obteve σ (kN/cm²) em função de ε_θ (Equações 5.3).

$$\begin{aligned}\sigma &= 44,98 + 4,72\ln(\varepsilon) \text{ para } \theta = 400^\circ\text{C} \\ \sigma &= 33,63 + 3,56\ln(\varepsilon) \text{ para } \theta = 500^\circ\text{C} \\ \sigma &= 22,11 + 2,37\ln(\varepsilon) \text{ para } \theta = 600^\circ\text{C} \\ \sigma &= 10,60 + 1,19\ln(\varepsilon) \text{ para } \theta = 700^\circ\text{C}\end{aligned}\quad (5.3)$$

Wang (2001), Najjar (1994) e Najjar e Burgess (1996) posteriormente estenderam as formulações de base do INSTAF da análise em duas dimensões para três dimensões. Nessa extensão, oito graus de liberdade são utilizados para cada nó de um elemento de linha de dois nós (*2-noded*) nas coordenadas locais.

Esses oito graus de liberdade incluem os seis graus de liberdade convencionais (três deslocamentos u , v , w , e três rotações θ_x , θ_y , θ_z), a primeira derivada da deformação axial (u') e torção (θ_z') em relação ao eixo longitudinal. A inclusão de u' permite que o efeito de grandes deslocamentos seja considerado (Figura 5.2).

Figura 5.2 - Graus de liberdade dos nós - Coordenadas locais (Bailey, 1995)

Em seguida, Bailey (1995) introduziu elementos finitos de casca, de forma que o programa pudesse ser usado para análise de estruturas de aço com pisos em laje de concreto. O tratamento das lajes de concreto de Bailey foi essencialmente elástico-linear e nenhuma consideração foi feita em relação a temperaturas elevadas.

No entanto, o programa foi utilizado para simular um ensaio de incêndio em grande escala em Cardington com relativo sucesso (Burgess e Plank, 1998), o que também revelou a importância da consideração das lajes na estrutura.

Bailey (1995) também acrescentou uma facilidade para lidar com ligações semirrígidas. Nesse modelo, foi empregada a formulação normalmente usada para projetos à temperatura ambiente. Entretanto, a relação momento fletor-rotação foi substituída pelas curvas à temperatura elevada.

Uma vez que o programa não tem a capacidade para gerar as curvas momento fletor-rotação, foi necessário aplicar resultados de ensaios, tais como os indicados em Leston-Jones (1997), Lawson (1990) e Al-Jabri et al. (1998). Existem diferenças significativas no comportamento de uma ligação ensaiada isoladamente e ensaiada como parte de uma estrutura completa.

Na sequência, Huang et al. (1999a) introduz uma abordagem em camadas para modelar lajes de piso de concreto. A aproximação por camadas (*layers*) permite que a variação da temperatura na laje de concreto seja incluída. No programa, cada camada apresenta uma temperatura constante.

Wang (1993, 1994) usou uma aproximação similar nas primeiras análises de lajes de concreto armado em incêndio. Huang et al. (1999b) estendeu a capacidade do Vulcan para incluir propriedades ortotrópicas das lajes mistas nervuradas (Figura 5.3). Isso é feito usando diferentes rigidezes em duas direções de uma laje. O aprofundamento do Vulcan o tornou capaz de simular a ação de membrana em lajes de piso de concreto.

A biblioteca do Vulcan inclui elementos de barra para estruturas de aço e elementos de casca para lajes de concreto armado. Restrições podem ser impostas para simular conectores de

cisalhamento em uma viga mista (Huang et al., 1999a). Esses tipos de elementos permitem ao Vulcan que ele seja usado para simular estruturas mistas tais como vigas e lajes mistas.

Figura 5.3 - Representação de lajes mistas usando lajes sólidas equivalentes com propriedades independentes sobre os eixos do plano principal (Huang et al., 1999b)

A estrutura é modelada como um conjunto de pilares, vigas, molas, conectores de cisalhamento e elementos finitos de laje. Supõe-se que os nós desses diferentes tipos de elementos são definidos em um plano de referência fixo comum, que é assumido para coincidirem com o eixo do elemento de laje de concreto. As vigas e pilares são representados por elementos de linha.

Para representar as características de ligação dos elementos de aço, um elemento de mola de comprimento zero, com os mesmos graus de liberdade nodais como um elemento de viga-pilar é usado. A interação entre as vigas de aço e as lajes de concreto dentro de um piso misto é representado usando um elemento conector de cisalhamento de comprimento zero, com três graus de liberdade de translação e dois graus de liberdade rotacionais em cada nó.

As propriedades do material dependentes da temperatura podem ser especificadas de maneira independente. Um critério de ruptura foi adotado para o concreto, e um modelo de distribuição foi usado na determinação das propriedades do elemento após as fissuras ou esmagamento. Após o início das fissuras em uma única direção, o concreto é tratado como um material ortotrópico com eixos principais paralelos e perpendiculares à direção das fissuras.

Após novo carregamento do concreto já fissurado, se os esforços de tração na direção paralela à do primeiro conjunto de fissuras distribuídas for maior do que a tensão de tração máxima, em seguida, um segundo conjunto de fissuras se forma. Após esmagamento à compressão, considera-se que o concreto tenha perdido toda a sua rigidez. As propriedades uniaxiais do

concreto e aço da armadura a elevadas temperaturas, bem como os perfis metálicos, estão de acordo com o EN 1994 Parte 1-2 (2005) (também de acordo com o apresentado na ABNT NBR 15200:2012 e ABNT NBR 14323:2013).

5.1.1. Aplicações do Vulcan

O Vulcan tem sido aplicado no estudo de diferentes modos de comportamento de estruturas de aço e mistas de aço e concreto em situação de incêndio, incluindo elementos fletidos não revestidos (Najjar e Burgess, 1996), instabilidade lateral de vigas (Bailey et al., 1999), efeito de conectores semirrígidos (Leston-Jones (1997), Bailey et al. (1999)) e interações estruturais (Bailey et al. (1996, 1999), Bailey e Moore (2000a, 2000b)).

No entanto, não há dúvida que a aplicação mais extensa do Vulcan tenha sido na simulação dos ensaios de incêndio de Cardington (Bailey et al. (1996, 1999), Burgess e Plank (1998), Huang et al. (1999b, 2000a)).

5.1.2. Limitações

O Vulcan tem apenas alguns tipos de elementos finitos em sua biblioteca e não pode simular muitos modos detalhados de comportamento estrutural local; estudos realizados por Velarde (2008) constataram que o programa não considera explicitamente a presença de tensões residuais nos perfis.

O programa também não realiza a análise térmica dos elementos; assim, é necessária a inserção de curvas tempo x temperatura de cada elemento a partir de resultados de ensaios realizados ou programas específicos (como o Super Tempcalc).

No capítulo 6 é apresentada a modelagem de um painel de laje empregando o programa Vulcan e comparando seus resultados com os obtidos a partir do método de Bailey.

5.2. Programa MACS+

O programa MACS+ – *Membrane Action of Composite Structures* (ou Ação de Membrana de Estruturas Compostas) – é de autoria do Dr. Olivier Vassart, da Arcelor Mittal, e do Dr. Bin Zhao, do CTICM (*Centre Technique Industriel de la Construction Métallique*).

Ele é resultado do projeto de pesquisa conhecido como *Fire Resistance Assessment of Partially Protected Composite Floors* (Avaliação de Resistência ao Fogo de Pisos Mistos Parcialmente Revestidos - FRACOF). O principal objetivo desse projeto – desenvolvido no Reino Unido - foi divulgar o que se conhecia a respeito de ação de membrana para os demais países da Europa. Um ensaio de incêndio em escala real foi realizado nesse projeto em 2008 (Vassart, 2011). O programa é uma ferramenta que utiliza as equações do método de Bailey para determinação da capacidade de um painel de laje em estudo para um determinado TRRF.

O ensaio confirmou que o sistema de lajes mistas não colapsou mesmo com algumas das vigas secundárias não revestidas, mas elas falharam em termos de integridade. Um guia para dimensionamento foi publicado (Vassart e Zhao, 2012a, 2012b) e o procedimento aplicado no programa.

O programa permite aos projetistas que verifiquem o comportamento de todo um edifício, sendo possível a determinação de quais dos elementos podem permanecer sem revestimento contra incêndio mantendo os níveis de segurança equivalentes aos métodos tradicionais.

No programa MACS+ é possível a definição de incêndios naturais a partir das curvas paramétricas adotadas no EN 1991 Parte 1-2 (2005), que levam em consideração a carga do incêndio específica e dimensões do compartimento e das aberturas. O programa MACS+ permite ainda a inserção de curvas tempo x temperatura a partir de um arquivo de texto, possibilitando o uso de resultados de outros modelos de incêndio.

O programa aplica-se a lajes mistas de aço e concreto empregando-se chapas perfiladas de até 80 mm de espessura e camada de concreto de 60 até 130 mm. A resistência à tração da chapa perfilada é ignorada na situação de incêndio.

É possível o uso de telas eletrossoldadas ou vergalhões com áreas e dimensões idênticas ou não como armadura negativa nas direções ortogonais, não se permitindo o uso de mais de uma camada por direção; também não é permitido o uso de armadura apenas em uma direção, nem o uso de armadura dentro da nervura da laje.

Ele apresenta telas eletrossoldadas das séries A e B em sua biblioteca empregadas no Reino Unido e França, mas o usuário também pode definir as dimensões da tela (desde que as bitolas sejam superiores a 5 mm e a área de armadura em cada direção seja superior a 100 mm²/m). Dessa maneira, é possível o emprego das telas utilizadas no Brasil.

Para a determinação das vigas empregadas na laje do pavimento, o programa MACS+ permite ao usuário a escolha de seções de uma lista predefinida de diversas dimensões, incluindo perfis I e H Americanos, Britânicos e Europeus mais comuns. Não é possível a edição ou criação de novos perfis dentro do programa.

5.2.1. Zonas de dimensionamento da laje

As zonas de dimensionamento – ou painéis de laje - compreendem vigas perimetrais dimensionadas para atingir a resistência ao fogo pretendida para a laje de pavimento, sendo, normalmente, revestidas contra o incêndio, além das vigas secundárias, que não recebem revestimento contra o fogo e a laje mista propriamente dita. A Figura 5.4 mostra o piso de um pavimento dividido em painéis. É possível verificar que os painéis denominados como A podem ter sua capacidade resistente em situação de incêndio verificada a partir do programa MACS+. Já o painel denominado B apresenta um pilar em seu interior, o que inviabiliza sua verificação em situação de incêndio a partir do programa MACS+, uma vez que não é possível o desenvolvimento da ação de membrana no painel de laje.

Figura 5.4 - Possíveis zonas de dimensionamento de pavimento (Vassart e Zhao, 2012a)

O método de dimensionamento em situação de incêndio admite no Estado-Limite Último que o momento fletor resistente das vigas internas – não revestidas – diminui significativamente, permitindo a distribuição dos esforços nas lajes nas duas direções, apoiadas em todo o seu perímetro (Figura 5.5). O programa MACS+ calcula o momento aplicado em cada viga periférica como o resultado das ações no painel de laje. O programa também determina o grau de utilização e a temperatura crítica das vigas periféricas, com o intuito de manter o apoio vertical no perímetro de cada pavimento de laje.

O revestimento dessas vigas em situação de incêndio é então determinado pelo projetista com base nessa temperatura crítica e tempo de resistência ao fogo requerido para a laje. O uso do programa restringe-se à resistência ao fogo igual ou superior a 60 minutos, sendo que as bordas do painel de laje devem estar alinhadas com o conjunto de pilares e vigas periféricas revestidas. Para resistência ao fogo de 30 minutos, essa restrição não se aplica e as bordas do painel não precisam estar alinhadas com a malha de pilares.

Figura 5.5 - Definição dos vãos e disposição das vigas no painel de laje (Vassart e Zhao, 2012a)

5.2.2. Laje de pavimento e vigas

A partir de um modelo de cálculo simplificado já realizado no programa, parte-se da premissa que a laje apresenta apoio adequado em seu perímetro. A temperatura crítica de cada viga é determinada com base na capacidade resistente do painel de laje.

A determinação da temperatura na laje é realizada a partir de um modelo de cálculo por elementos finitos levando em conta a forma da laje e respeitando-se os princípios e regras do item 4.4.2 do EN 1994 Parte 1-2 (2005, equivalente ao item 10.2 da ABNT NBR 14323:2013). Para as vigas mistas não revestidas sujeitas à curva ISO 834 (incêndio padrão), a determinação da temperatura pode ser realizada conforme apresentado no item 4.3.8.2 do EN 1994 Parte 1-2 (2005, equivalente ao item 8.5.1.1.1 da ABNT NBR 14323:2013).

Em relação à estanqueidade e o isolamento térmico da laje mista, o programa MACS+ não realiza essa verificação para a laje do pavimento, devendo o projetista assegurar que a altura da laje escolhida seja suficiente para garantir o critério de isolamento térmico necessário, conforme recomendações apresentadas na ABNT NBR 14323:2013.

5.2.3. Dimensionamento em situação de incêndio das vigas perimetrais do painel da laje

As vigas do contorno dos painéis da laje devem ser dimensionadas para garantir o tempo requerido de resistência ao fogo para a laje de pavimento, o que irá garantir que o padrão das linhas de ruptura e a majoração da capacidade resistente devido às ações de membrana de tração ocorrem realmente na prática; normalmente isso resulta na necessidade de emprego de revestimentos nas vigas contra incêndio.

O programa MACS+ calcula o efeito das ações sobre as vigas periféricas e o momento resistente da viga à temperatura normal, de forma a calcular a relação capacidade resistente-solicitação de cada viga, calculado conforme EN 1993 Parte 1-2 (2005, sem equivalência na ABNT NBR 14323:2013).

Uma vez que a taxa de utilização (relação entre solicitação e capacidade resistente do painel de laje) tenha sido determinada, o programa pode calcular a temperatura crítica do banzo inferior das vigas periféricas, sendo apresentada na saída de dados do programa para que seja possível a especificação do revestimento que será necessário para cada viga periférica.

No capítulo 6 é apresentada a modelagem de uma laje empregando o programa MACS+. No capítulo 7 os resultados do programa MACS+ são comparados aos obtidos a partir do método de Bailey. Também são apresentados os esforços solicitantes das vigas principais do painel de laje.

Capítulo 6. DIMENSIONAMENTO DE LAJE MISTA DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Neste capítulo será apresentado o dimensionamento de um painel de laje mista conforme os vários procedimentos apresentados nesta Dissertação, ou seja, pela ABNT NBR 14323:2013 (capítulo 3 deste texto), Bailey (capítulo 4), Vulcan (item 5.1) e MACS+ (item 5.2). As ações consideradas para todos os métodos estudados são apresentados na Tabela 6.1, estando de acordo com normas brasileiras e com o que se estabelece em projetos convencionais.

Tabela 6.1 - Ações consideradas no pavimento

<i>Ação</i>	<i>(kN/m²)</i>
Peso próprio da laje:	
h = 13 cm	2,31
h = 14 cm	2,56
h = 15 cm	2,81
h = 16 cm	3,06
h = 17 cm	3,31
Peso próprio das vigas de aço	0,50
Revestimento (e = 70 mm)	2,00
Paredes divisórias	1,00
Sobrecarga	2,00

6.1. Aplicação da ABNT NBR 14323:2013

Com o objetivo de ilustrar a aplicação da ABNT NBR 14323:2013, a seguir é apresentada a verificação da laje mista de acordo com a ABNT NBR 14323:2013 utilizando tela eletrossoldada Q246 na face superior da laje e 2 Φ 8 dentro de cada nervura, para TRRF de 120 min. Todas as equações foram apresentadas no capítulo 3 deste texto. Detalhes do painel estudado são apresentados nas Figura 6.1 e Figura 6.2. A fôrma empregada é a Metform MF75, espessura 1,25 mm, e laje de 130 mm de espessura.

Figura 6.1 - Painel de laje 9 m x 9 m

Figura 6.2 - Seção transversal do painel

6.1.1. Isolamento e estanqueidade

Segundo a ABNT NBR 14323:2013, uma laje mista tem a estanqueidade garantida pela presença da fôrma de aço. Para que seja atendido o critério de isolamento térmico, a espessura efetiva da laje, h_{ef} , deve ser maior ou igual ao valor fornecido na norma brasileira em função do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF). Para $TRRF = 120 \text{ min}$, $h_{ef} \geq 120 \text{ mm}$. Na equação a seguir é determinado o valor de h_{ef} (Equação 6.1).

$$h_{ef} = t_c + \frac{h_F}{2} \left(\frac{b_1 + b_b}{b_1 + b_2} \right) = 55 + \frac{75 (155 + 119)}{2 (155 + 115)} = 93 \text{ mm} \quad (6.1)$$

No entanto, deverá ser considerado um revestimento sobre a laje em cimento e areia com espessura de 70 mm (ABNT NBR 15200:2012). Dessa forma, o critério de isolamento térmico é atendido.

6.1.2. Condição de segurança

Para a segurança em situação de incêndio ser verificada, deve-se ter: $q_{fi,Sd} \leq q_{fi,Rd}$. Para laje com armaduras negativas nos dois apoios e armadura positiva, tem-se a condição necessária indicada na Equação 6.2, válida para o último vão da laje contínua (ABNT NBR 14323:2013).

$$q_{fi,Sd} \frac{L^2}{8} \leq q_{fi,Rd} \frac{L^2}{8} = M_{fi,Rd}^+ + 0,45M_{fi,Rd}^- \text{ ou } q_{fi,Sd} \leq q_{fi,Rd} \quad (6.2)$$

$$= \frac{(8M_{fi,Rd}^+ + 3,6M_{fi,Rd}^-)}{L^2}$$

O valor característico do carregamento é constituído pelos pesos próprios da laje mista, das vigas de aço, do revestimento e paredes, iguais a 2,31 kN/m², 0,50 kN/m², 2,00 kN/m² e 1,00 kN/m², e sobrecarga de 2,00 kN/m². Os coeficientes de ponderação para a combinação excepcional de ações são apresentados no capítulo 3 deste texto. Para obtenção do carregamento uniformemente distribuído na laje tem-se:

$$q_{fi,Sd} = [1,10 (2,31) + 1,10 (0,5 + 1,0) + 1,20 (2,0) + 0,28 (2,0)]$$

$$= 7,23 \text{ kN/m}^2$$

6.1.3. Determinação do momento positivo resistente

A força proporcionada pela armadura positiva de 2 ϕ 8 é igual ao produto de sua área pela resistência ao escoamento do aço à temperatura θ_s dada pela Equação 6.3.

Tabela 6.2 - Características geométricas da armadura e laje mista

u_{f1}	45 mm	b_1	155 mm	t_c	55 mm
u_{f2}	84 mm	b_b	119 mm	h_F	75 mm
u_{f3}	30 mm	b_2	115 mm		

$$\theta_s = c_0 + c_1 \frac{u_{f3}}{h_F} + c_2 \times z + c_3 \frac{A}{L_r} + c_4 \alpha + \frac{c_5}{b_2} = 1387 - 238 \frac{30}{75} - 227 \times$$

$$\times 2,28 - 4,79 \times 37,6 + 1,68 \times 76,5^\circ - \frac{1326}{115} = 714^\circ \text{C} \quad (6.3)$$

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_F \left(\frac{b_1 + b_b}{2} \right)}{b_b + 2 \sqrt{h_F^2 + \left(\frac{b_1 - b_b}{2} \right)^2}} = 37,6 \quad \alpha = \arctan \left(\frac{2h_F}{b_1 - b_b} \right) = 76,5^\circ$$

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_{f1}}} + \frac{1}{\sqrt{u_{f2}}} + \frac{1}{\sqrt{u_{f3}}} = 0,438$$

$$\phi = \frac{\sqrt{h_F^2 + (b_2 + \frac{b_1 - b_b}{2})^2} - \sqrt{h_F^2 + (\frac{b_1 - b_b}{2})^2}}{b_2} = 0,66$$

A partir da Tabela 2 da ABNT NBR 15200:2012 tem-se, para $\theta_s = 714^\circ\text{C}$, $k_{s,\theta} = 0,22$.

Para a determinação de $M_{fi,Rd}^+$ (Equação 6.4) a fôrma de aço não é considerada no dimensionamento, já que atingirá elevadas temperaturas e o fator de redução da resistência ao escoamento será próximo de zero. Serão considerados 2 ϕ 8 dentro de cada nervura ($A_s^+ = 365 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$, CA50).

$$\begin{aligned} N_s^+ &= A_s^+ \times f_y \times k_{s,\theta} = 365 \times 500 \times 0,22 = 40150 \text{ N} \\ b_f &= b_1 + b_b = 155 + 119 = 274 \text{ mm} \\ y_f^+ &= \frac{N_s^+}{f_{cd} \times b_f} = \frac{40150}{25 \times 274} = 5,86 \text{ mm} \rightarrow d = h - d' - y_f^+ = 130 - 30 - \\ &\quad - 5,86 = 94,14 \text{ mm} \\ M_{fi,Rd}^+ &= N_s^+ \left(d - \frac{y_f^+}{2} \right) = 40150 \left(94,14 - \frac{5,86}{2} \right) = 3.662.082 \text{ Nmm/m} \quad (6.4) \\ &= 3,66 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

6.1.4. Determinação do momento negativo resistente

A força de tração proporcionada pela armadura negativa é determinada à temperatura ambiente como $N_s^- = A_s^- f_y$. O momento negativo resistente de cálculo é obtido utilizando-se uma seção transversal reduzida, desprezando-se a parte da seção com temperatura superior à temperatura-limite, θ_{lim} (Equação 6.5, como apresentado no capítulo 3 deste texto), com d_0, d_1, d_2, d_3 e d_4 dados na Tabela 6.3. A capacidade resistente da parte restante pode ser tomada a 20°C . Adotando-se tela eletrossoldada Q246 ($A_s^- = 73,89 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$, CA60, para $b_f = 274 \text{ mm}$).

$$N_s^- = A_s^- f_y = 73,89 \times 600 = 44334 \text{ N}$$

$$\theta_{lim} = d_0 + d_1 N_s^- + d_2 \frac{A}{L_r} + d_3 \emptyset + d_4 \frac{1}{b_2} = 1144 - 0,00022 \times 44334 - \quad (6.5)$$

$$9,71 \times 37,6 - 166 \times 0,664 - 2155 \times \frac{1}{115} = 619 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Tabela 6.3 - Coeficientes d_0 a d_4 – Determinação da temperatura-limite (ABNT NBR 14323:2013)

$d_0(^{\circ}\text{C})$	$d_1(^{\circ}\text{C}.N)$	$d_2(^{\circ}\text{C}.mm)$	$d_3(^{\circ}\text{C})$	$d_4(^{\circ}\text{C}.mm)$
1144	-0,00022	-9,71	-166	-2155

A isoterma para temperatura-limite pode ser determinada com base em quatro pontos característicos (como apresentado no capítulo 3 deste texto), cujas coordenadas são dadas pelas Equações 6.6. Na Tabela 6.2 são fornecidas as informações geométricas necessárias à verificação.

$$z_0 = 2,32$$

$$x_1 = 0$$

$$y_1 = \frac{1}{\left(\frac{1}{z_0} - \frac{4}{\sqrt{b_1 + b_2}}\right)^2} = \frac{1}{\left(\frac{1}{2,32} - \frac{4}{\sqrt{155 + 115}}\right)^2} = 28,46$$

$$x_2 = \frac{b_b}{2} + y_1 \left(\frac{\cos \alpha - 1}{\sin \alpha} \right) = \frac{119}{2} + 28,46 \left(\frac{\cos 76,5^\circ - 1}{\sin 76,5^\circ} \right) = 37,06$$

$$y_2 = y_1 = 28,46$$

$$x_3 = \frac{b_1}{2} - \frac{b}{\sin \alpha} = \frac{155}{2} - \frac{25,86}{\sin 76,5^\circ} = 50,91$$

$$y_3 = h_F = 75$$

$$x_4 = \frac{b_1}{2} + \frac{b_2}{2} = \frac{155}{2} + \frac{115}{2} = 135$$

$$y_4 = h_F + b = 75 + 25,86 = 100,86$$

$$b = \frac{b_1}{2} \sin \alpha \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 - 4a + c}}{a} \right) =$$

$$\frac{155}{2} \sin 76,5^\circ \left(1 - \frac{\sqrt{15,00^2 - 4 \times 15,00 - 40,00}}{15,00} \right) = 25,86$$

$$a = b_1 \sin \alpha \left(\frac{1}{z_0} - \frac{1}{\sqrt{h_F}} \right)^2 = 155 \sin 76,5^\circ \left(\frac{1}{2,32} - \frac{1}{\sqrt{75}} \right)^2 = 15,00$$

$$c = -8(1 + \sqrt{1 + a}) \text{ para } a \geq 8 \rightarrow c = -8(1 + \sqrt{1 + 15,00}) = \quad (6.6)$$

$$= -40,00$$

Conhecida a isoterma-limite, determina-se y_f (Figura 3.4 do capítulo 3 deste texto) com o equilíbrio entre forças N_s^- e de compressão no concreto (inferior) a partir da Equação 6.7 e $y_f = 65,34 \text{ mm}$.

$$M_{fi,Rd}^- = N_s^- y_f = 44334 \times 65,34 = 2.896.783 \text{ N mm} = 2,90 \text{ kN m} \quad (6.7)$$

6.1.5. Verificação da segurança

Com vão entre vigas $L = 3,00 \text{ m}$, determina-se o valor da força resistente $q_{fi,Rd}$, em situação de incêndio, que deve ser maior do que o $q_{fi,Sd} = 7,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.

$$\text{verificação: } q_{fi,Sd} \leq q_{fi,Rd} = \frac{(8 \times 3,66 + 3,6 \times 2,90)}{3,00^2} = 4,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow 7,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} <$$

$$4,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (verificação não atendida)}$$

Dessa forma, conclui-se que a segurança da laje do piso com armaduras positiva $2\phi 8/\text{nervura}$ e negativa Q246 com vigas primárias e secundárias revestidas não é verificada para a situação de incêndio com base no método simplificado recomendado pela ABNT NBR 14323:2013.

As Tabela 6.4 a Tabela 6.7 apresentam o resumo de todas as alternativas estudadas de espessuras de lajes (13 cm a 16 cm), armaduras positiva ($2\phi 6,3$, $2\phi 8,0$, $2\phi 10,0$ e $2\phi 12,5$) e negativa (Q246, Q283, Q335 e Q396) e fôrma de aço empregada (Metform MF 75, espessura 1,25 mm e Perfilor, espessura 1,25 mm).

Tabela 6.5 - Resumo dimensionamento laje mista - Fôrma Metform

<i>METFORM</i>								
TRRF 120								
130 mm								
	2 ϕ 10				2 ϕ 12,5			
M_{fiRd}^+	5,43				7,73			
	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396
M_{fiRd}^-	2,90	3,27	3,77	4,31	2,90	3,27	3,77	4,31
$q_{fi,Rd}$	5,99	6,13	6,33	6,55	8,03	8,18	8,38	8,60
$q_{fi,Sd}$	7,23				7,23			
Verificação	NOK	NOK	NOK	NOK	OK	OK	OK	OK
140 mm								
	2 ϕ 10				2 ϕ 12,5			
M_{fiRd}^+	6,06				8,71			
	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396
M_{fiRd}^-	3,30	3,73	4,32	4,96	3,30	3,73	4,32	4,96
$q_{fi,Rd}$	6,71	6,88	7,11	7,37	9,06	9,23	9,47	9,73
$q_{fi,Sd}$	7,51				7,51			
Verificação	NOK	NOK	NOK	NOK	OK	OK	OK	OK
150 mm								
	2 ϕ 10				2 ϕ 12,5			
M_{fiRd}^+	6,69				9,70			
	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396
M_{fiRd}^-	3,71	4,20	4,87	5,61	3,71	4,20	4,87	5,61
$q_{fi,Rd}$	7,43	7,63	7,89	8,19	10,11	10,30	10,57	10,87
$q_{fi,Sd}$	7,78				7,78			
Verificação	NOK	NOK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
160 mm								
	2 ϕ 10				2 ϕ 12,5			
M_{fiRd}^+	7,32				10,69			
	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396
M_{fiRd}^-	4,11	4,66	5,42	6,26	4,11	4,66	5,42	6,26
$q_{fi,Rd}$	8,15	8,37	8,67	9,01	11,15	11,37	11,67	12,01
$q_{fi,Sd}$	8,06				8,06			
Verificação	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabela 6.7 - Resumo dimensionamento laje mista - Fôrma Perfilor

<i>PERFILOR</i>								
TRRF 120								
130 mm								
	2 ϕ 10				2 ϕ 12,5			
M_{fiRd}^{+}	4,45				6,27			
	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396
M_{fiRd}^{-}	2,37	2,68	3,10	3,55	2,37	2,68	3,10	3,55
$q_{fi,Rd}$	4,90	5,03	5,20	5,38	6,52	6,65	6,81	6,99
$q_{fi,Sd}$	7,41				7,41			
Verificação	NOK	NOK	NOK	NOK	NOK	NOK	NOK	NOK
140 mm								
	2 ϕ 10				2 ϕ 12,5			
M_{fiRd}^{+}	4,98				7,09			
	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396
M_{fiRd}^{-}	2,68	3,03	3,52	4,05	2,68	3,03	3,52	4,05
$q_{fi,Rd}$	5,50	5,64	5,83	6,05	7,37	7,51	7,71	7,92
$q_{fi,Sd}$	7,67				7,67			
Verificação	NOK	NOK	NOK	NOK	NOK	NOK	OK	OK
150 mm								
	2 ϕ 10				2 ϕ 12,5			
M_{fiRd}^{+}	5,50				7,91			
	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396
M_{fiRd}^{-}	2,99	3,39	3,94	4,55	2,99	3,39	3,94	4,55
$q_{fi,Rd}$	6,08	6,24	6,46	6,71	8,23	8,39	8,61	8,85
$q_{fi,Sd}$	7,94				7,94			
Verificação	NOK	NOK	NOK	NOK	OK	OK	OK	OK
160 mm								
	2 ϕ 10				2 ϕ 12,5			
M_{fiRd}^{+}	6,02				8,72			
	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396
M_{fiRd}^{-}	3,30	3,75	4,36	5,05	3,30	3,75	4,36	5,05
$q_{fi,Rd}$	6,67	6,85	7,10	7,37	9,07	9,25	9,50	9,77
$q_{fi,Sd}$	8,20				8,20			
Verificação	NOK	NOK	NOK	NOK	OK	OK	OK	OK

Para os casos estudados a verificação $q_{fi,Sd} \leq q_{fi,Rd}$ foi atendida apenas quando foi utilizada armadura positiva $2\phi 10$ (para espessuras de laje a partir de 15 cm) e $2\phi 12,5$ (para as todas as espessuras de laje) para a fôrma de aço Metform e $2\phi 12,5$ (para espessuras de laje a partir de 14 cm) para a fôrma de aço Perfilor.

6.1.6. Dimensionamento de vigas mistas em situação de incêndio

O dimensionamento das vigas mistas do painel de laje serão realizados como apresentado na ABNT NBR 8800:2008, alterando o valor que considera efeitos de longa duração de 0,85 para 1,00, considerando o fator de redução da resistência ao escoamento do aço do perfil em temperatura elevada ($k_{y,\theta}$) e o fator de redução da resistência característica à compressão do concreto ($k_{c,\theta}$) relativos ao valor à temperatura ambiente. As equações aqui utilizadas foram apresentadas no Anexo A.2 deste texto.

Serão estudadas as vigas mistas W 460 x 89 do painel de laje de 9 m x 12 m (Figura 6.3) e W 410 x 60 do painel 9 m x 9 m (Figura 6.4). Utiliza-se uma laje de espessura de 13 cm, fôrma Metform MF75, espessura de 1,25 mm (Figura 6.5 e Figura 6.6), já considerado no item anterior. Para ambos os perfis a temperatura será limitada a partir da aplicação de revestimento com argamassa projetada Blaze Shield II.

Carga permanente antes da cura:

Laje: $2,32 \frac{kN}{m^2}$

Vigas: $0,5 \text{ kN}/m^2$

Revestimento: $2,0 \text{ kN}/m^2$

TOTAL: $4,82 \text{ kN}/m^2$

Carga permanente depois da cura: $4,82 \text{ kN}/m^2$

Sobrecarga antes da cura: $2,50 \text{ kN}/m^2$

Sobrecarga depois da cura: $2,0 \text{ kN}/m^2$

Figura 6.3 - Pannel de laje 9 m x 12 m

Figura 6.4 - Pannel de laje 9 m x 9 m

Figura 6.5 - Piso misto - perfil W 460 x 89

Figura 6.6 - Piso misto - perfil W 410 x 60

De maneira simplificada considerou-se a temperatura limite para os perfis de aço de 550 °C. Assim, uma temperatura limite de 550 °C, tem-se $k_{y,\theta} = 0,63$ (Tabela 1 ABNT NBR 14323:2013). Para altura da laje de 13 cm e TRRF = 120 min, $k_{c,\theta} = 0,94$ (Tabela A.1 ABNT NBR 14323:2013 e Tabela 1 ABNT NBR 15200:2012). Todas as equações utilizadas a seguir foram apresentadas no Anexo A.2 deste texto.

6.1.7. Perfil W 460 x 89

Propriedades da seção de aço (Figura 6.5)

$$A_g = 114,10 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 41105 \text{ cm}^4$$

$$W_a = 1176 \text{ cm}^3$$

$$Z = 2019 \text{ cm}^3$$

$$E_c = 5600\sqrt{f_{ck}} = 33130 \text{ MPa}$$

- Estado Limite FLM

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{192}{2 \times 17,7} = 5,4$$

$$\lambda_p = 0,38\sqrt{21000/35} = 9,31 > \lambda_f$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{1,1} = \frac{2019 \times 35 \times 0,63}{1,1} = 40472 \text{ kNcm}$$

-Estado Limite FLA

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{404}{10,5} = 38,5 < 3,76\sqrt{21000/35} = 92,1 \rightarrow \text{Perfil compacto}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{1,1} = \frac{2019 \times 35 \times 0,63}{1,1} = 40472 \text{ kNcm}$$

Limitação:

$$M_{Rd} \leq \frac{1,5W_a f_y k_{y,\theta}}{1,1} = \frac{1,5 \times 1776 \times 35 \times 0,63}{1,1} = 53401 \text{ kNcm}$$

Logo

$$M_{Rd} = 53401 \text{ kNcm} = 534 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd} = [4,82 \times 1,35 + 4,82 \times 1,5) + 2,0 \times 1,5] \frac{12^2}{8} = 301 \text{ kNm} < M_{Rd}$$

Portanto a viga é adequada para as cargas aplicadas antes da cura.

- Verificação da Viga Mista

- Cálculo da largura efetiva – viga interna simplesmente apoiada

$$b = \text{MIN} \left\{ 3000; \frac{12000}{4} \right\} = 3000 \text{ mm}$$

Como $\lambda_w < \lambda_p$, pode-se usar a distribuição plástica de tensões na seção mista.

- momento fletor resistente de cálculo

- número de conectores

F_{hRd} é o menor valor entre:

$$R_{cd} = \frac{f_{ck} k_{c,\theta} b t_c}{1,4} = \frac{3,5 \times 0,94 \times 300 \times 5,5}{1,4} = 3877 \text{ kN}$$

$$R_{td} = \frac{A_g k_{y,\theta} f_y}{1,1} = \frac{114,1 \times 0,63 \times 35}{1,1} = 2287 \text{ kN}$$

$$F_{hRd} = 2287 \text{ kN}$$

De maneira simplificada foi considerada uma interação parcial de 80%:

$$\sum Q_{Rd} = 0,80 \times 2287 = 1830 \text{ kN}$$

Considerando-se um conector por nervura, na posição de maior resistência, obtém-se $R_g = 1$ e $R_p = 0,75$ para a forma em questão, onde:

$$Q_{Rd} = 71 \text{ kN}$$

O número de conectores entre o apoio e a seção de maior momento positivo (centro do vão, neste caso) deve ser então:

$$\alpha_E = \frac{1830}{71} = 25,77 \rightarrow 26 \text{ conectores (total de 26 conectores)}$$

$$C_{cd} = 26 \times 71 = 1846 \text{ kN}$$

- Posições das linhas neutras plásticas – Linha neutra plástica situada na laje (LNP1):

$$a = \frac{C_{cd}}{\frac{f_{ck} k_{c,\theta} b}{1,4}} = \frac{1846}{\frac{3,5 \times 0,94 \times 300}{1,4}} = 2,62 \text{ cm}$$

Linha neutra plástica situada no perfil (LNP2):

$$A_f = b_f t_f = 19,2 \times 1,77 = 34 \text{ cm}^2$$

$$(A_g - A_f) \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} = (114,1 - 34) \frac{35 \times 0,63}{1,1} = 1605,6 \text{ kN}$$

$$A_f \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} + C_{cd} = 34 \frac{35 \times 0,63}{1,1} + 1846 = 681,5 + 1846 = 2527,5 \text{ kN} > \\ > 1605 \text{ kN}$$

- LNP2 corta a mesa superior

Por equilíbrio:

$$C_{cd} + b_f x_2 \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} = b_f (t_f - x_2) \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} + (A_g - A_f) \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} \\ \rightarrow 1846 + 19,2 \times x_2 \frac{35 \times 0,63}{1,1} = \\ = 19,2(1,77 - x_2) \frac{35 \times 0,63}{1,1} + 1605,6 \rightarrow x_2 = 0,57 \text{ cm}$$

- Momento fletor solicitante de cálculo

$$M_{sd} = [3,82 \times 1,35 + 3,82 \times 1,5) + 2,0 \times 1,5] \frac{12^2}{8} = 250 \text{ kNm} = \\ = 25.000 \text{ kNcm}$$

- força cortante resistente de cálculo

$$q_d = 4,82 \times 1,35 + 4,82 \times 1,5 + 2 \times 1,5 = 16,74 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd,q} = \pm \frac{q_d L}{2} = \pm 16,74 \times \frac{12}{2} \\ = \pm 100,42 \text{ kN (positiva à esquerda e negativa à direita)}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{463}{10,5} = 44,09 < \lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{k_v E_s}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 21000}{35}} = 60,25$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,6 f_{ck} k_{c,\theta} t_w h}{1,1} = \frac{0,6 \times 35 \times 0,94 \times 1,05 \times 46,3}{1,1} = \\ = 872,42 \text{ kN} > 100,42 \text{ kN (verificação atendida)}$$

- Verificação da tensão de serviço na mesa inferior (combinação rara de ações)

$$\frac{M_{g'}}{W_a} + \frac{M_l}{W_{ef}} \leq f_y$$

$$M_{g'} = \frac{100 \times 4,82 \times 12^2}{8} = 8676 \text{ kNcm}$$

$$M_l = \frac{100 \times (2,5+2) \times 12^2}{8} = 8100 \text{ kNcm (sendo } M_{l'} = 4500 \text{ kNcm e } M_{l''} = 3600 \text{ kNcm)}$$

Para a seção estudada: $W_a = 1776 \text{ cm}^3$

- Propriedades elásticas da seção transformada

a) Ações de curta duração

$$E_{cr} = E_c = 4760 \sqrt{f_{ck}} = 28160 \text{ MPa}$$

$$\text{Razão modular: } \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{28160} = 7,46$$

$$\text{Largura transformada: } b_{tr} = \frac{b}{7,46} = \frac{300}{7,46} = 40,21 \text{ cm}$$

$$w = \frac{d}{2} + h_F + t_c = \frac{30}{2} + 7,5 + 5,5 = 28 \text{ cm}$$

$$a = \frac{\sqrt{A_g^2 + 2b_{tr}A_g w - A_g^2}}{b_{tr}} = \frac{\sqrt{114,1^2 + 2 \times 40,21 \times 114,1 \times 28 - 114,1^2}}{40,21} = 10,08 \text{ cm} > t_c$$

$$\text{Área transformada: } b_{tr} \times t_c = 40,21 \times 5,5 = 221,16 \text{ cm}^2$$

$$y = w - \frac{t_c}{2} = 28 - \frac{5,5}{2} = 25,25 \text{ cm}$$

A determinação das propriedades é feita usando-se a Tabela 6.8.

Tabela 6.8 - Propriedades elásticas da seção transformada – viga biapoiada – ações de curta duração

	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$y \text{ (cm)}$	$Ay \text{ (cm}^3\text{)}$	$Ay^2 \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{0x} \text{ (cm}^4\text{)}$
Laje	221,16	25,25	5584	141003	558
Perfil	114,1	0	0	0	41105
Total	335,26	-	5584	141003	41663

- Distância da linha neutra elástica da viga mista ao CG do perfil

$$y_G = \frac{5584}{335,26} = 16,66 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = 141003 + 41663 - 335,26 \times 16,66^2 = 89613 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = I_a + (I_{tr} - I_a)\sqrt{\eta} = 41105 + (89613 - 41105)\sqrt{\frac{1846}{2287}}$$

$$= 84686 \text{ cm}^4$$

$$W_{tr} = \frac{I_{tr}}{y_G + 15} = \frac{89613}{16,66 + 15} = 2830 \text{ cm}^3$$

$$W_{ef} = W_a + (W_{tr} - W_a)\sqrt{\eta} = 1776 + (2830 - 1776)\sqrt{\frac{1846}{2287}} = 2723 \text{ cm}^3$$

b) ações de longa duração

$$E_{cr} = \frac{E_c}{3} = \frac{28160}{3} = 9387 \text{ MPa}$$

$$\text{Razão modular: } \frac{210000}{9387} = 22,4$$

$$\text{Largura transformada: } b_{tr} = \frac{300}{22,4} = 13,40 \text{ cm}$$

$$a = \frac{\sqrt{A_g^2 + 2b_{tr}A_gw - A_g}}{b_{tr}} = \frac{\sqrt{114,10^2 + 2 \times 13,40 \times 114,10 \times 33,2 - 114,10}}{13,40} = 12,80 \text{ cm} > t_c$$

$$\text{Área transformada: } b_{tr}t_c = 13,40 \times 5,5 = 73,7 \text{ cm}^2$$

A determinação das propriedades é feita usando-se a Tabela 6.9.

Tabela 6.9 - Propriedades elásticas da seção transformada – viga biapoiada – ações de longa duração

	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$y \text{ (cm)}$	$Ay \text{ (cm}^3\text{)}$	$Ay^2 \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{0x} \text{ (cm}^4\text{)}$
Laje	73,7	25,25	1861	46988	186
Perfil	114,1	0	0	0	41105
Total	187,8	-	1861	46988	41291

- Distância da linha neutra elástica da viga mista ao CG do perfil

$$y_G = \frac{1861}{187,8} = 9,91 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = 46988 + 41291 - 187,8 \times 9,91^2 = 69836 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = I_a + (I_{tr} - I_a)\sqrt{\eta} = 41105 + (69836 - 41105)\sqrt{\frac{1846}{2287}} = 66918 \text{ cm}^4$$

$$W_{tr} = \frac{I_{tr}}{y_G + 15} = \frac{69836}{9,91 + 15} = 2804 \text{ cm}^3$$

$$W_{ef} = W_a + (W_{tr} - W_a)\sqrt{\eta} = 1776 + (2804 - 1776)\sqrt{\frac{1846}{2287}} = 2700 \text{ cm}^3$$

- tensão de serviço na mesa inferior

$$\frac{M_{gI}}{W_a} + \frac{M_l}{W_{ef}} \leq f_y \rightarrow \frac{8676}{1776} + \frac{4500}{2723} + \frac{3600}{2700} = 7,9 \frac{kN}{cm^2} \leq 35 \frac{kN}{cm^2} (\because$$

verificação atendida)

Portanto, a verificação da capacidade resistente do perfil W 460 x 89 é atendida considerando a temperatura limite de 550 °C e laje mista de 130 mm de espessura.

6.1.8. Perfil W 410 x 60

Admitindo uma temperatura para o perfil de 550 °C, tem-se $k_{y,\theta} = 0,63$ (Tabela 1 ABNT NBR 14323:2013). Para altura da laje de 13 cm e TRRF = 120 min, $k_{c,\theta} = 0,94$ (Tabela A.1 ABNT NBR 14323:2013 e Tabela 1 ABNT NBR 15200:2012). Todas as equações utilizadas a seguir foram apresentadas no capítulo 3 deste texto.

Propriedades da seção de aço (Figura 6.6)

$$A_g = 76,20 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 21707 \text{ cm}^4$$

$$W_a = 1067 \text{ cm}^3$$

$$Z = 1202 \text{ cm}^3$$

- Estado-Limite FLM

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{178}{2 \times 12,8} = 6,9$$

$$\lambda_p = 0,38\sqrt{21000/35} = 9,31 > \lambda_f$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{1,1} = \frac{1202 \times 35 \times 0,63}{1,1} = 24095 \text{ kNcm} = 241 \text{ kNm}$$

-Estado-Limite FLA

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{357}{7,7} = 46,4 < 3,76\sqrt{21000/35} = 92,1 \rightarrow \text{Perfil compacto}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{1,1} = \frac{1202 \times 35 \times 0,63}{1,1} = 24095 \text{ kNcm}$$

Limitação:

$$M_{Rd} \leq \frac{1,5W_{afy}k_{y,\theta}}{1,1} = \frac{1,5 \times 1202 \times 35 \times 0,63}{1,1} = 36143 \text{ kNcm}$$

Logo

$$M_{Rd} = 36143 \text{ kNcm} = 361 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd} = [4,82 \times 1,35 + 4,82 \times 1,5) + 2,0 \times 1,5] \frac{9^2}{8} = 169 \text{ kNm} < M_{Rd}$$

Portanto a viga é adequada para as cargas aplicadas antes da cura.

- Verificação da Viga Mista

- Cálculo da largura efetiva – viga interna simplesmente apoiada

$$b = \text{MIN} \left\{ 3000; \frac{9000}{4} \right\} = 2250 \text{ mm}$$

Como $\lambda_w < \lambda_p$, pode-se usar a distribuição plástica de tensões na seção mista.

- Momento fletor resistente de cálculo

- número de conectores

F_{hRd} é o menor valor entre:

$$R_{cd} = \frac{f_{ck} k_{c,\theta} b t_c}{1,4} = \frac{3,5 \times 0,94 \times 225 \times 5,5}{1,4} = 2908 \text{ kN}$$

$$R_{td} = \frac{A_g k_{y,\theta} f_y}{1,1} = \frac{76,2 \times 0,63 \times 35}{1,1} = 1527 \text{ kN}$$

$$F_{hRd} = 1527 \text{ kN}$$

De maneira simplificada foi considerada uma interação parcial de 80%:

$$\sum Q_{Rd} = 0,80 \times 1527 = 1222 \text{ kN}$$

Considerando-se um conector por nervura, na posição de maior resistência, obtém-se $R_g = 1$ e $R_p = 0,75$ para a forma em questão, onde:

$$Q_{Rd} = 71 \text{ kN}$$

O número de conectores entre o apoio e a seção de maior momento positivo (centro do vão, neste caso) deve ser então:

$$\alpha_E = \frac{1222}{71} = 17,21 \rightarrow 18 \text{ conectores (total de 18 conectores)}$$

$$C_{cd} = 18 \times 71 = 1278 \text{ kN}$$

- Posições das linhas neutras plásticas – Linha neutra plástica situada na laje (LNP1):

$$a = \frac{C_{cd}}{\frac{f_{ck} k_{c,\theta} b}{1,4}} = \frac{1278}{\frac{3,5 \times 0,94 \times 225}{1,4}} = 2,42 \text{ cm}$$

Linha neutra plástica situada no perfil (LNP2):

$$A_f = b_f t_f = 17,8 \times 1,28 = 23 \text{ cm}^2$$

$$(A_g - A_f) \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} = (76,2 - 23) \frac{35 \times 0,63}{1,1} = 1066 \text{ kN}$$

$$A_f \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} + C_{cd} = 23 \frac{35 \times 0,63}{1,1} + 1278 = 461 + 1278 = 1739 \text{ kN} > 1066 \text{ kN}$$

- LNP2 corta a mesa superior

Por equilíbrio:

$$C_{cd} + b_f x_2 \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} = b_f (t_f - x_2) \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} + (A_g - A_f) \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} \rightarrow 1278 +$$

$$+ 17,8 \times x_2 \frac{35 \times 0,63}{1,1} = 17,8(1,28 - x_2) \frac{35 \times 0,63}{1,1} + 1066 \rightarrow x_2 = 0,34 \text{ cm}$$

- Momento fletor solicitante de cálculo

$$M_{sd} = [4,82 \times 1,35 + 4,82 \times 1,5] + 2,0 \times 1,5 \left] \frac{9^2}{8} = 169 \text{ kNm} = \right.$$

$$= 14.100 \text{ kNcm}$$

- Força cortante resistente de cálculo

$$q_d = 4,82 \times 1,35 + 4,82 \times 1,5 + 2 \times 1,5 = 16,74 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd,q} = \pm \frac{q_d L}{2} = \pm 16,74 \times \frac{9}{2} =$$

$$\pm 75,32 \text{ kN (positiva à esquerda e negativa à direita)}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{407}{7,7} = 52,86 < \lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{k_v E_s}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 21000}{35}} = 60,25$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,6 f_{ck} k_{c,\theta} t_w h}{1,1} = \frac{0,6 \times 35 \times 0,94 \times 0,77 \times 40,7}{1,1} =$$

$$= 562,39 \text{ kN} > 75,32 \text{ kN (verificação atendida)}$$

- Verificação da tensão de serviço na mesa inferior (combinação rara de ações)

$$\frac{M_{g'}}{W_a} + \frac{M_l}{W_{ef}} \leq f_y$$

$$M_{g'} = \frac{100 \times 4,82 \times 9^2}{8} = 4880 \text{ kNcm}$$

$$M_l = \frac{100 \times (2,5 + 2) \times 9^2}{8} = 4556 \text{ kNcm (sendo } M_{l'} =$$

$$= 2531 \text{ kNcm e } M_{l''} = 2025 \text{ kNcm)}$$

Para a seção estudada: $W_a = 1067 \text{ cm}^3$

- Propriedades elásticas da seção transformada

a) Ações de curta duração

$$E_{cr} = E_c = 4760 \sqrt{f_{ck}} = 28160 \text{ MPa}$$

Razão modular: $\frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{28160} = 7,46$

Largura transformada: $b_{tr} = \frac{b}{7,46} = \frac{225}{7,46} = 30,16 \text{ cm}$

$$w = \frac{d}{2} + h_F + t_c = \frac{30}{2} + 7,5 + 5,5 = 28 \text{ cm}$$

$$a = \frac{\sqrt{A_g^2 + 2b_{tr}A_gw - A_g}}{b_{tr}} = \frac{\sqrt{76,2^2 + 2 \times 30,16 \times 76,2 \times 28 - 76,2}}{30,16} = 9,63 \text{ cm} > t_c$$

Área transformada: $b_{tr} \times t_c = 30,16 \times 5,5 = 165,88 \text{ cm}^2$

$$y = w - \frac{t_c}{2} = 28 - \frac{5,5}{2} = 25,25 \text{ cm}$$

A determinação das propriedades é feita usando-se a Tabela 6.10.

Tabela 6.10 - Propriedades elásticas da seção transformada – viga biapoiada – ações de curta duração

	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$y \text{ (cm)}$	$Ay \text{ (cm}^3\text{)}$	$Ay^2 \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{0x} \text{ (cm}^4\text{)}$
Laje	165,88	25,25	4188	105759	418
Perfil	76,2	0	0	0	21707
Total	242,08	-	4188	105759	22125

- Distância da linha neutra elástica da viga mista ao CG do perfil

$$y_G = \frac{4188}{242,08} = 17,30 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = 105759 + 22125 - 242,08 \times 17,30^2 = 55432 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = I_a + (I_{tr} - I_a)\sqrt{\eta} = 21707 + (55432 - 21707)\sqrt{\frac{1278}{1527}} = 52560 \text{ cm}^4$$

$$W_{tr} = \frac{I_{tr}}{y_G + 15} = \frac{55432}{17,30 + 15} = 1716 \text{ cm}^3$$

$$W_{ef} = W_a + (W_{tr} - W_a)\sqrt{\eta} = 1067 + (1716 - 1067)\sqrt{\frac{1278}{1527}} = 1661 \text{ cm}^3$$

b) ações de longa duração

$$E_{cr} = \frac{E_c}{3} = \frac{28160}{3} = 9387 \text{ MPa}$$

$$\text{Razão modular: } \frac{210000}{9387} = 22,4$$

$$\text{Largura transformada: } b_{tr} = \frac{225}{22,4} = 10,04 \text{ cm}$$

$$a = \frac{\sqrt{A_g^2 + 2b_{tr}A_gw - A_g}}{b_{tr}} = \frac{\sqrt{76,2^2 + 2 \times 10,04 \times 76,2 \times 28 - 76,2}}{10,04} = 14,38 \text{ cm} > t_c$$

$$\text{Área transformada: } b_{tr}t_c = 10,04 \times 5,5 = 55,22 \text{ cm}^2$$

A determinação das propriedades é feita usando-se a Tabela 6.11.

Tabela 6.11 - Propriedades elásticas da seção transformada – viga biapoiada – ações de longa duração

	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$y \text{ (cm)}$	$Ay \text{ (cm}^3\text{)}$	$Ay^2 \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{0x} \text{ (cm}^4\text{)}$
Laje	55,22	25,25	1394	35206	139
Perfil	76,2	0	0	0	21707
Total	131,42	-	1394	35206	21846

- Distância da linha neutra elástica da viga mista ao CG do perfil

$$y_G = \frac{1394}{131,42} = 10,60 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = 35206 + 21846 - 131,42 \times 10,60^2 = 44145 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = I_a + (I_{tr} - I_a)\sqrt{\eta} = 21707 + (44145 - 21707)\sqrt{\frac{1278}{1527}} = 66918 \text{ cm}^4$$

$$W_{tr} = \frac{I_{tr}}{y_G + 15} = \frac{44145}{10,60 + 15} = 1724 \text{ cm}^3$$

$$W_{ef} = W_a + (W_{tr} - W_a)\sqrt{\eta} = 1067 + (1724 - 1067)\sqrt{\frac{1278}{1527}} = 1668 \text{ cm}^3$$

- tensão de serviço na mesa inferior

$$\frac{M_{g'}}{W_a} + \frac{M_l}{W_{ef}} \leq f_y \rightarrow \frac{4880}{1067} + \frac{2531}{1661} + \frac{2025}{1668} = 7,31 \frac{kN}{cm^2} \leq 35 \frac{kN}{cm^2}$$

($\therefore$ verificação atendida)

A verificação da capacidade resistente do perfil W 410 x 60 é atendida considerando-se temperatura limite de 550 °C e espessura de laje de 130 mm.

6.2. Aplicação do método de Bailey

Com o objetivo de ilustrar a aplicação do método de Bailey, é apresentado neste item o exemplo de uma laje mista para piso de escritório. Considera-se um edifício de escritórios cujo tempo requerido de resistência ao fogo seja de 120 minutos.

O piso de cada andar é inicialmente composto por uma laje mista construída usando chapas perfiladas metálicas trapezoidais Metform MF75, concreto de massa específica normal e tela eletrossoldada. A laje recebe revestimento de 70 mm de cimento e areia, considerado como carregamento permanente e isolamento térmico (ABNT NBR 15200:2012). A laje se apoia em vigas secundárias (não revestidas) de 9 m de comprimento dimensionadas como vigas mistas de aço e concreto. Essas vigas secundárias - compostas por perfis de alma cheia - apoiam-se em vigas mistas principais (revestidas) com vãos de 9 m e 12 m. As vigas de fachada do edifício também são dimensionadas como mistas.

A Figura 6.7 ilustra a disposição geral da estrutura de aço ao nível do pavimento apresentando largura total do edifício de 18 m e os vãos da laje (3 m) ao longo do seu comprimento (30 m). Admite-se que essa disposição geral se repete em vãos de laje adjacentes ao longo do comprimento do edifício. Os pilares são HP 310 x 93, não mistos. O exemplo aqui demonstrado foi inspirado no trabalho de Vassart e Zhao (2012b). No trabalho original da fonte citada era considerava a realidade das estruturas encontradas na Europa. A adaptação aqui realizada considera os materiais disponíveis no mercado brasileiro.

Figura 6.7 - Disposição geral da estrutura mista no pavimento

As ações consideradas no pavimento são as apresentadas a seguir.

- Peso-próprio da laje: $2,31 \text{ kN/m}^2$
- Peso-próprio das vigas: $0,5 \text{ kN/m}^2$
- Revestimento: $2,0 \text{ kN/m}^2$
- Paredes divisórias: $1,0 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga: $2,0 \text{ kN/m}^2$

As vigas mistas internas e respectivos graus de conexão encontram-se na Tabela 6.12. Os graus de conexão foram, de maneira simplificada, previamente definidos.

Tabela 6.12 - Propriedades dos perfis

<i>Perfil</i>	<i>Localização</i>	<i>Grau de conexão (%)</i>	<i>Conectores</i>
HP 310x93	Pilar	-	-
W 310x97	Viga secundária interna	80%	1 c/ 330 mm
W410x60	Viga secundária de bordo	80%	1 c/ 330 mm
W460x89	Viga principal de bordo	80%	1 c/ 330 mm

A resistência característica à compressão do concreto da laje é de 35 MPa, de massa específica normal, com uma altura total de 130 mm. A laje apresenta armadura negativa Q283 (283 mm²/m) com uma resistência ao escoamento de 600 MPa, satisfazendo os requisitos de dimensionamento à temperatura ambiente, podendo o tamanho dessa tela ser aumentado caso o desempenho em condições de incêndio não seja adequado.

A Figura 6.8 apresenta a divisão da laje em diferentes painéis de laje e a Figura 6.9 apresenta a seção transversal típica do painel em estudo. Serão tratados os dimensionamentos dos painéis A e B.

Figura 6.8 - Zonas de dimensionamento da laje

Figura 6.9 - Seção transversal da laje

As seguintes verificações de segurança se baseiam nos requisitos de concepção da laje à temperatura ambiente. Caso essa concepção se revele inadequada para as condições de incêndio será necessária alteração da tela eletrossoldada ou altura da laje (ou ambas as alternativas) para melhorar seu desempenho. As equações aqui verificadas foram apresentadas no capítulo 5 deste texto.

6.2.1. Dimensionamento da laje: Painel A

A Tabela 6.13 mostra os dados de entrada para o dimensionamento do painel A da laje, que tem dimensões 9 m por 9 m e tela eletrossoldada Q283 como armadura negativa ($A_s = 283 \text{ mm}^2/\text{m}$; aço CA 60, $f_y = 600 \text{ N/mm}^2$). Não foi considerada armadura dentro das nervuras. No interior desse painel existem 2 vigas mistas não revestidas (W 310 x 97). A Figura 6.10 apresenta o esquema do painel A.

Tabela 6.13 - Dados de entrada para dimensionamento do painel A

L (m)	ℓ (m)	f_{ck} (MPa)	A_s (mm ² /m)	f_y (MPa)	Perfis não revestidos	Fôrma de aço	Altura total da laje (mm)	d : distância ao eixo (mm)
9,0	9,0	35	283	600	W310x97	Metform	130	30

Figura 6.10 - Painel A

A aplicação do método simplificado de Bailey é feita em várias etapas conforme apresentado a seguir.

Passo 1: Cálculo do carregamento aplicado na laje em situação de incêndio

O carregamento aplicado na laje, com peso próprio de 2,31 kN/m², em caso de incêndio pode ser determinado pela Equação 6.8 (coeficiente de ponderação no item 3.1).

$$\begin{aligned} q_{fi,sd} &= 1,1 \times 2,31 + 1,15 \times (0,5 + 1,0) + 1,2 \times 2,0 + 0,28 \times 2,0 \\ &= 7,23 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (6.8)$$

Passo 2: Cálculo da transferência de calor para a laje mista

Segundo o item C.2 da ABNT NBR 14323:2013, a altura efetiva da laje é dada pela Equação 6.9:

$$h_{ef} = t_c + \frac{h_F}{2} \left(\frac{b_1 + b_b}{b_1 + b_2} \right) = 55 + \frac{75 (155 + 119)}{2 (155 + 115)} = 93,0 \text{ mm} \quad (6.9)$$

Para que seja atendido o critério de isolamento térmico a espessura efetiva da laje - h_{ef} - deve ser maior ou igual ao valor fornecido na norma brasileira em função do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF). Para TRRF = 120 min, $h_{ef} \geq 120 \text{ mm}$. No entanto, como citado anteriormente, deve ser considerado que há um revestimento de cimento e areia sobre a laje com espessura de 70 mm. Dessa forma, o critério de isolamento térmico é atendido (ABNT NBR 15200:2012).

Para essa altura efetiva correspondem às temperaturas θ_{c1} (face superior da laje), θ_{c2} (face inferior da laje) e θ_s (na tela eletrossoldada), apresentadas a seguir, conforme Tabela A.1 da ABNT NBR 14323:2013), para um tempo de exposição de 120 minutos e incêndio padronizado. Dessa maneira é possível a determinação do fator de redução da resistência do aço na temperatura θ_s ($k_{s,\theta}$, conforme Tabela 2 da ABNT 15200:2012) e o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ_{c1} ($k_{c,\theta}$, conforme Tabela 1 da ABNT 15200:2012).

$$\theta_{c1} = 210 \text{ °C}; \theta_{c2} = 959 \text{ °C} \text{ e } \theta_s = 583 \text{ °C}.$$

$$f_y = 600 \text{ MPa}$$

$$k_{s,\theta} = 0,37$$

$$k_{c,\theta} = 0,94$$

Passo 3: Cálculo do momento de plastificação da seção transversal da laje $M_{pd,fi,laje}$

Para o cálculo desse painel são considerados os parâmetros apresentados a seguir.

$\ell = 9\,000 \text{ mm}$ (vão das vigas secundárias)

$L = 9\,000 \text{ mm}$ (vão das vigas principais)

Dessa forma obtêm-se os valores de $g_{0,1}$ e $g_{0,2}$ (parâmetros relacionados à altura do bloco de tensões de compressão quando nenhuma força de membrana está presente), apresentados no capítulo 4 deste texto.

$$g_{0,1} = 1 - \frac{2KA_s f_y k_{s,\theta}}{0,85 f_{ck} k_{c,\theta} \times d_1} = 1 - \frac{2 \times 1,0 \times \frac{283}{1000} \times 0,37 \times 600}{0,85 \times 35 \times 0,94 \times 30} = 0,85$$

$$g_{0,2} = 1 - \frac{2A_s f_y k_{s,\theta}}{0,85 f_{ck} k_{c,\theta} \times d_2} = 1 - \frac{2 \times \frac{283}{1000} \times 0,37 \times 600}{0,85 \times 35 \times 0,94 \times 30} = 0,85$$

Deve-se ter atenção que o parâmetro K é igual a 1,0 pelo fato de a tela eletrossoldada ter a mesma seção transversal em ambas as direções.

Então, o momento de plastificação positivo da seção transversal da laje (antes do desenvolvimento das forças de membrana) é definido a seguir, conforme equação apresentada no capítulo 4 deste texto.

$$\begin{aligned} M_{pd,fi,laje} &= A_s f_{y,\theta} \times d \times \frac{3+g_{0,2}}{4} = \frac{283}{1000} \times 600 \times 0,37 \times 30 \times \frac{3+(0,85)}{4} = \\ &= 1814 \text{ Nmm/mm} \end{aligned}$$

Em paralelo, é possível determinar outros parâmetros necessários, como a seguir apresentados. O parâmetro n define o padrão das charneiras plásticas, conforme apresentado no capítulo 4 deste texto.

$$\begin{aligned}\mu &= K \frac{3 + g_{0,1}}{3 + g_{0,2}} = 1,0 \times \frac{3 + 0,85}{3 + 0,85} = 1,0 \\ a &= \frac{L}{\ell} = \frac{9,0}{9,0} = 1,0 \\ n &= \frac{1}{2\mu a^2} (\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1) = \frac{1}{2 \times 1,0 \times 1,0^2} (\sqrt{3 \times 1,0 \times 1,0^2 + 1} - 1) \\ &= 0,5\end{aligned}$$

Passo 4: Determinação da capacidade resistente da laje

O valor de cálculo da força distribuída resistente por unidade de comprimento da laje em situação de incêndio pode ser determinada como apresentado a seguir, conforme Equação 4.23 do capítulo 4 deste texto.

$$\begin{aligned}q_{pd,fi,Laje} &= 6 \frac{M_{pd,fi,laje}}{n^2 a^2 \ell^2} = 6 \frac{1814}{0,5^2 \times 1,0^2 \times 9000^2} = 0,538 \times 10^{-3} \frac{N}{mm^2} \\ &= 0,538 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Passo 5: Determinação da deformação para o cálculo das ações de membrana

A flecha da laje em situação de incêndio, para consideração das ações de membrana, pode ser determinada pela Equação 6.10.

$$\begin{aligned}
f &= \min \left\{ \frac{\alpha_c (\Theta_{c2} - \Theta_{c1}) \ell^2}{19,2 h_{ef}} + \min \left[\sqrt{\left(\frac{0,5 f_y}{E_s} \right) \frac{3 L^2}{8}}; \frac{\ell}{30} \right]; \frac{\ell + L}{30} \right\} \quad (6.10) \\
&= \min \left\{ \frac{1,2 \times 10^{-5} (959 - 210) \times 9000^2}{19,2 \times 93} + \right. \\
&\quad \left. + \min \left[\sqrt{\left(\frac{0,5 \times 600}{210000} \right) \frac{3 \times 9000^2}{8}}; \frac{9000}{30} \right]; \frac{9000 + 9000}{30} \right\} \\
&= \min \{ 407,7 + \min [208,3; 300]; 600 \} = \\
&= \min \{ 407,7 + 208,3; 600 \} = 600 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Passo 6: Cálculo dos parâmetros para determinação das ações de membrana

A determinação dos diferentes fatores de majoração para as ações de membrana se baseia nos diferentes parâmetros $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2, A, B, C, D, k$ e b , que devem ser determinados. Os valores desses parâmetros são apresentados a seguir, conforme equações apresentadas no capítulo 4 deste texto.

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \frac{2g_{0,1}}{3 + g_{0,1}} = \frac{2 \times 0,85}{3 + 0,85} = 0,442$$

$$\beta_1 = \beta_2 = \frac{1 - g_{0,1}}{3 + g_{0,1}} = \frac{1 - 0,85}{3 + 0,85} = 0,039$$

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2+1} + 1 = \frac{4 \times 0,5 \times 1,0^2(1-2 \times 0,5)}{4 \times 0,5^2 \times 1,0^2 + 1} + 1 = 1,0 \text{ (parâmetro que define a magnitude da força de membrana)}$$

$$\begin{aligned}
A &= \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\frac{\ell^2}{8n} - \left(\frac{(1-2n)}{2n} + \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \right) \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) \right] = \\
&= \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1+1,0} \right) \left[\frac{9000^2}{8 \times 0,5} - \left(\frac{(1-2 \times 0,5)}{2 \times 0,5} + \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+1,0} \right) \right) ((0,5 \times 9000)^2 \right. \\
&\quad \left. + \frac{9000^2}{4}) \right] = 3.375.000 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
B &= \frac{1}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{1}{3} \left(\frac{k}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) \right] = \\
&= \frac{1}{2} \left(\frac{1,0^2}{1+1,0} \right) \left[\frac{0,5 \times 9000^2}{2} - \frac{1}{3} \left(\frac{1,0}{1+1,0} \right) \left((0,5 \times 9000)^2 + \frac{9000^2}{4} \right) \right] = \\
&= 3.375.000 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$C = \frac{\ell^2}{16n} (k-1) = \frac{9000^2}{16 \times 0,5} (1,0-1) = 0$$

$$D = \frac{L^2}{8} (1-2n)^2 = \frac{9000^2}{8} (1-2 \times 0,5)^2 = 0$$

$$\begin{aligned}
b &= \min \left[\frac{\ell^2}{8K(A+B+C-D)}; \frac{1000}{k \times K \times A_s \times f_y \times k_{s,\theta}} (0,85 f_{ck} \times k_{c,\theta} \times 0,45d - A_s \times f_y \times k_{s,\theta})^{\frac{K+1}{2}} \right] = \\
&= \min \left[\frac{9000^2}{8 \times 1,0 \times (3.375.000 + 3.375.000 + 0 - 0)}; \frac{1000}{1,0 \times 1,0 \times 283 \times 600 \times 0,37} (0,85 \times 35 \times 0,94 \times 0,45 \times \right. \\
&\quad \left. \times 30 - 283 \times 600 \times 0,37)^{\frac{1+1}{2}} \right] = 1,500 \text{ (parâmetro que define a magnitude da força de membrana)}
\end{aligned}$$

Passo 7: Cálculo dos fatores de majoração devido às ações de membrana

Os fatores de majoração $e_{1b}, e_{2b}, e_{1m}, e_{2m}$ podem ser determinados como apresentado a seguir. Todas as equações foram apresentadas no capítulo 4 deste texto.

$$\begin{aligned}
e_{1b} &= 2n \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right] + [(1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2)] = \\
&= 2 \times 0,5 \left[1 + \frac{0,442 \times 1,5}{2} (1,0 - 1,0) - \frac{0,039 \times 1,5^2}{3} (1,0^2 - 1,0 + 1,0) \right] \\
&\quad + [(1 - 2 \times 0,5)(1 - 0,442 \times 1,5 - 0,039 \times 1,5^2)] = 0,97
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
e_{1m} &= \frac{4b}{3+g_{0,1}} \left(\frac{f}{d_1} \right) \left((1-2n) + \frac{n}{3} \frac{(2+3k-k^3)}{(1+k)^2} \right) = \\
&\frac{4 \times 1,5}{3+0,85} \left(\frac{600}{30} \right) \left((1 - 2 \times 0,5) + \frac{0,5}{3} \frac{(2+3 \times 1,0-1,0^3)}{(1+1,0)^2} \right) = 5,20
\end{aligned}$$

$$e_1 = e_{1b} + e_{1m} = 0,97 + 5,20 = 6,17$$

$$\begin{aligned}
e_{2,b} &= 1 + \frac{\alpha_2 b K}{2} (k - 1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1) = \\
&= 1 + \frac{0,442 \times 1,5 \times 1,0}{2} (1 - 1) - \frac{0,039 \times 1,5^2 \times 1,0}{3} (1^2 - 1 + 1) = 0,97 \\
e_{2,m} &= \frac{4bK}{3+g_{0,2}} \left(\frac{f}{d_2} \right) \left(\frac{2+3k-k^3}{6(1+k)^2} \right) = \frac{4 \times 1,5 \times 1,0}{3+0,85} \left(\frac{600}{30} \right) \left(\frac{2+3 \times 1,0-1,0^3}{6(1+1)^2} \right) = 5,20 \\
e_2 &= e_{2,b} + e_{2,m} = 0,97 + 5,20 = 6,17
\end{aligned}$$

Então, o fator global de majoração e é determinado pela Equação 6.11.

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2} = 6,17 - \frac{6,17 - 6,17}{1 + 2 \times 1,0 \times 1,0^2} = 6,17 \quad (6.11)$$

Passo 8: Capacidade resistente da laje em situação de incêndio

A capacidade resistente da laje em situação de incêndio tendo em conta as ações de membrana pode ser obtida pela Equação 6.12 (ver capítulo 4 deste texto).

$$q_{pd,fi,laje,memb} = e \times q_{pd,fi,laje} = 6,17 \times 0,538 = 3,32 \text{ kN/m}^2 \quad (6.12)$$

Passo 9: Capacidade resistente da laje considerando as vigas mistas não revestidas

A partir do item 8.5.1.1 ou 8.5.1.2 da ABNT NBR 14323:2013 é possível determinar a temperatura das vigas mistas não revestidas. O primeiro passo necessário é calcular o fator de massividade da seção transversal do perfil W310 x 97,0. Os valores calculados são apresentados na Tabela 6.14.

Tabela 6.14 - Fator de massividade para viga mista não revestida

<i>Elemento</i>	$k_{sh} = 0,9 \left(\frac{H+0,5B}{H+1,5B-t_w} \right)$	$\left(\frac{u}{A_g} \right) (m^{-1})$	$k_{sh} \left(\frac{u}{A_g} \right) (m^{-1})$
Banzo inferior	0,548	$\frac{2(B + t_f)}{Bt_f} = 136$	75
Alma		$\frac{2}{t_w} = 202$	111
Banzo superior		$\frac{2(B + t_f)}{Bt_f} = 136$	75
<i>H, B, t_f, t_w</i> : Altura, mesa, espessura da mesa e espessura da alma do perfil, respectivamente.			

A Tabela 4.1, extraída de Vassart e Zhao (2012a) permite a determinação direta da temperatura da parte metálica da seção mista, a partir do fator de massividade e do tempo. A seguir se apresentam as temperaturas encontradas.

- Temperatura dos banzos: 1047 °C;
- Temperatura da alma: 1048 °C, mas considerando 1001 °C devido à altura da seção de aço não ser superior a 500 mm;
- Temperatura dos conectores (item A.3.1.1.2 da ABNT NBR 14323:2013): $1001 \times 0,8 = 800,8$ °C

As temperaturas do perfil e dos conectores metálicos permitem determinar o momento de plastificação das vigas mistas secundárias não revestidas. Os valores calculados são apresentados na Tabela 6.15.

Tabela 6.15 - Momento de plastificação das vigas mistas não revestidas do painel A

<i>Parâmetros</i>	<i>Valores calculados</i>
Comprimento efetivo da laje	$b_{ef} = \min \left\{ \frac{9000}{4}; 3000 \right\} = 2250 \text{ mm}$
Área do perfil de aço A_g	$A_g = 12.360 \text{ mm}^2$
Fator de redução das propriedades de resistência do perfil (Tabela 1 ABNT NBR 14323:2013)	$k_{y,\theta} = 0,031$
Fator de redução das propriedades de resistência dos conectores (Tabela 1 ABNT NBR 14323:2013)	$k_{u,\theta} = 0,11$
Altura da laje comprimida em situação de incêndio	$h_u = \frac{\sum A_g f_y k_{y,\theta}}{b_{eff} k_c k_{c,\theta}} = \frac{12360 \times 355 \times 0,031}{2250 \times 35 \times 0,94} = 1,84 \text{ mm}$
Grau de conexão das vigas a 20°C	$n_{c,20^\circ C} = 0,80$
Grau de conexão das vigas em situação de incêndio	$n_{c,\theta} = \frac{n_{c,20^\circ C} k_{u,\theta} \gamma_v}{k_{y,\theta} \gamma_{fi,v}} = \frac{0,80 \times 0,11 \times 1,25}{0,031 \times 1,0} = 3,55$ $> 1,0$ (conexão total)
Momento de plastificação positivo	$M_{pd,fi,viga,sec} = \frac{A_g f_y k_{y,\theta}}{\gamma_{fi,a}} \left(\frac{H}{2} + h - \frac{h_u}{2} \right) =$ $\frac{12360 \times 355 \times 0,031}{1,0} \left(\frac{308}{2} + 130 - \frac{1,84}{2} \right) = 38,51 \times$ $10^6 \text{ Nmm} = 38,51 \text{ kNm}$
h: altura total da laje; $\gamma_{fi,a}$, γ_v e $\gamma_{fi,v}$: fatores de segurança parciais para o perfil de aço, para os conectores metálicos à temperatura normal e em situação de incêndio (EN 1994 Parte 1-2 (2005)).	

Em seguida, a capacidade resistente da laje com a contribuição da viga mista não protegida pode ser determinada pela Equação 6.13 (ver capítulo 4 deste texto).

$$q_{pd,fi,viga} = \frac{8M_{pd,fi,viga,sec}}{\ell^2} \frac{1+n}{L} = \frac{8 \times 38,51}{9^2} \times \frac{1+2}{9} = 1,26 \text{ kN/m}^2 \quad (6.13)$$

onde:

n : número de vigas não revestidas do painel.

Passo 10: Capacidade resistente da laje em situação de incêndio e verificação da resistência ao fogo da laje

A capacidade resistente da laje é apresentada na Equação 6.14.

$$q_{pd,fi} = q_{pd,fi,laje,memb} + q_{pd,fi,viga} = 3,32 + 1,26 = 4,58 \text{ kN/m}^2 \quad (6.14)$$

No que se refere ao carregamento aplicado na laje em situação de incêndio:

verificação: $q_{fi,sd} < q_{pd,fi} \rightarrow 7,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} > 4,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \therefore \text{não verificado}$ (o que significa que a solicitação excede a capacidade resistente do painel em situação de incêndio para TRRF = 120 min).

Conclusão 1

Concluindo, a estabilidade do sistema de laje não fica assegurada para TRRF de 120 min com as dimensões atuais no painel A. É necessário modificar os parâmetros construtivos. Uma solução seria aumentar a área de armadura empregada, aumentar a espessura da laje, ou reduzir o TRRF. É possível observar nas Figura 6.11 e Figura 6.12 que os valores obtidos analiticamente pela autora desta Dissertação a partir do método simplificado de Bailey são muito próximos aos obtidos a partir do programa MACS+, sendo essa ferramenta muito útil em virtude do rápido processamento. O valor $q_{pd,fi,laje,memb} = 3,32 \text{ kN/m}^2$ calculado manualmente, corresponde ao *slab capacity* do programa MACS+, igual a $3,31 \text{ kN/m}^2$. O valor $q_{pd,fi,viga} = 1,26 \text{ kN/m}^2$ corresponde ao *beam capacity*, igual a $1,24 \text{ kN/m}^2$. O valor *total capacity* (igual $4,55 \text{ kN/m}^2$) do programa corresponde à $q_{pd,fi} = 4,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.

Figura 6.11 - Saída de resultados usando o programa MACS+ – Relatório detalhado

Figura 6.12 - Saída de resultados usando o programa MACS+ – Relatório detalhado

Uma vez que o painel não foi verificado empregando tela Q283 e $h = 13$ cm, outra configuração será testada. A Tabela 6.16 mostra os novos dados de entrada para o

dimensionamento do painel de laje A. Os passos serão idênticos ao apresentado anteriormente, empregando as equações apresentadas no capítulo 4 desde texto.

Tabela 6.16 - Dados de entrada para dimensionamento do painel A

L (m)	ℓ (m)	f_{ck} (MPa)	A_s (mm ² /m)	f_y (MPa)	Perfis não revestidos	Fôrma de aço	Altura total da laje (mm)	d : distância ao eixo (mm)
9,0	9,0	35	396	600	W310x97	Metform	140	30

Passo 1a: Cálculo do carregamento aplicado na laje em situação de incêndio

$$q_{fi,sd} = 1,1 \times 2,56 + 1,15 \times (0,5 + 1,0) + 1,2 \times 2,0 + 0,28 \times 2,0 \quad (6.15)$$

$$= 7,51 \text{ kN/m}^2$$

Passo 2a: Cálculo da transferência de calor para a laje mista

$$h_{ef} = t_c + \frac{h_F}{2} \left(\frac{b_1 + b_b}{b_1 + b_2} \right) = 65 + \frac{75}{2} \frac{(155 + 119)}{(155 + 115)} = 103,0 \text{ mm} \quad (6.16)$$

Para que seja atendido o critério de isolamento térmico a espessura efetiva da laje - h_{ef} - deve ser maior ou igual ao valor fornecido na norma brasileira em função do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF). Para TRRF = 120 min, $h_{ef} \geq 120 \text{ mm}$. No entanto, deve ser considerado que há um revestimento sobre a laje de cimento e areia com espessura de 70 mm. Dessa forma, o critério de isolamento térmico é atendido (ABNT NBR 15200:2012).

Para essa altura efetiva correspondem às temperaturas θ_{c1} (face superior da laje), θ_{c2} (face inferior da laje) e θ_s (na tela eletrossoldada), apresentadas a seguir, conforme Tabela A.1 da ABNT NBR 14323:2013), para um tempo de exposição de 120 minutos e incêndio padronizado. Dessa maneira é possível a determinação do fator de redução da resistência do aço na temperatura θ_s ($k_{s,\theta}$, conforme Tabela 2 da ABNT 15200:2012) e o fator de redução

da resistência do concreto na temperatura Θ_{c1} ($k_{c,\theta}$, conforme Tabela 1 da ABNT 15200:2012).

$$\Theta_{c1} = 210 \text{ }^{\circ}\text{C}; \Theta_{c2} = 991 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ e } \Theta_s = 491 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

$$f_y = 600 \text{ MPa}$$

$$k_{s,\theta} = 0,57$$

$$k_{c,\theta} = 0,94$$

Passo 3a: Cálculo do momento de plastificação da seção transversal da laje $M_{pd,fi,laje}$

Para o cálculo desse painel são considerados os parâmetros apresentados a seguir.

$$\ell = 9\,000 \text{ mm (vão das vigas secundárias)}$$

$$L = 9\,000 \text{ mm (vão das vigas principais)}$$

Dessa forma obtêm-se os valores de $g_{0,1}$ e $g_{0,2}$ (parâmetros relacionados à altura do bloco de tensões de compressão quando nenhuma força membrana está presente).

$$g_{0,1} = 1 - \frac{2KA_s f_y k_{s,\theta}}{0,85 f_{ck} k_{c,\theta} \times d_1} = 1 - \frac{2 \times 1,0 \times \frac{396}{1000} \times 0,57 \times 600}{0,85 \times 35 \times 0,94 \times 30} = 0,68$$

$$g_{0,2} = 1 - \frac{2A_s f_y k_{s,\theta}}{0,85 f_{ck} k_{c,\theta} \times d_2} = 1 - \frac{2 \times \frac{396}{1000} \times 0,57 \times 600}{0,85 \times 35 \times 0,94 \times 30} = 0,68$$

Deve-se ter atenção que o parâmetro K é igual a 1,0 pelo fato de a tela eletrossoldada ter a mesma seção transversal em ambas as direções. Então, o momento de plastificação positivo da seção transversal da laje (antes do desenvolvimento das forças de membrana) é definido a seguir.

$$\begin{aligned} M_{pd,fi,laje} &= A_s f_{y,\theta} \times d \times \frac{3+g_{0,2}}{4} = \frac{396}{1000} \times 600 \times 0,57 \times 30 \times \frac{3+(0,68)}{4} = \\ &= 3735 \text{ Nmm/mm} \end{aligned}$$

$$\mu = K \frac{3 + g_{0,1}}{3 + g_{0,2}} = 1,0 \times \frac{3 + 0,68}{3 + 0,68} = 1,0$$

$$a = \frac{L}{\ell} = \frac{9,0}{9,0} = 1,0$$

$$n = \frac{1}{2\mu a^2} (\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1) = \frac{1}{2 \times 1,0 \times 1,0^2} (\sqrt{3 \times 1,0 \times 1,0^2 + 1} - 1) = 0,5$$

Passo 4a: Determinação da capacidade resistente da laje

A capacidade resistente da laje pode ser determinada como apresentado a seguir.

$$\begin{aligned} q_{pd,fi,Laje} &= 6 \frac{M_{pd,fi,laje}}{n^2 a^2 \ell^2} = 6 \frac{3735}{0,5^2 \times 1,0^2 \times 9000^2} = 1,11 \times 10^{-3} \frac{N}{mm^2} \\ &= 1,11 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Passo 5a: Determinação da deformação para o cálculo das ações de membrana

A deformação da laje em situação de incêndio, para ter em conta as ações de membrana, pode ser determinada pela Equação 6.17.

$$\begin{aligned} f &= \min \left\{ \frac{\alpha_c (\Theta_{c2} - \Theta_{c1}) \ell^2}{19,2 h_{ef}} + \min \left[\sqrt{\left(\frac{0,5 f_y}{E_s} \right) \frac{3 L^2}{8}}; \frac{\ell}{30} \right]; \frac{\ell + L}{30} \right\} \quad (6.17) \\ &= \min \left\{ \frac{1,2 \times 10^{-5} (991 - 210) \times 9000^2}{19,2 \times 103} + \right. \\ &\quad \left. + \min \left[\sqrt{\left(\frac{0,5 \times 600}{210000} \right) \frac{3 \times 9000^2}{8}}; \frac{9000}{30} \right]; \frac{9000 + 9000}{30} \right\} \\ &= \min \{ 383,9 + \min [208,3; 300]; 600 \} \\ &= \min \{ 383,9 + 208,3; 600 \} = 592,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

Passo 6a: Cálculo dos parâmetros para determinação das ações de membrana

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \frac{2g_{0,1}}{3+g_{0,1}} = \frac{2 \times 0,68}{3+0,68} = 0,368$$

$$\beta_1 = \beta_2 = \frac{1-g_{0,1}}{3+g_{0,1}} = \frac{1-0,68}{3+0,68} = 0,088$$

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2+1} + 1 = \frac{4 \times 0,5 \times 1,0^2(1-2 \times 0,5)}{4 \times 0,5^2 \times 1,0^2 + 1} + 1 = 1,0 \text{ (parâmetro que define a magnitude da força de membrana)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\frac{\ell^2}{8n} - \left(\frac{(1-2n)}{2n} + \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \right) ((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4}) \right] \\ &= \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1+1,0} \right) \left[\frac{9000^2}{8 \times 0,5} - \left(\frac{(1-2 \times 0,5)}{2 \times 0,5} + \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+1,0} \right) \right) ((0,5 \times 9000)^2 + \frac{9000^2}{4}) \right] = 3.375.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= \frac{1}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{1}{3} \left(\frac{k}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) \right] \\ &= \frac{1}{2} \left(\frac{1,0^2}{1+1,0} \right) \left[\frac{0,5 \times 9000^2}{2} - \frac{1}{3} \left(\frac{1,0}{1+1,0} \right) \left((0,5 \times 9000)^2 + \frac{9000^2}{4} \right) \right] \\ &= 3.375.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$C = \frac{\ell^2}{16n} (k-1) = \frac{9000^2}{16 \times 0,5} (1,0-1) = 0$$

$$D = \frac{L^2}{8} (1-2n)^2 = \frac{9000^2}{8} (1-2 \times 0,5)^2 = 0$$

$$\begin{aligned} b &= \min \left[\frac{\ell^2}{8K(A+B+C-D)}; \frac{1000}{k \times K \times A_s \times f_y \times k_{s,\theta}} (0,85 f_{ck} \times k_{c,\theta} \times 0,45d - A_s \times f_y \times k_{s,\theta}) \frac{K+1}{2} \right] = \\ &= \min \left[\frac{9000^2}{8 \times 1,0 \times (3.375.000 + 3.375.000 + 0 - 0)}; \frac{1000}{1,0 \times 1,0 \times 283 \times 600 \times 0,37} (0,85 \times 35 \times 0,94 \times 0,45 \times \right. \\ &\quad \left. \times 30 - 396 \times 600 \times 0,57) \frac{1+1}{2} \right] = 1,500 \text{ (parâmetro que define a magnitude da força de membrana)} \end{aligned}$$

Passo 7a: Cálculo dos fatores de majoração devido às ações de membrana

Os fatores de majoração e_{1b} , e_{2b} , e_{1m} e e_{2m} podem ser determinados como apresentado a seguir.

$$e_{1b} = 2n \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k - 1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right] + [(1 - 2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2)] = 2 \times \\ \times 0,5 \left[1 + \frac{0,368 \times 1,5}{2} (1,0 - 1,0) - \frac{0,088 \times 1,5^2}{3} (1,0^2 - 1,0 + 1,0) \right] + [(1 - 2 \times 0,5)(1 - \\ - 0,368 \times 1,5 - 0,088 \times 1,5^2)] = 0,93$$

$$e_{1m} = \frac{4b}{3 + g_{0,1}} \left(\frac{f}{d_1} \right) \left((1 - 2n) + \frac{n(2 + 3k - k^3)}{3(1 + k)^2} \right) \\ = \frac{4 \times 1,5}{3 + 0,677} \left(\frac{592,2}{30} \right) \left((1 - 2 \times 0,5) + \frac{0,5(2 + 3 \times 1,0 - 1,0^3)}{3(1 + 1,0)^2} \right) = 5,37$$

$$e_1 = e_{1b} + e_{1m} = 0,93 + 5,37 = 6,30$$

$$e_{2,b} = 1 + \frac{\alpha_2 bK}{2} (k - 1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1) = \\ 1 + \frac{0,368 \times 1,5 \times 1,0}{2} (1 - 1) - \frac{0,088 \times 1,5^2 \times 1,0}{3} (1^2 - 1 + 1) = 0,93 \\ e_{2,m} = \frac{4bK}{3 + g_{0,2}} \left(\frac{f}{d_2} \right) \left(\frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2} \right) = \frac{4 \times 1,5 \times 1,0}{3 + 0,85} \left(\frac{592,2}{30} \right) \left(\frac{2 + 3 \times 1,0 - 1,0^3}{6(1 + 1)^2} \right) = 5,30$$

$$e_2 = e_{2b} + e_{2m} = 0,93 + 5,37 = 6,30$$

Então, o fator global de majoração e é determinado pela Equação 6.18.

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2} = 6,30 - \frac{6,30 - 6,30}{1 + 2 \times 1,0 \times 1,0^2} = 6,30 \quad (6.18)$$

Passo 8a: Capacidade resistente da laje em situação de incêndio

A capacidade resistente da laje em situação de incêndio tendo em conta as ações de membrana pode ser obtida pela Equação 6.19.

$$q_{pd,fi,laje,memb} = e \times q_{pd,fi,laje} = 6,30 \times 1,11 = 6,99 \text{ kN/m}^2 \quad (6.19)$$

Passo 9a: Capacidade resistente da laje considerando as vigas mistas não revestidas

A partir do item 8.5.1.1 ou 8.5.1.2 da NBR 14323/2013 é possível determinar a temperatura das vigas mistas não revestidas. O primeiro passo necessário é calcular o fator de massividade da seção transversal do perfil W310 x 97,0. Os valores calculados são apresentados na Tabela 6.17.

Tabela 6.17 - Fator de massividade para viga mista não revestida

<i>Elemento</i>	$k_{sh} = 0,9 \left(\frac{H+0,5B}{H+1,5B-t_w} \right)$	$\left(\frac{u}{A_g} \right) (m^{-1})$	$k_{sh} \left(\frac{u}{A_g} \right) (m^{-1})$
Banzo inferior	0,548	$\frac{2(B + t_f)}{Bt_f} = 136$	75
Alma		$\frac{2}{t_w} = 202$	111
Banzo superior		$\frac{2(B + t_f)}{Bt_f} = 136$	75
<i>H, B, t_f, t_w: Altura, mesa, espessura da mesa e espessura da alma do perfil, respectivamente.</i>			

As temperaturas da parte metálica da seção mista são a seguir apresentadas (Tabela 4.1, Vassart e Zhao, 2012a).

- Temperatura dos banzos: 1047 °C;
- Temperatura da alma: 1048 °C, mas considerando 1001 °C devido à altura da seção de aço não ser superior a 500 mm;
- Temperatura dos conectores (item A.3.1.1.2 da ABNT NBR 14323:2013): $1001 \times 0,8 = 800,8$ °C

As temperaturas do perfil e dos conectores metálicos permitem determinar o momento de plastificação das vigas mistas secundárias não revestidas. Os valores calculados são apresentados na Tabela 6.18.

Tabela 6.18 - Momento de plastificação das vigas mistas não revestidas do painel A

<i>Parâmetros</i>	<i>Valores calculados</i>
Comprimento efetivo da laje	$b_{ef} = \min \left\{ \frac{9000}{4}; 3000 \right\} = 2250 \text{ mm}$
Área do perfil de aço A_g	$A_g = 12.360 \text{ mm}^2$
Fator de redução das propriedades de resistência do perfil (Tabela 1 ABNT NBR 14323:2013)	$k_{y,\theta} = 0,031$
Fator de redução das propriedades de resistência dos conectores (Tabela 1 ABNT NBR 14323:2013)	$k_{u,\theta} = 0,11$
Altura da laje comprimida em situação de incêndio	$h_u = \frac{\sum A_g f_y k_{y,\theta}}{b_{eff} k_c k_{c,\theta}} = \frac{12360 \times 355 \times 0,031}{2250 \times 35 \times 0,94} = 1,84 \text{ mm}$
Grau de conexão das vigas a 20°C	$n_{c,20^\circ C} = 0,80$
Grau de conexão das vigas em situação de incêndio	$n_{c,\theta} = \frac{n_{c,20^\circ C} k_{u,\theta} \gamma_v}{k_{y,\theta} \gamma_{fi,v}} = \frac{0,80 \times 0,11 \times 1,25}{0,031 \times 1,0} = 3,55$ $> 1,0$ (conexão total)
Momento de plastificação positivo	$M_{pd,fi,viga,sec} = \frac{A_g f_y k_{y,\theta}}{\gamma_{fi,a}} \left(\frac{H}{2} + h - \frac{h_u}{2} \right) =$ $\frac{12360 \times 355 \times 0,031}{1,0} \left(\frac{308}{2} + 140 - \frac{1,84}{2} \right) = 39,87 \times$ $10^6 \text{ Nmm} = 39,87 \text{ kNm}$
h: altura total da laje; $\gamma_{fi,a}$, γ_v e $\gamma_{fi,v}$: fatores de segurança parciais para o perfil de aço, para os conectores metálicos à temperatura normal e em situação de incêndio (EN 1994 Parte 1-2 (2005)).	

Em seguida, a capacidade resistente da laje com a contribuição da viga mista não revestida pode ser determinada pela Equação 6.20.

$$q_{pd,fi,viga} = \frac{8M_{pd,fi,viga,sec}}{\ell^2} \frac{1+n}{L} = \frac{8 \times 39,87}{9^2} \times \frac{1+2}{9} = 1,31 \text{ kN/m}^2 \quad (6.20)$$

onde:

n : número de vigas não revestidas do painel.

Passo 10a: Capacidade resistente da laje em situação de incêndio e verificação da resistência ao fogo da laje

A capacidade resistente da laje é apresentada na Equação 6.21.

$$q_{pd,fi} = q_{pd,fi,laje,memb} + q_{pd,fi,viga} = 6,99 + 1,31 = 8,30 \text{ kN/m}^2 \quad (6.21)$$

No que se refere ao carregamento aplicado na laje em situação de incêndio:

$$q_{fi,sd} = 7,51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < q_{pd,fi} = 8,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} (\therefore \text{Verificação atendida})$$

Conclusão 2

Concluindo, a estabilidade do sistema de laje fica assegurada para TRRF 120 min com as dimensões atuais no painel A.

Apesar de ser difícil uma comparação direta entre o procedimento detalhado na ABNT NBR 14323:2013 e o método de Bailey, pode-se dizer que nos exemplos estudados para o painel quadrado, obteve-se uma composição para carregamentos resistentes semelhantes.

Conforme procedimento da ABNT NBR 14323:2013 (Tabelas 6.6 e 6.7), têm-se para 13 cm de altura de concreto e 473 mm²/m (Q246 + 2ϕ 6,3 c/ 27,4 cm) de armaduras resulta um carregamento resistente de cálculo igual a 7,90 kN/m² empregando-se fôrma Metform e 9,09 kN/m² empregando-se fôrma Perfilor.

Empregando-se o procedimento de Bailey, têm-se que para 14 cm de altura de concreto e 396 mm²/m de armadura resulta em carregamento resistente de cálculo igual a 8,30 kN/m². Ou seja, por Bailey, com um aumento de menos de 10% de volume de concreto, consegue-se uma redução de cerca de 20% no peso de armaduras. Há uma tendência, portanto, de o uso do método de Bailey conduzir a resultados mais econômicos.

É interessante comparar os valores apresentados no item anterior com os da Tabela 6.4. Apesar de o método de Bailey não utilizar armadura positiva, o resultado considerando 2 ϕ 6,3 apresenta uma capacidade resistente da laje ($q_{fi,Rd}$) igual a 5,72 kN/m², inferior ao valor obtido considerando o efeito de membrana (8,30 kN/m²).

Passo 11: Carregamentos aplicados nas vigas periféricas em situação de incêndio

Os momentos fletores de plastificação em situação de incêndio nas vigas secundárias e nas vigas periféricas do painel A são calculados conforme equações apresentadas na sequência. Na Figura 6.10 (Painel A), a viga 1 é o perfil W 460 x 89 e a viga 2 é o perfil W 410 x 60.

Vigas periféricas secundárias (viga 1 - W 460 x 89):

$$\begin{aligned}
 M_{pd,fi,viga1} &= \frac{q_{pd,fi}\ell^2L^2 - 8M_{pd,fi,laje}(\ell - \sum_{i=1}^2 b_{ef,i})}{12} \\
 &= \frac{8,30 \times 9,0 \times 9,0^2 - 8 \times 3735 \times 10^{-3} \times (9,0 - (9/8 + 9/8))}{12} \\
 &= 487,42 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$V_{pd,fi,viga1} = \frac{4 \times M_{pd,fi,viga1}}{L} = \frac{4 \times 487,42}{9} = 216,63 \text{ kN}$$

Vigas periféricas principais (viga 2 - W 410 x 60):

$$\begin{aligned}
 M_{pd,fi,viga2} &= \frac{q_{pd,fi}\ell^2L - 8(M_{pd,fi,laje}(L - nb_{ef} - \sum_{i=1}^2 b_{ef,i}) + nM_{pd,fi,viga,sec})}{12} = \\
 &= \frac{8,30 \times 9,0^2 \times 9,0 - 8(3735 \times 10^{-3} \left(9,0 - 2,0 \times 2,25 - \left(\frac{2,25}{2} + \frac{2,25}{2}\right)\right) + 2,0 \times 39,87)}{12} = 445,46 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$V_{pd,fi,viga2} = \frac{4M_{pd,fi,viga2}}{L} = \frac{4 \times 445,46}{9} = 197,98 \text{ kN}$$

Assim, essas vigas devem receber revestimento de forma a garantir que os esforços resistentes de cálculo em situação de incêndio, no tempo requerido de resistência ao fogo – TRRF, não seja menor que os aqui calculados.

6.2.2. Dimensionamento da laje: Painel B

O procedimento de cálculo aplicado no painel A é o mesmo aplicado para o painel B. Neste caso as dimensões são 12,0 m por 9,0 m. Será empregada tela eletrossolda Q396 ($396 \text{ mm}^2/\text{m}$) e altura de laje de 16 cm (Figura 6.13). Esse painel é composto por três vigas mistas não revestidas. Mais detalhes sobre os cálculos são apresentados na Tabela 6.19. As equações apresentadas no capítulo 4 deste texto também serão aqui aplicadas.

Tabela 6.19 - Dados de entrada para dimensionamento do painel B

L (m)	ℓ (m)	f_{ck} (MPa)	A_s (mm^2/m)	f_y (MPa)	Perfis não revestidos	Fôrma em aço	Altura total da laje (mm)	d : distância ao eixo (mm)
12,0	9,0	35	396	600	W310x97	Metform	160	30

Figura 6.13 - Painel B

Passo 1: Cálculo do carregamento aplicado na laje em situação de incêndio

$$\begin{aligned}
 q_{fi,sd} &= 1,1 \times 3,06 + 1,15 \times (0,5 + 1,0) + 1,2 \times 2,0 + 0,28 \times 2,0 \\
 &= 8,06 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}
 \quad (6.22)$$

Passo 2: Cálculo da transferência de calor para a laje mista

$$h_{ef} = t_c + \frac{h_F}{2} \left(\frac{b_1 + b_b}{b_1 + b_2} \right) = 85 + \frac{75}{2} \frac{(155 + 119)}{(155 + 115)} = 123,0 \text{ mm}$$

O isolamento térmico para TRRF = 120 min é atendido para h = 16 cm.

Para essa altura efetiva correspondem às temperaturas Θ_{c1} (face superior da laje), Θ_{c2} (face inferior da laje) e Θ_s (na tela eletrossoldada), são apresentadas a seguir, conforme Tabela A.1 da ABNT NBR 14323:2013), para um tempo de exposição de 120 minutos e incêndio normalizado. Dessa maneira é possível a determinação do fator de redução da resistência do aço na temperatura Θ_s ($k_{s,\theta}$, conforme Tabela 2 da ABNT 15200:2012) e o fator de redução da resistência do concreto na temperatura Θ_{c1} ($k_{c,\theta}$, conforme Tabela 1 da ABNT 15200:2012).

$\Theta_{c1} = 210 \text{ °C}$; $\Theta_{c2} = 1040 \text{ °C}$ e $\Theta_s = 352 \text{ °C}$.

$$f_y = 600 \text{ MPa}$$

$$k_{s,\theta} = 0,72$$

$$k_{c,\theta} = 0,94$$

Passo 3: Cálculo do momento de plastificação da seção transversal da laje $M_{pd,fi,laje}$

Para o cálculo desse painel:

$\ell = 9\,000 \text{ mm}$ (vão das vigas secundárias)

$L = 12\,000 \text{ mm}$ (vão das vigas principais)

Na sequência obtêm-se os valores de $g_{0,1}$ e $g_{0,2}$.

$$g_{0,1} = 1 - \frac{2K A_s f_y k_{s,\theta}}{0,85 f_{ck} k_{c,\theta} \times d_1} = 1 - \frac{2 \times 1,0 \times \frac{396}{1000} \times 0,72 \times 600}{0,85 \times 35 \times 0,94 \times 30} = 0,59$$

$$g_{0,2} = 1 - \frac{2A_s f_y k_{s,\theta}}{0,85 f_{ck} k_{c,\theta} \times d_2} = 1 - \frac{2 \times \frac{396}{1000} \times 0,72 \times 600}{0,85 \times 35 \times 0,94 \times 30} = 0,59$$

Deve-se ter atenção que o parâmetro K é igual a 1,0 porque a tela eletrossoldada tem a mesma seção transversal em ambas as dimensões. Então, o momento de plastificação positivo da seção transversal é definido a seguir.

$$M_{pd,fi,laje} = A_s f_{y,\theta} \times d \times \frac{3+g_{0,2}}{4} = \frac{396}{1000} \times 600 \times 0,72 \times 30 \times \frac{3+(0,59)}{4} =$$

$$= 4609 \text{ Nmm/mm}$$

Em paralelo, é possível determinar outros parâmetros necessários, como a seguir apresentados.

$$\mu = K \frac{3 + g_{0,1}}{3 + g_{0,2}} = 1,0 \times \frac{3 + 0,59}{3 + 0,59} = 1,0$$

$$a = \frac{L}{\ell} = \frac{12,0}{9,0} = 1,33$$

$$n = \frac{1}{2\mu a^2} \left(\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1 \right) = \frac{1}{2 \times 1,0 \times 1,33^2} \left(\sqrt{3 \times 1,0 \times 1,33^2 + 1} - 1 \right) =$$

$$= 0,43$$

Passo 4: Determinação da capacidade resistente da laje

A capacidade resistente da laje pode ser determinada como apresentado a seguir.

$$q_{pd,fi,Laje} = 6 \frac{M_{pd,fi,laje}}{n^2 a^2 \ell^2} = 6 \frac{4609}{0,43^2 \times 1,33^2 \times 9000^2}$$

$$= 1,06 \times 10^{-3} \frac{N}{mm^2} = 1,06 \text{ kN/m}^2$$

Passo 5: Determinação da deformação para o cálculo das ações de membrana

A deformação da laje em situação de incêndio, para ter em conta as ações de membrana, pode ser determinada pela Equação 6.23.

$$\begin{aligned}
f &= \min \left\{ \frac{\alpha_c(\theta_{c2} - \theta_{c1})\ell^2}{19,2h_{ef}} + \min \left[\sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E_s}\right) \frac{3L^2}{8}}; \frac{\ell}{30} \right]; \frac{\ell + L}{30} \right\} \quad (6.23) \\
&= \min \left\{ \frac{1,2 \times 10^{-5}(1040 - 210) \times 9000^2}{19,2 \times 113} \right. \\
&\quad \left. + \min \left[\sqrt{\left(\frac{0,5 \times 600}{210000 \times 1,0}\right) \frac{3 \times 12000^2}{8}}; \frac{9000}{30} \right]; \frac{9000 + 12000}{30} \right\} \\
&= \min\{341,6 + \min[277,75; 300]; 700\} = \min\{341,6 + 277,75; 700\} \\
&= 619,35 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Passo 6: Cálculo dos parâmetros para determinação das ações de membrana

A determinação dos diferentes fatores de majoração para as ações de membrana se baseia nos diferentes parâmetros $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2, A, B, C, D, k$ e b , que necessitam ser determinados. Os valores desses parâmetros são apresentados a seguir.

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \frac{2g_{0,1}}{3+g_{0,1}} = \frac{2 \times 0,59}{3+0,59} = 0,33$$

$$\beta_1 = \beta_2 = \frac{1-g_{0,1}}{3+g_{0,1}} = \frac{1-0,59}{3+0,59} = 0,114$$

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2 + 1} + 1 = \frac{4 \times 0,43 \times 1,33^2(1-2 \times 0,43)}{4 \times 0,43^2 \times 1,33^2 + 1} + 1 = 1,19$$

$$\begin{aligned}
A &= \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\frac{\ell^2}{8n} - \left(\frac{(1-2n)}{2n} + \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \right) \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) \right] = \\
&= \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1+1,19} \right) \left[\frac{9000^2}{8 \times 0,43} - \left(\frac{(1-2 \times 0,43)}{2 \times 0,43} + \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+1,19} \right) \right) ((0,43 \times \right. \\
&\quad \left. \times 12000)^2 + \frac{9000^2}{4}) \right] = 1.978.359 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
B &= \frac{1}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{1}{3} \left(\frac{k}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{\ell^2}{4} \right) \right] = \\
&= \frac{1}{2} \left(\frac{1,19^2}{1+1,19} \right) \left[\frac{0,43 \times 12000^2}{2} \right. \\
&\quad \left. - \frac{1}{3} \left(\frac{1,19}{1+1,19} \right) \left((0,43 \times 12000)^2 + \frac{9000^2}{4} \right) \right] = 7.242.376 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$C = \frac{\ell^2}{16n} (k - 1) = \frac{9000^2}{16 \times 0,43} (1,19 - 1) = 2.305.602 \text{ mm}^2$$

$$D = \frac{L^2}{8} (1 - 2n)^2 = \frac{12000^2}{8} (1 - 2 \times 0,43)^2 = 388.465 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} b &= \min \left[\frac{\ell^2}{8K(A+B+C-D)}; \frac{1000}{k \times K \times A_s \times f_y \times k_{s,\theta}} (0,85 f_{ck} \times k_{c,\theta} \times 0,45 d - A_s \times f_y \times k_{s,\theta}) \frac{K+1}{2} \right] = \\ &= \min \left[\frac{9000^2}{8 \times 1,0 \times (1,978.359 + 7.242.376 + 2.305.602 - 388.465)}; \frac{1000}{1,19 \times 1,0 \times 396 \times 600 \times 0,72} (0,85 \times 35 \times \right. \\ &\quad \left. \times 0,94 \times 0,45 \times 30 - 396 \times 600 \times 0,72) \frac{1+1}{2} \right] = 0,909 \end{aligned}$$

Passo 7: Cálculo dos fatores de majoração devido às ações de membrana

Os fatores de majoração $e_{1b}, e_{2b}, e_{1m}, e_{2m}$ podem ser determinados como apresentado a seguir.

$$\begin{aligned} e_{1b} &= 2n \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k - 1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) + (1 - 2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2) \right] = 2 \times \\ &\quad \times 0,43 \left[1 + \frac{0,33 \times 0,909}{2} (1,19 - 1) - \frac{0,114 \times 0,909^2}{3} (1,19^2 - 1,19 + 1) + (1 - 2 \times \right. \\ &\quad \left. \times 0,43)(1 - 0,33 \times 0,909 - 0,114 \times 0,909^2) \right] = 0,93 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{1m} &= \frac{4b}{3 + g_{0,1}} \left(\frac{f}{d} \right) \left((1 - 2n) + \frac{n(2 + 3k - k^3)}{3(1 + k)^2} \right) \\ &= \frac{4 \times 0,909}{3 + 0,59} \left(\frac{619,35}{30} \right) \left((1 - 2 \times 0,43) + \frac{0,43(2 + 3 \times 1,19 - 1,19^3)}{3(1 + 1,19)^2} \right) \\ &= 5,46 \end{aligned}$$

$$e_1 = e_{1b} + e_{1m} = 0,93 + 5,46 = 6,40$$

$$\begin{aligned} e_{2,b} &= 1 + \frac{\alpha_2 b K}{2} (k - 1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1) = 1 + \frac{0,33 \times 0,909 \times 1,0}{2} (1,19 - 1) - \\ &\quad - \frac{0,114 \times 0,909^2 \times 1,0}{3} (1,19^2 - 1,19 + 1) = 0,99 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{2,m} &= \frac{4bK}{3 + g_{0,2}} \left(\frac{f}{d} \right) \left(\frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2} \right) = \frac{4 \times 0,909 \times 1,0}{3 + 0,59} \left(\frac{619,35}{30} \right) \left(\frac{2 + 3 \times 1,19 - 1,19^3}{6(1 + 1,19)^2} \right) \\ &= 2,81 \end{aligned}$$

$$e_2 = e_{2b} + e_{2m} = 0,99 + 2,81 = 3,80$$

Então, o fator global de majoração e é determinado a seguir.

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2} = 6,40 - \frac{6,40 - 3,80}{1 + 2 \times 1,0 \times 1,33^2} = 5,83$$

Passo 8: Capacidade resistente da laje em situação de incêndio

A capacidade resistente da laje em situação de incêndio tendo em conta as ações de membrana pode ser obtida por:

$$q_{pd,fi,laje,memb} = e \times q_{pd,fi,laje} = 5,83 \times 1,06 = 6,18 \text{ kN/m}^2$$

Passo 9: Capacidade resistente da laje considerando as vigas mistas não revestidas

As temperaturas do perfil e dos conectores metálicos permitem determinar o momento de plastificação das vigas mistas secundárias não revestidas. Os valores calculados são apresentados na Tabela 6.18 (apresentada anteriormente). A única diferença, em virtude da altura da viga será o momento de plastificação positivo:

$$M_{pd,fi,viga,sec} = \frac{A_g f_y k_{y,\theta}}{\gamma_{fi,a}} \left(\frac{H}{2} + h - \frac{h_u}{2} \right) = \frac{12360 \times 355 \times 0,031}{1,0} \left(\frac{308}{2} + 160 - \frac{1,84}{2} \right) = 42,60 \times 10^6 \text{ Nmm} = 42,60 \text{ kNm}$$

Em seguida, a capacidade resistente da laje com a contribuição da viga mista não protegida pode ser determinada pela Equação 6.24.

$$q_{pd,fi,viga} = \frac{8M_{pd,fi,viga,sec}}{\ell^2} \frac{1+n}{L} = \frac{8 \times 42,60}{9^2} \times \frac{1+3}{12} = 1,40 \text{ kN/m}^2 \quad (6.24)$$

Passo 10: Capacidade resistente da laje em situação de incêndio e verificação da resistência ao fogo da laje

A capacidade resistente da laje é:

$$q_{pd,fi} = q_{pd,fi,laje,memb} + q_{pd,fi,viga} = 6,18 + 1,40 = 7,58 \text{ kN/m}^2$$

No que se refere ao carregamento aplicado na laje em situação de incêndio:

$$\text{Verificação } q_{fi,sa} < q_{pd,fi}: 8,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} > 7,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} (\therefore \text{verificação não atendida})$$

Conclusão 1

A estabilidade do sistema de laje não fica assegurada para TRRF de 120 min com tela eletrossoldada Q396, altura de laje de 160 mm e as dimensões atuais no painel B. É então necessário modificar os parâmetros construtivos.

Os cálculos realizados para os painéis anteriormente apresentados foram realizados também empregando outras armaduras (Q246, Q283, Q335 e Q396), outras alturas de laje (13, 14, 15 e 16 cm), utilizando, além da fôrma Metform, a fôrma Perfilor, e painéis de 9 m x 9 m e 9 m x 12 m. Os resultados obtidos a partir do método de Bailey são apresentados nas Tabela 6.20 e Tabela 6.21. É interessante observar nos exemplos apresentados como a capacidade resistente do painel considerando a ação de membrana é afetada com o aumento da taxa de armadura (maiores taxas de armadura resultam em $q_{pd,fi,laje,memb}$ maior).

Tabela 6.20 - Método de Bailey, fôrma Metform

METFORM									
PAINEL 9 m x 9 m					PAINEL 9 m x 12 m				
h=13					h=13				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,47	0,54	0,63	1,11	$q_{pd,fi,laje}$	0,36	0,42	0,49	0,57
e	6,14	6,17	6,20	6,30	e	5,99	6,01	6,05	6,09
$q_{pd,fi,laje,memb}$	2,88	3,32	3,92	6,99	$q_{pd,fi,laje,memb}$	2,17	2,50	2,95	3,48
h=14					h=14				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,81	0,92	1,07	1,25	$q_{pd,fi,laje}$	0,64	0,73	0,83	0,98
e	6,01	6,05	6,07	6,11	e	5,85	5,92	5,97	6,02
$q_{pd,fi,laje,memb}$	4,87	5,56	6,49	7,63	$q_{pd,fi,laje,memb}$	3,74	4,32	4,96	5,90
h=15					h=15				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,09	1,23	1,43	1,66	$q_{pd,fi,laje}$	0,84	0,95	1,11	1,28
e	5,99	6,02	5,38	4,26	e	5,88	5,94	6,02	5,03
$q_{pd,fi,laje,memb}$	6,53	7,40	7,69	7,07	$q_{pd,fi,laje,memb}$	4,94	5,64	6,68	6,44
h=16					h=16				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,11	1,27	1,47	1,71	$q_{pd,fi,laje}$	0,90	1,02	1,18	1,06
e	5,94	5,72	4,55	3,56	e	5,76	5,82	5,38	5,83
$q_{pd,fi,laje,memb}$	6,59	7,26	6,69	6,09	$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,18	5,94	6,35	6,18

Tabela 6.21 - Método de Bailey, fôrma Perfilor

PERFILOR									
PAINEL 9 m x 9 m					PAINEL 9 m x 12 m				
h=13					h=13				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,01	1,15	1,34	1,55	$q_{pd,fi,laje}$	0,78	0,89	1,03	1,20
e	6,33	6,39	6,47	5,01	e	6,15	6,21	6,29	5,55
$q_{pd,fi,laje,memb}$	6,39	7,33	8,64	7,77	$q_{pd,fi,laje,memb}$	4,80	5,51	6,49	6,64
h=14					h=14				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,15	1,31	1,52	1,75	$q_{pd,fi,laje}$	0,89	1,01	1,17	1,35
e	6,27	6,00	4,65	3,64	e	6,03	6,09	5,58	4,22
$q_{pd,fi,laje,memb}$	7,23	7,86	7,07	6,37	$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,37	6,16	6,54	5,71
h=15					h=15				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,19	1,34	1,56	1,80	$q_{pd,fi,laje}$	0,92	1,04	1,20	1,39
e	6,08	5,28	4,31	3,32	e	5,87	5,93	5,16	3,89
$q_{pd,fi,laje,memb}$	7,21	7,11	6,72	5,98	$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,38	6,16	6,22	5,40
h=16					h=16				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,20	1,36	1,57	1,81	$q_{pd,fi,laje}$	0,92	1,05	1,22	1,40
e	5,90	5,26	4,20	3,24	e	5,72	5,78	4,95	3,72
$q_{pd,fi,laje,memb}$	7,06	7,15	6,59	5,86	$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,29	6,06	6,02	5,21

A Figura 6.14 mostra a variação de $q_{pd,fi,laje,memb}$ em função da variação da taxa de armadura e da altura h da laje, para o painel de laje de 9 m x 9 m empregado a fôrma Metform. É possível observar, a partir dos exemplos estudados, que a majoração da capacidade resistente do painel de laje em função do efeito de membrana varia consideravelmente para as telas eletrossoldadas Q246, Q283 e Q335 até altura de laje $h = 15$ cm. A partir dessa altura de laje, já não se observa incremento relevante no valor de $q_{pd,fi,laje,memb}$. Para a tela Q396 observou-se pequeno incremento no valor de $q_{pd,fi,laje,memb}$ entre as alturas de laje de 13 cm para 14 cm, e queda para as demais alturas de laje. Essa última verificação deve-se ao esmagamento do concreto nos vértices da laje, também observados em ensaios realizados por Bailey e Toh (2007).

Figura 6.14: $q_{pd, fi, laje, memb}$ em função da taxa de armadura e altura de laje adotada – Painel 9 m x 9 m com fôrma Metform

6.3. Modelagens realizadas a partir do programa MACS+

Esse item apresenta os resultados de uma série de estudos paramétricos que foram realizados utilizando modelos numéricos de lajes mistas para aferir a precisão do método de análise na previsão do comportamento estrutural, comparando-o ao método de Bailey. Os resumos dos resultados obtidos no programa MACS+ para painéis de 9 m x 9 m e 9 m x 12 m, empregando as fôrmas Metform e Perfilor são apresentados nas Tabela 6.22 e Tabela 6.23.

O programa MACS+ apresenta interface amigável. A segunda tela (G.A., Figura 6.15) permite a determinação do painel de laje, com dimensões e número de vigas não revestidas. A terceira tela (Deck, Figura 6.16) corresponde à determinação do tipo de fôrma de aço empregada. É possível o uso de fôrmas de fabricantes existentes ou a especificação direta de sua geometria (*user defined*).

Figura 6.15 - Painel de laje

Figura 6.16 - Determinação da fôrma trapezoidal

Na quarta tela (*Slab*, Figura 6.17) é possível a determinação das propriedades da laje de concreto e da armadura negativa adotada, tais como tipo de concreto, altura da laje, f_{ck} , f_y , taxa de armadura – que pode ser definida pelo usuário ou telas eletrossoldadas existentes, e distância entre a armadura e face superior da laje.

Figura 6.17 - Determinação do concreto e laje

A Figura 6.18 – *Beams* – apresenta a quinta tela do programa, com detalhes das vigas de aço. Tanto para vigas revestidas como não revestidas é possível a determinação do tipo de viga e o grau de conexão ao cisalhamento. As vigas revestidas podem ser definidas como mistas ou não mistas. Não é possível ao usuário definir a geometria dos perfis.

Figura 6.18 - Vigas do painel

A sexta tela do programa (*Loading*, Figura 6.19) apresenta o detalhamento dos carregamentos. Como os coeficientes de ponderação no Estado-Limite Último de Incêndio no programa estão de acordo com o apresentado no EN 1994 Parte 1-2 (2005) e não conforme a ABNT NBR 14323:2013, eles foram embutidos aos carregamentos e os campos desses coeficientes são deixados como iguais a 1,0.

Figura 6.19 - Carregamentos considerados

A sétima tela (*Fire & Analysis*, Figura 6.20) apresenta o método de análise (curvas tempo-temperatura podem ser do tipo padrão, paramétrica, ou definida pelo usuário) e o período de resistência ao incêndio (15, 30, 45, 60, 90, 120 ou 180 min).

Figura 6.20 - Método de análise e TRRF

Por fim, a oitava tela do programa (*Detailed report*, Figura 6.21 a Figura 6.24) apresenta uma planilha detalhada com todos os resultados obtidos, tais como gráficos tempo-temperatura das vigas, armadura e nas faces superior e inferior da laje, além da capacidade resistente da viga e painel de laje. São apresentadas as deformações admissíveis e escoamento da laje, coeficiente de majoração “e” (conforme apresentado no método de Bailey no capítulo 4 deste texto), capacidade total do painel e relação resistência-solicitação (última coluna, *Unity factor*).

Após a planilha são apresentadas as verificações das vigas do contorno do painel (momento resistente requerido em situação de incêndio, grau de utilização e temperatura crítica das vigas A à D). Os valores calculados no programa considerando todas as alturas de lajes (13 a 16 cm), fôrmas Perfilor e Metform e telas eletrossoldadas (Q246, Q283, Q335 e Q396) foram resumidos nas Tabela 6.22 e Tabela 6.23.

Figura 6.21 - Tabela de resultados

Figura 6.22 - Verificação das vigas revestidas

Figura 6.23 - Temperatura dos elementos do painel

Figura 6.24 - Capacidade resistente dos elementos do painel

Tabela 6.22 - Resultados do MACS+ - Painel 9 m x 9 m

<i>PERFILOR</i>					<i>METFORM</i>				
PAINEL 9 m x 9 m					PAINEL 9 m x 9 m				
h=13					h=13				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,00	1,14	1,33	1,54	$q_{pd,fi,laje}$	0,47	0,54	0,64	0,75
e	6,31	6,36	6,20	4,92	e	6,10	6,12	6,15	6,18
$q_{pd,fi,laje,memb}$	6,33	7,26	8,25	7,59	$q_{pd,fi,laje,memb}$	2,88	3,31	3,91	4,61
h=14					h=14				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,16	1,32	1,53	1,77	$q_{pd,fi,laje}$	0,79	0,90	1,05	1,23
e	6,19	6,10	4,85	3,77	e	6,00	6,04	6,09	6,15
$q_{pd,fi,laje,memb}$	7,20	8,06	7,43	6,68	$q_{pd,fi,laje,memb}$	4,73	5,43	6,41	7,54
h=15					h=15				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,20	1,36	1,58	1,83	$q_{pd,fi,laje}$	1,06	1,21	1,41	1,63
e	6,30	5,65	4,48	3,47	e	5,92	5,97	5,35	4,23
$q_{pd,fi,laje,memb}$	7,25	7,71	7,09	6,34	$q_{pd,fi,laje,memb}$	6,29	7,21	7,52	6,89
h=16					h=16				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,20	1,37	1,59	1,83	$q_{pd,fi,laje}$	1,17	1,33	1,54	1,06
e	5,88	5,50	4,36	3,39	e	5,81	5,67	4,51	5,83
$q_{pd,fi,laje,memb}$	7,08	7,51	6,92	6,20	$q_{pd,fi,laje,memb}$	6,81	7,53	6,97	6,18

Tabela 6.23 - Resultados do MACS+ - Painel 9 m x 12 m

<i>PERFILOR</i>					<i>METFORM</i>				
PAINEL 9 m x 12 m					PAINEL 9 m x 12 m				
h=13					h=13				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,78	0,88	1,03	1,19	$q_{pd,fi,laje}$	0,36	0,42	0,49	0,58
e	6,07	6,12	6,19	6,16	e	5,83	5,85	5,89	5,92
$q_{pd,fi,laje,memb}$	4,71	5,40	6,37	7,35	$q_{pd,fi,laje,memb}$	2,13	2,45	2,89	3,41
h=14					h=14				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,90	1,02	1,03	1,37	$q_{pd,fi,laje}$	0,61	0,70	0,81	1,19
e	5,96	6,02	6,19	4,34	e	5,77	5,81	5,86	6,15
$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,35	6,02	6,37	5,95	$q_{pd,fi,laje,memb}$	3,52	4,04	4,76	7,31
h=15					h=15				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,93	1,05	1,22	1,41	$q_{pd,fi,laje}$	0,82	0,93	1,09	1,26
e	5,92	5,88	5,39	4,06	e	5,72	5,77	5,85	5,27
$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,41	6,20	6,58	5,72	$q_{pd,fi,laje,memb}$	4,70	5,39	6,35	6,63
h=16					h=16				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,93	1,06	1,23	1,42	$q_{pd,fi,laje}$	0,90	1,03	1,19	1,38
e	5,69	5,75	5,15	3,86	e	5,63	5,69	5,66	4,34
$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,30	6,07	6,33	5,48	$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,10	5,85	6,75	5,99

A partir dos exemplos analisados e das tabelas anteriormente apresentadas observou-se que o método de Bailey (empregado no programa MACS+, como citado no item 5.2) mostrou-se conservador para menores taxas de armadura. Foi possível observar a ocorrência de grande variação na capacidade resistente do painel de laje no método de Bailey quando alteradas as taxas de armadura. Menores taxas de armadura resultam em menores capacidade resistente do painel; com o aumento dessas taxas, a capacidade resistente do painel de laje aumenta consideravelmente.

6.3.1. Comparação dos resultados do método de Bailey e MACS+

As Tabela 6.24 a Tabela 6.27 apresentam a comparação entre os resultados obtidos a partir do método de Bailey e o programa MACS+ para os diferentes painéis analisados. Deve ser observado que os resultados obtidos a partir das duas ferramentas são bastante similares. O uso do programa MACS+ pode ser então uma alternativa interessante quando se pretende

realizar análises a partir do método de Bailey em virtude da velocidade nos processamentos e precisão nos resultados.

Tabela 6.24 - Resultados Bailey e MACS+ - Fôrma Metform e Painel 9 m x 9 m

METFORM									
PAINEL 9 m x 9 m									
BAILEY					MACS+				
h=13					h=13				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,47	0,54	0,63	0,74	$q_{pd,fi,laje}$	0,47	0,54	0,64	0,75
e	6,14	6,17	6,20	6,23	e	6,10	6,12	6,15	6,18
$q_{pd,fi,laje,memb}$	2,88	3,31	3,92	4,62	$q_{pd,fi,laje,memb}$	2,88	3,31	3,91	4,61
h=14					h=14				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,81	0,92	1,07	1,11	$q_{pd,fi,laje}$	0,79	0,90	1,05	1,19
e	6,01	6,05	6,07	6,30	e	6,00	6,04	6,09	6,15
$q_{pd,fi,laje,memb}$	4,87	5,56	6,49	6,99	$q_{pd,fi,laje,memb}$	4,73	5,43	6,41	7,31
h=15					h=15				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,09	1,23	1,43	1,66	$q_{pd,fi,laje}$	1,06	1,21	1,41	1,63
e	5,99	6,02	5,38	4,26	e	5,92	5,97	5,35	4,23
$q_{pd,fi,laje,memb}$	6,53	7,40	7,69	7,07	$q_{pd,fi,laje,memb}$	6,29	7,21	7,52	6,89
h=16					h=16				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,11	1,27	1,47	1,71	$q_{pd,fi,laje}$	1,17	1,33	1,54	1,78
e	5,94	5,72	4,55	3,56	e	5,81	5,67	4,51	3,52
$q_{pd,fi,laje,memb}$	6,59	7,26	6,69	6,09	$q_{pd,fi,laje,memb}$	6,81	7,53	6,97	6,29

Tabela 6.25 - Resultados Bailey e MACS+ - Fôrma Metform e Painel 9 m x 12 m

METFORM									
PAINEL 9 m x 12 m									
BAILEY					MACS+				
h=13					h=13				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,36	0,42	0,49	0,57	$q_{pd,fi,laje}$	0,36	0,42	0,49	0,58
e	5,99	6,01	6,05	6,09	e	5,83	5,85	5,89	5,92
$q_{pd,fi,laje,memb}$	2,17	2,50	2,95	3,48	$q_{pd,fi,laje,memb}$	2,13	2,45	2,89	3,41
h=14					h=14				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,64	0,73	0,83	0,98	$q_{pd,fi,laje}$	0,61	0,70	0,81	0,95
e	5,85	5,92	5,97	6,02	e	5,77	5,81	5,86	5,92
$q_{pd,fi,laje,memb}$	3,74	4,32	4,96	5,90	$q_{pd,fi,laje,memb}$	3,52	4,04	4,76	5,61
h=15					h=15				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,84	0,95	1,11	1,28	$q_{pd,fi,laje}$	0,82	0,93	1,09	1,26
e	5,88	5,94	6,02	5,03	e	5,72	5,77	5,85	5,27
$q_{pd,fi,laje,memb}$	4,94	5,64	6,68	6,44	$q_{pd,fi,laje,memb}$	4,70	5,39	6,35	6,63
h=16					h=16				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,90	1,02	1,18	1,06	$q_{pd,fi,laje}$	0,90	1,03	1,19	1,38
e	5,76	5,82	5,38	5,83	e	5,63	5,69	5,66	4,34
$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,18	5,94	6,35	6,18	$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,10	5,85	6,75	5,99

Tabela 6.26 - Resultados Bailey e MACS+ - Fôrma Perfilor e PAINEL 9 m x 9 m

PERFILOR									
PAINEL 9 m x 9 m									
BAILEY					MACS+				
h=13					h=13				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,01	1,15	1,34	1,55	$q_{pd,fi,laje}$	1,00	1,14	1,33	1,54
e	6,33	6,39	6,47	5,01	e	6,31	6,36	6,20	4,92
$q_{pd,fi,laje,memb}$	6,39	7,33	8,64	7,77	$q_{pd,fi,laje,memb}$	6,33	7,26	8,25	7,59
h=14					h=14				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,15	1,31	1,52	1,75	$q_{pd,fi,laje}$	1,16	1,32	1,53	1,77
e	6,27	6,00	4,65	3,64	e	6,19	6,10	4,85	3,77
$q_{pd,fi,laje,memb}$	7,23	7,86	7,07	6,37	$q_{pd,fi,laje,memb}$	7,20	8,06	7,43	6,68
h=15					h=15				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,19	1,34	1,56	1,80	$q_{pd,fi,laje}$	1,20	1,36	1,58	1,83
e	6,08	5,28	4,31	3,32	e	6,03	5,65	4,48	3,47
$q_{pd,fi,laje,memb}$	7,21	7,11	6,72	5,98	$q_{pd,fi,laje,memb}$	7,25	7,71	7,09	6,34
h=16					h=16				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	1,20	1,36	1,57	1,81	$q_{pd,fi,laje}$	1,20	1,37	1,59	1,83
e	5,90	5,26	4,20	3,24	e	5,88	5,50	4,36	3,39
$q_{pd,fi,laje,memb}$	7,06	7,15	6,59	5,86	$q_{pd,fi,laje,memb}$	7,08	7,51	6,92	6,20

Tabela 6.27 - Resultados Bailey e MACS+ - Fôrma Perfilor e Painel 9 m x 12 m

PERFILOR									
PAINEL 9 m x 12 m									
BAILEY					MACS+				
h=13					h=13				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,78	0,89	1,03	1,20	$q_{pd,fi,laje}$	0,78	0,88	1,03	1,19
e	6,15	6,21	6,29	5,85	e	6,07	6,12	6,19	6,16
$q_{pd,fi,laje,memb}$	4,80	5,51	6,49	7,02	$q_{pd,fi,laje,memb}$	4,71	5,40	6,37	7,35
h=14					h=14				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,89	1,01	1,17	1,35	$q_{pd,fi,laje}$	0,90	1,02	1,03	1,37
e	6,03	6,09	5,58	4,22	e	5,96	6,02	6,19	4,34
$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,37	6,16	6,54	5,71	$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,35	6,02	6,37	5,95
h=15					h=15				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,92	1,04	1,20	1,39	$q_{pd,fi,laje}$	0,93	1,05	1,22	1,41
e	5,87	5,93	5,16	3,89	e	5,92	5,88	5,39	4,06
$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,38	6,16	6,22	5,40	$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,41	6,20	6,58	5,72
h=16					h=16				
	Q246	Q283	Q335	Q396		Q246	Q283	Q335	Q396
$q_{pd,fi,laje}$	0,92	1,05	1,22	1,40	$q_{pd,fi,laje}$	0,93	1,06	1,23	1,42
e	5,72	5,78	4,95	3,72	e	5,69	5,75	5,15	3,86
$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,29	6,06	6,02	5,21	$q_{pd,fi,laje,memb}$	5,30	6,07	6,33	5,48

Foram observadas pequenas diferenças nos resultados entre o método manual de Bailey e o programa MACS+. Algumas modificações têm sido feitas no método, a fim de se adequar às exigências do EN 1994 Parte 1-2 (2005). Além disso, o coeficiente de 1,1 para encruamento nos vergalhões foi suprimido para adequação aos resultados dos ensaios realizados em fornos. Essas diferenças não comprometem os valores finais, e o programa MACS+ pode ser empregado em substituição ao método de Bailey (Vassart, 2014).

6.4. Modelagens Realizadas a partir do Programa Vulcan

Esse item apresenta os resultados de uma série de estudos paramétricos que foram realizados utilizando modelos numéricos em lajes para determinar quão acuradamente o método de análise pode prever o comportamento estrutural, comparando-o com o método de Bailey. A fôrma de aço não foi incluída no modelo do programa Vulcan.

6.4.1. Geometria das lajes e vigas

Duas diferentes geometrias de lajes foram consideradas. O primeiro modelo consiste em um painel de dimensões 9 m x 9 m, que significa uma relação de forma igual a 1,0 (Figura 6.25). Para esse painel foram consideradas alturas totais da laje de 13, 14, 15 e 16 cm. Para cada uma das quatro alturas de laje citadas foram adotadas telas eletrossoldadas Q246, Q283, Q335 e Q396 ($246 \text{ mm}^2/\text{m}$, $283 \text{ mm}^2/\text{m}$, $335 \text{ mm}^2/\text{m}$ e $396 \text{ mm}^2/\text{m}$, respectivamente).

Todas as vigas do contorno e pilares foram revestidos com argamassa projetada Blaze Shield II. As duas vigas internas do painel não receberam revestimento contra incêndio. As fôrmas de aço não são consideradas no modelo. A consideração do revestimento é realizada a partir da análise térmica realizada no programa Super Tempcalc.

As vigas do contorno do painel receberam revestimento, cujos valores das espessuras foram obtidos a partir das cartas de coberturas do Blaze Shield II em função do TRRF e fatores de massividade dos perfis de aço (Silva, 2001).

Figura 6.25 - Painel de 9 m x 9 m

O segundo modelo consiste em um painel de 9 m x 12 m (Figura 6.26). As mesmas considerações de espessura de laje, telas eletrossoldadas e vigas do contorno do painel de 9 m x 9 m foram adotadas. As três vigas internas do painel não receberam revestimento.

Figura 6.26 - Painel de 9 m x 12 m

A determinação das seções transversais dos perfis de aço, já que os mesmos não constavam na biblioteca do programa e este permitia a edição de novos perfis, é feita como apresentado na Figura 6.27.

Figura 6.27 - Determinação da seção transversal de um perfil de aço no Vulcan

Para garantir que a natureza altamente não linear da distribuição de temperaturas seja capturada, a seção da laje foi dividida em 10 camadas (Figura 6.28). É possível verificar doze camadas na figura citada pelo fato de haver, também, uma camada de armadura em cada direção, representando a tela eletrossoldada.

A distribuição de temperatura varia entre 1,0 (face inferior da laje) até 0,3 (face superior da laje), conforme Figura 6.29. Ou seja, a temperatura de cada camada é diferente, mas constante em seu interior. Essa relação pôde ser constatada a partir dos resultados de análise térmica obtidos no programa Super Tempcalc. A espessura de cada camada irá depender da espessura da laje. A posição da armadura negativa será sempre a 30 mm da face superior da laje. Enquanto a face inferior da laje é submetida à temperatura dos gases, considera-se para a face superior o equivalente a 30% desse valor.

Figura 6.28 - Divisão das seções transversais da laje em camadas

Figura 6.29 - Padrões de temperatura na seção transversal da laje

6.4.2. Carregamento

Para garantir que o carregamento no modelo de elementos finitos se aproxime daquele que ocorre na realidade, tal carregamento foi separado em duas partes. A primeira parte trata do peso próprio dos elementos e ações impostas à laje, considerando os fatores para o Estado-Limite de Incêndio (combinação última das ações); a segunda parte representa o carregamento térmico aplicado na laje. O carregamento térmico foi representado especificando-se a distribuição da temperatura ao longo da profundidade da laje por todo o TRRF considerado. Os fatores de ponderação recomendados na ABNT NBR 14323:2013, para combinação última das ações, são apresentados no item 3.1 deste trabalho.

Uma vez que o programa Vulcan não realiza análise térmica, ela é realizada a partir do programa Super Tempcalc. As Figura 6.30 e Figura 6.31 ilustram uma seção de um perfil de aço sendo modelado no programa Super Tempcalc. As saídas (tempo-temperatura para laje e perfis de aço) do programa Super Tempcalc foram lançadas em arquivos de extensão *.txt para, na sequência, serem introduzidos no programa Vulcan para laje e perfis de aço (Figura 6.32).

Segundo Costa (2008), o limite superior de condutividade térmica do concreto foi modelado com base em ensaios de elementos mistos e é apropriado ao concreto de estruturas mistas, sendo compatível com as estruturas de concreto (para casos de agregados que possuem elevada condutividade térmica). O limite inferior foi modelado com base em ensaios de elementos de concreto armado e protendido (lajes nervuradas, duplo-T, alveolares e paredes de concreto), sendo apropriado para estruturas de concreto.

Figura 6.30 - Condições de contorno adotadas para análise térmica no Super Tempcalc

Figura 6.31 - Campo de temperaturas referente ao intervalo de 120 min de exposição ao fogo

Figura 6.32 - Lançamento de curva tempo-temperatura de um perfil de aço no programa Vulcan

Figura 6.33 - Condições de contorno adotadas para análise térmica no Super Tempcalc

Figura 6.34 - Campo de temperaturas referente ao intervalo de 120 min de exposição ao fogo

6.4.3. Propriedades dos materiais

No programa Super Tempcalc devem ser inseridas as características térmicas de cada material do modelo (aço, concreto e argamassa projetada Blaze Shield II). A capacitância é determinada multiplicando-se a massa específica do material pela condutividade térmica em função da temperatura.

As características térmicas da argamassa projetada Blaze Shield II em função da temperatura foram extraídas de Silva (2001) e apresentadas nas Tabela 6.28 e Tabela 6.29, sendo que a

espessura do revestimento dos perfis é uma função do fator de massividade de cada perfil. No entanto, por simplicidade, para análise por meio do programa Super Tempcalc, as características térmicas foram consideradas constantes. A condutividade térmica da argamassa projetada foi considerada constante e igual a $0,15 \text{ W/m } ^\circ\text{C}$, massa específica igual a 240 kg/m^3 e o calor específico igual a $2300 \text{ J/kg } ^\circ\text{C}$.

Tabela 6.28 - Condutividade térmica da argamassa projetada Blaze Shield II (Silva, 2001)

<i>Temperatura ($^\circ\text{C}$)</i>	<i>Condutividade Térmica ($\text{W/m}^\circ\text{C}$)</i>
100	0,061
200	0,080
400	0,112
482	0,147
600	0,173
1093	0,208

Tabela 6.29 - Calor específico da argamassa projetada Blaze Shield II (Silva, 2001)

<i>Temperatura ($^\circ\text{C}$)</i>	<i>Calor Específico ($\text{J/kg}^\circ\text{C}$)</i>
96	2093
104	837
150	1675
482	2303
1093	2512

A máxima temperatura que a armadura negativa atinge durante o incêndio depende de sua posição dentro da laje. Quanto mais próxima da face exposta ao incêndio estiver a armadura, maior será sua temperatura.

À temperatura ambiente o concreto foi considerado com resistência à compressão de 35 MPa. Variações das propriedades do concreto em função da variação da temperatura se baseiam nas equações e tabelas da ABNT NBR 15200:2012. O módulo de elasticidade é 18000 MPa e o coeficiente de Poisson é 0,20. Para a condutividade térmica do concreto, o EN 1992 Parte 1-2

(2004) fornece equações correspondentes aos limites inferior e superior (Equações 6.25 e 6.26, respectivamente).

$$\lambda_{c,\theta} = 1,36 - 0,136 \frac{\theta}{100} + 0,0057 \left(\frac{\theta}{100} \right)^2 \quad (6.25)$$

$$\lambda_{c,\theta} = 2 - 0,2451 \frac{\theta}{100} + 0,0107 \left(\frac{\theta}{100} \right)^2 \quad (6.26)$$

Onde $\lambda_{c,\theta}$ é a condutividade térmica do concreto de densidade normal, em função da temperatura θ [W/m/°C].

Segundo Hietanen e Schleich apud Costa (2008) as equações da condutividade anteriormente apresentadas são polêmicas pelo fato de terem sido obtidas com base em extrapolações numéricas a partir de medições de temperaturas realizadas por ensaios de elementos muito particulares. O limite inferior foi obtido a partir de elementos de concreto armado e protendido, e o limite superior foi obtido a partir de ensaios realizados em elementos mistos de aço e concreto, sendo compatível às estruturas de concreto se os agregados possuírem elevada condutividade térmica. De modo que a equação empregada para a determinação da condutividade térmica é a do limite superior (ABNT NBR 15200:2012). Os valores apresentados na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e Tabela 6.30 correspondem à condutividade térmica e capacitância inseridas no programa Super Tempcalc.

Figura 6.35 - Propriedades térmicas do concreto no STC

Tabela 6.30 - Condutividade térmica do concreto

<i>Temperatura (°C)</i>	<i>Condutividade Térmica (W/m°C)</i>
0	2,00
100	1,77
200	1,55
300	1,36
400	1,19
500	1,04
600	0,91
700	0,81
800	0,72
900	0,66
1000	0,62
1100	0,60
1200	0,60

A resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente foi considerada como 600 MPa, e as variações das propriedades em função da temperatura são consideradas como apresentado na ABNT NBR 15200:2012 (Figura 6.36).

Figura 6.36 - Propriedades térmicas do aço no STC

Figura 6.37 - Propriedades térmicas do Blaze Shield II no STC

6.4.4. Modelo de incêndio-padrão

O incêndio-padrão consiste no incêndio idealizado para análises experimentais, admitindo-se que a temperatura dos gases quentes no compartimento em chamas obedeça às curvas padronizadas. Na ausência de dados realísticos, as curvas padronizadas podem ser consideradas como a função temperatura da atmosfera do ambiente compartimentado (Costa e Silva, 2006). A Equação 6.27 extraída da ABNT NBR 14432:2001 apresenta a elevação padronizada da temperatura em função do tempo.

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (6.27)$$

onde:

t: tempo em minutos;

θ_0 : temperatura do ambiente antes do início do aquecimento, geralmente tomada igual a 20 °C;

θ_g : temperatura dos gases no instante t (graus Celsius).

6.4.5. Emissividade

A emissividade resultante da superfície aquecida - ϵ_{res} - consiste em sua capacidade de transmitir ou absorver calor. Conforme ABNT NBR 15200:2012, ela pode ser tomada, para efeitos práticos, igual a 0,56.

6.4.6. Convecção

É adotado o coeficiente de transferência de calor por convecção (α_c) igual a 25 W/(m² °C), conforme recomendação da ABNT NBR 15200:2012.

Figura 6.38 - Curva ISO 834

Para a face superior da laje considera-se a temperatura igual a 20 °C.

Figura 6.39 – Temperatura ambiente na face superior da laje

6.5. Modelo numérico

O painel 9 m x 9 m é dividido em 81 elementos finitos iguais, e o painel 9 m x 12 m em 108 elementos, cada um composto por 10 camadas (Figura 6.25). Em geral, temperaturas mais

elevadas nas camadas inferiores da laje causam rápida expansão térmica contra as camadas superiores da laje a temperaturas inferiores (Abu, 2009). Esse comportamento induz a tensões de compressão nas camadas inferiores, que gradualmente mudam através da profundidade da laje, para tensões de tração nas camadas superiores.

Essa distribuição de tensões é predominante no centro da laje, onde o efeito cumulativo resulta em tensões de tração. À medida que se move do centro para as bordas, tensões de compressão aumentam conforme o anel perimetral de compressão se aproxima. As tensões então caem à zero nas bordas horizontalmente não restringidas.

Qualquer aumento na deformação devido à expansão térmica irá gerar uma tensão de compressão muito pequena nas camadas inferiores da laje. Uma vez que as camadas inferiores induzem à formação de tensões de tração nas camadas superiores da laje, uma redução na magnitude das tensões de compressão causa redução geral nas tensões de tração na face superior, afetando assim as membranas de tração, que variam de forma não linear com deslocamentos verticais. Isso explica a redução acentuada dos deslocamentos verticais em comparação àquelas obtidas a partir de modelos que empregam concreto que não perde resistência.

Para o painel de 9 m x 9 m foi realizado um refinamento dos elementos finitos com o objetivo de verificar se ocorrem diferenças significativas nos resultados obtidos. A mudança no tamanho da malha de elementos finitos afeta os resultados e, quanto menores os elementos dessa malha, mais próximos de uma solução analítica são os resultados. Em qualquer análise por elementos finitos, portanto, é uma boa prática realizar um estudo de convergência para determinar um tamanho adequado de malha de elementos, a partir do qual há poucas diferenças nos resultados diminuindo ainda mais a malha, apesar do aumento significativo no tempo de processamento.

O modelo menos refinado da Figura 6.25 apresenta elementos de 100 cm x 100 cm, seguindo para elementos de 50 cm x 50 cm (Figura 6.40). Os resultados analisados para malhas de 100 cm x 100 cm e 50 cm x 50 cm consistem do deslocamento vertical do nó 659, no meio do painel de laje (Figura 6.41). A espessura da laje considerada foi a de 13 cm e a tela eletrossoldada empregada Q396 ($396 \text{ mm}^2/\text{m}$). Os resultados são apresentados na Tabela 6.31.

Como resultado, obteve-se uma relação vão-deslocamento vertical de $\ell/18$ (-486 mm) para o modelo com malha de 50 cm x 50 cm, e $\ell/20$ para o modelo com malha 100 cm x 100 cm (-440 mm).

Isso representa um aumento de cerca de 10,5 % na flecha quando o modelo é refinado, mostrando que o refinamento da malha pode trazer variações significativas aos resultados. No entanto, o tempo de processamento para a convergência do modelo refinado foi 5,5 vezes maior quando comparado ao modelo menos refinado, sendo que foi utilizado um computador com processador Intel Core i7-3610QM – 2,30 GHz, 8,0 GB de memória RAM e sistema operacional Windows 7 de 64 bits. Tentou-se ainda reduzir o tamanho da malha de 50 cm para 25 cm. No entanto, em virtude de limitações do programa (tornou-se muito lenta a edição dos elementos), não foi possível verificar se a convergência seria atingida ou não. Dessa forma, considera-se o modelo de 50 cm x 50 cm adequado ao estudo, apesar do maior tempo de processamento.

Figura 6.40 - Painel 9 m x 9 m com elementos de 50 cm x 50 cm

Figura 6.41 - Nó 659 analisado (meio dos painéis de laje)

Tabela 6.31 - Flecha no meio da laje - nó 659

Tempo (min)	Flecha Nó 659 (mm)	
	Malha	
	a = 50 cm	a = 100 cm
0	-1,67	-1,66
20	-263,21	-281,12
30	-361,37	-347,25
40	-435,25	-407,67
50	-463,09	-430,69
60	-470,20	-435,56
70	-473,12	-436,10
80	-476,74	-437,45
90	-480,66	-439,27
100	-480,98	-438,26
110	-483,12	-438,57
120	-486,72	-440,42
ℓ/flecha	$\ell/18$	$\ell/20$

Figura 6.42 - Flecha no meio da laje - nó 659

6.5.1. Painel de 9 m x 9 m

Uma vez determinada a malha do modelo em elementos finitos (50 cm x 50 cm), é realizada a modelagem empregando-se diferentes telas eletrossoldadas, para alturas de laje variando entre 13 cm e 16 cm. O painel foi modelado considerando que não há restrição ao movimento horizontal, com exceção dos vértices, da mesma forma como é feito no método de Bailey.

Os gráficos tempo x flecha para painéis de 9 m x 9 m são apresentados nas Figura 6.43 a Figura 6.46. Os valores de flechas variam entre -448,8 mm e -558,3 mm, o que representa uma relação entre $\ell/16$ e $\ell/20$.

Figura 6.43 - Flecha do painel 9 m x 9 m e h=13 cm

Figura 6.44 - Flecha do painel 9 m x 9 m e h=14 cm

Figura 6.45 - Flecha do painel 9 m x 9 m e h=15 cm

Figura 6.46 - Flecha do painel 9 m x 9 m e h=16 cm

6.5.2. Painel de 9 m x 12 m

Os gráficos tempo x flecha para painéis de 9 m x 12 m são apresentados nas Figura 6.47 a Figura 6.50. Assim como para os painéis 9 m x 9 m, a restrição ao movimento horizontal é admitida somente nos vértices. Os valores de flechas variam entre -667,3 mm e -777,9 mm, o que representa uma relação entre $\ell/12$ e $\ell/13$.

Figura 6.47 - Flecha do painel 9 m x 12 m e $h=13$ cm

Figura 6.48 - Flecha do painel 9 m x 12 m e $h=14$ cm

Figura 6.49 - Flecha do painel 9 m x 12 m e h=15 cm

Figura 6.50 - Flecha do painel 9 m x 12 m e h=16 cm

Para os exemplos estudados o programa Vulcan mostrou aumentos pouco significativos na capacidade resistente dos painéis com o aumento das taxas de armadura. Além disso, a posição da armadura (sempre a 30 mm da face superior da laje) não trouxe contribuições significativas para a capacidade resistente na ação de membrana de tração, mas pode influenciar a capacidade resistente na ruptura (quando as vigas revestidas perdem rigidez de maneira significativa) e à temperatura ambiente.

6.6. Consideração da Continuidade dos Painéis

Além da consideração de um painel simplesmente apoiado com restrição ao movimento horizontal apenas nos vértices (como apresentado nas Figura 6.43 a Figura 6.50), a continuidade dos painéis de laje também foi modelada. As condições de contorno consideradas no painel 9 m x 9 m são apresentadas nas Figura 6.51 e Figura 6.52. Os eixos restringidos no painel (X e Y) correspondem à direção horizontal.

Figura 6.51 - Restrição ao movimento horizontal - direção Y

Figura 6.52 - Restrição ao movimento horizontal - direção X

6.6.1. Painel de 9 m x 9 m

Os gráficos tempo x flecha para painéis de 9 m x 9 m são apresentados nas Figura 6.53 a Figura 6.56. Os valores de flechas variam entre -513,5 mm e -594,8 mm, o que representa uma relação entre $\ell/15$ e $\ell/18$.

Figura 6.53 - Flecha do painel 9 m x 9 m e h=13 cm

Figura 6.54 - Flecha do painel 9 m x 9 m e h=14 cm

Figura 6.55 - Flecha do painel 9 m x 9 m e h=15 cm

Figura 6.56 - Flecha do painel 9 m x 9 m e h=16 cm

6.6.2. Painel de 9 m x 12 m

Os gráficos tempo x flecha para os painéis de 9 m x 12 m são apresentados nas Figura 6.57 a Figura 6.60. Os valores de flechas variam entre -690,0 mm e -838,2 mm, o que representa uma relação entre $\ell/11$ e $\ell/13$.

Figura 6.57 - Flecha do painel 9 x 12 x e h = 13 cm

Figura 6.58 - Flecha do painel 9 x 12 x e h = 14 cm

Figura 6.59 - Flecha do painel 9 x 12 x e h = 15 cm

Figura 6.60 - Flecha do painel 9 x 12 x e h = 16 cm

Os exemplos estudados nesse trabalho mostraram que os deslocamentos dos painéis com continuidade das lajes foram maiores do que painéis simplesmente apoiados. Isso pode ser explicado pela restrição ao movimento horizontal do contorno, uma vez que a reação horizontal provoca o aumento do momento e, por consequência, o deslocamento.

Restrições à expansão térmica dominam o comportamento da laje até que as flechas ocorram, liberando as forças de compressão (que dependem do grau de restrição ao movimento horizontal).

6.7. Comparações Método de Bailey e programa Vulcan

Após os cálculos realizados a partir do método de Bailey (tanto para a fôrma Metform quanto Perfilor) e os processamentos realizados a partir do programa Vulcan é possível comparar as flechas atingidas nos painéis analisados para TRRF de 120 min. Os resultados são apresentados nas Tabela 6.32 e Tabela 6.33. Nos gráficos, a flecha atingida é denominada f ; os painéis de laje analisados apresentam alturas variando entre 13 cm e 16 cm, e telas eletrossoldadas Q246, Q283, Q335 e Q396.

O programa Vulcan oferece como resultado a flecha em função do tempo. O analista deve verificar qual seria a flecha admissível e, por consequência, encontrar o esforço resistente que causa essa flecha. O método de Bailey, por outro lado, tem como resultado o esforço resistente considerando o efeito de membrana. A flecha é determinada de forma independente e serve para impor um limite ao cálculo. As Tabela 6.32 e Tabela 6.33 comparam as flechas determinadas pelos dois procedimentos.

Tabela 6.32 - Comparação das flechas aos 120 min de incêndio-padrão– Painel 9 m x 9 m

<i>PAINEL 9 m x 9 m</i>												
BAILEY - PERFILOR				BAILEY - METFORM				VULCAN				
h=13				h=13				h=13				
Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396	
-600	-600	-600	-600	-600	-600	-600	-600	-549	-550	-519	-487	
$\frac{\ell}{15}$				$\frac{\ell}{15}$				$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{17}$	$\frac{\ell}{18}$	
f												
	h=14				h=14				h=14			
Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396	
-587	-587	-587	-587	-592	-592	-592	-592	-550	-558	-509	-488	
$\frac{\ell}{15}$				$\frac{\ell}{15}$				$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18}$	$\frac{\ell}{18}$	
f												
	h=15				h=15				h=15			
Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396	
-564	-564	-564	-564	-570	-570	-570	-570	-529	-510	-493	-467	
$\frac{\ell}{16}$				$\frac{\ell}{16}$				$\frac{\ell}{17}$	$\frac{\ell}{18}$	$\frac{\ell}{18}$	$\frac{\ell}{19}$	
f												
	h=16				h=16				h=16			
Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396	
-544	-544	-544	-544	-550	-550	-550	-550	-512	-510	-470	-449	
$\frac{\ell}{17}$				$\frac{\ell}{16}$				$\frac{\ell}{18}$	$\frac{\ell}{18}$	$\frac{\ell}{19}$	$\frac{\ell}{20}$	
f												

Tabela 6.33 - Comparação das flechas aos 120 min de incêndio-padrão– PAINEL 9 m x 12 m

PAINEL 9 m x 12 m												
BAILEY - PERFILOR				BAILEY - METFORM				VULCAN				
h=13				h=13				h=13				
f	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396
	-680	-680	-680	-680	-685	-685	-685	-685	-830	-778	-743	-726
	ℓ			ℓ			ℓ			ℓ	ℓ	ℓ
	$\overline{13}$			$\overline{13}$			$\overline{11}$			$\overline{12}$	$\overline{12}$	$\overline{12}$
h=14				h=14				h=14				
f	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396
	-656	-656	-656	-656	-662	-662	-662	-662	-838	-805	-747	-720
	ℓ			ℓ			ℓ			ℓ	ℓ	ℓ
	$\overline{14}$			$\overline{14}$			$\overline{11}$			$\overline{11}$	$\overline{12}$	$\overline{13}$
h=15				h=15				h=15				
f	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396
	-634	-634	-634	-634	-640	-640	-640	-640	-791	-764	-738	-706
	ℓ			ℓ			ℓ			ℓ	ℓ	ℓ
	$\overline{14}$			$\overline{14}$			$\overline{11}$			$\overline{12}$	$\overline{12}$	$\overline{13}$
h=16				h=16				h=16				
f	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396	Q246	Q283	Q335	Q396
	-614	-614	-614	-614	-619	-619	-619	-619	-780	-747	-718	-690
	ℓ			ℓ			ℓ			ℓ	ℓ	ℓ
	$\overline{15}$			$\overline{15}$			$\overline{12}$			$\overline{12}$	$\overline{13}$	$\overline{13}$

A partir do exemplo desenvolvido, conclui-se que as flechas obtidas do método de Bailey, embora próximas, podem ser maiores ou menores do que as determinadas a partir do Vulcan.

6.8. Comparação entre o método de Bailey e resultados experimentais do Underwriters Laboratories (UL)

Esta seção tem por objetivo apresentar uma comparação entre os resultados obtidos a partir do método de Bailey referente ao revestimento dos perfis de aço do contorno do painel de laje com um método com base em resultados experimentais.

Pelo método de Bailey, no item 4.8, foram determinados os momentos fletores de plastificação para as vigas periféricas secundárias ($M_{pd,fi,viga1}$) e para as vigas periféricas principais ($M_{pd,fi,viga2}$). Conhecendo-se as propriedades geométricas das vigas e do tipo de material de revestimento considerado – Blaze Shield II (propriedades apresentadas no item

6.4) – foi possível determinar a espessura do mesmo, de forma que os momentos fletores resistentes não sejam menores do que os de plastificação no tempo requerido de resistência ao fogo – TRRF. Para tanto foi utilizado de forma interativa o programa Viga Mista versão 3.0, desenvolvido pela Escola de Engenharia de São Carlos (Oliveira et al., 2011).

Na Tabela 6.34 **Erro! Fonte de referência não encontrada.** são apresentados os resultados obtidos para o método de Bailey para o painel de laje 9 m x 9 m, espessura de laje de 16 cm e tela eletrossoldada Q335. Ressalta-se aqui que o perfil W 310 x 97 revestido faz parte do contorno do painel, e por isso recebe o revestimento. Os dois perfis W 310 x 97 do interior do painel não são revestidos. Na mesma tabela também são apresentados os volumes parciais e totais do material de revestimento necessário para o painel de laje.

Tabela 6.34 - Revestimento Blaze Shield II necessário para perfis do painel 9 m x 9 m - método de Bailey

<i>Perfil</i>	<i>Espessura (mm)</i>	<i>Volume (m³)</i>
W 460 x 89	24	0,661
W 410 x 60	35	0,444
W 310 x 97	26	0,366
TOTAL		1,471

Outra alternativa ao emprego do revestimento apenas nos perfis do contorno do painel é utilizá-lo em todas as vigas do mesmo, inclusive as vigas internas. Para tanto, diversos ensaios são realizados para análise do comportamento dos materiais em situação de incêndio.

O laboratório *Underwriters Laboratories* (UL), fundado em 1894, é uma instituição dedicada à certificação dos mais diversos tipos de materiais e sua segurança. Lá são realizados ensaios de resistência ao fogo com base nos critérios definidos pela ASTM E119, resultando em publicações agrupadas em função do tipo de construção, tipo de material de revestimento contra o fogo e conjunto particular testado.

Para a aplicação de revestimento contra fogo em vigas, o laboratório considera duas hipóteses para a viga que podem ser consideradas pelo projetista: “restrained” (ou “R”) e “unrestrained” (“UR”). A condição “restrained” é aquela na qual a vinculação da estrutura é capaz de resistir

às expansões térmicas durante todo o ensaio a elevadas temperaturas; as estruturas que não se enquadram nessa definição são assumidas como livres para rotacionar e expandir e devem, portanto ser consideradas “unrestrained” (Guimarães, 2007). A condição “restrained” é favorável à economia, uma vez que a reação na vinculação provoca na viga momentos fletores contrários aos provocados pelas forças gravitacionais (*Underwriters Laboratories*, 2001).

A Tabela 6.35 **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta espessuras da argamassa projetada Blaze Shield II obtidas em ensaios realizados para um perfil de fator de massividade $F = 167 \text{ m}^{-1}$.

Tabela 6.35 - Espessura (mm) da argamassa Blaze Shield II, em função do TRRF, para o fator de massividade $F=167 \text{ m}^{-1}$ (UL apud Silva, 1999)

<i>TRRF (min)</i>	<i>Viga mista sob laje com fôrma de aço incorporada</i>	
	R	UR
60	10	10
90	10	13
120	10	19

Os perfis considerados nessa Dissertação possuem outros valores de fatores de massividade. Para esses casos, Silva (1999) indica a Equação 6.27, adaptada de UL (2000), para a determinação do revestimento do perfil em estudo.

$$t_1 = \left(\frac{\frac{134}{F_2} + 0,6}{\frac{134}{F_1} + 0,6} \right) t_2 \quad (6.27)$$

onde:

t_1 : espessura de revestimento do perfil em análise (não ensaiado, Tabela 6.34 **Erro! Fonte de referência não encontrada.**);

t_2 : espessura do revestimento do perfil ensaiado (indicada na Tabela 6.35 **Erro! Fonte de referência não encontrada.**);

F_1 : fator de massividade do perfil em análise (não ensaiado);

F_2 : fator de massividade do perfil ensaiado (no caso, $F_2 = 167 \text{ m}^{-1}$);

A partir da Equação 6.27 é possível a determinação das espessuras dos perfis do painel de laje de 9 m x 9 m para TRRF de 120 min (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**7).

Tabela 6.36 - Espessura (mm) e volume da argamassa Blaze Shield II

<i>Perfil</i>	$F_1 (m^{-1})$	$t_1 (mm)$		<i>Volume (m^3)</i>	
		R	UR	R	UR
W 460 x 89	148	10	18	0,270	0,492
W 410 x 60	202	12	22	0,147	0,274
W 310 x 97	147	10	18	0,413	0,752
		TOTAL		0,830	1,518

Para o exemplo apresentado, comparando-se os volumes de revestimento Blaze Shield II empregados nas vigas do contorno do painel para TRRF de 120 min pelo método de Bailey ($1,471 m^3$), pelos resultados de ensaios do UL para vigas “restrained” ($0,83 m^3$) e vigas “unrestrained” ($1,518 m^3$), observa-se que as espessuras de revestimentos conforme UL para vigas “restrained” são significativamente menores, ou seja, há economia de material de 43% e 45% quando comparado ao revestimento pelo método de Bailey e pela viga “unrestrained”.

Para o exemplo apresentado, o método de Bailey mostrou-se econômico quando comparado ao uso do resultado do UL para vigas “unrestrained”, apesar da pequena diferença (3% de economia). No entanto, a aplicação do método da UL tem algumas limitações de uso que os projetistas devem considerar. Tais informações não fazem parte do escopo deste trabalho e devem ser procuradas no *Fire Resistance Directory* da *Underwriters Laboratories* (2001).

Capítulo 7. ANÁLISE SOBRE SIMPLIFICAÇÕES DO PROCEDIMENTO DA ABNT NBR 14323:2013

Com base em um extenso programa de pesquisa, a ECCS (2001) apud Queiroz et al. (2001) propôs um novo método de cálculo simplificado de lajes mistas em situação de incêndio, em que a contribuição da fôrma ao momento positivo é levada em conta na análise. Esse método foi proposto com base em extenso estudo paramétrico com modelos avançados de cálculo, validados por ensaios de lajes de vãos simples e contínuos em situação de incêndio em escala natural. A conclusão foi que os métodos de cálculo que não consideram a contribuição da fôrma de aço na determinação do momento fletor positivo, como os propostos pela ABNT NBR 14323:2013 e pelo EN 1994 Parte 1-2 (2005) são excessivamente a favor da segurança, mesmo para TRRF mais elevados. A consideração da fôrma fornece resultados que se aproximam bastante daqueles obtidos com modelos numéricos avançados. Não foi objeto desta pesquisa analisar essa recomendação.

A laje poderá ser considerada, a favor da segurança, de espessura uniforme igual à espessura calculada pela Equação 3.4 deste texto (h_{ef}), conforme Queiroz et al. (2001). A variação da temperatura através da espessura da laje dividida em fatias poderá ser calculada com base na Tabela 7.1 (Tabela A.1 da ABNT NBR 14323:2013), em função do TRRF, podendo-se reduzir os valores em 10% no caso de ser empregado o concreto de baixa densidade.

Tabela 7.1 - Fatores de redução para o concreto (ABNT NBR 14323:2013)

<i>Temperatura do concreto θ_c (°C)</i>	<i>Fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal $k_{c,\theta}$</i>
20	1,00
100	0,95
200	0,90
300	0,85
400	0,75
500	0,60
600	0,45
700	0,30
800	0,15
900	0,08
1000	0,04

1100	0,01
1200	0,00
Nota: Para valores intermediários realizar interpolação linear	

O momento fletor negativo é então determinado igualando-se a força de compressão no concreto à força de tração na armadura, dada por $A_s f_y$. A força de compressão é calculada fazendo-se aproximações sucessivas, acrescentando-se progressivamente a força normal resistente de cada fatia até que o valor calculado iguale-se à força de tração na armadura. É importante ressaltar que a temperatura varia de fatia para fatia e consequentemente o valor de $k_{c,\theta}$ e da força normal resistente à compressão. O momento fletor resistente é calculado pela Equação 7.1.

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^n N_{c,i} e_i \quad (7.1)$$

onde:

$$N_{c,i} = k_{c,\theta,i} (0,85 f_{ck}) t_{c,i} b_{c,i} \quad (7.2)$$

$k_{c,\theta,i}$: fator de redução da resistência à compressão de cada fatia, em função da temperatura da fatia;

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

$t_{c,i}$: espessura de cada fatia;

$b_{c,i}$: largura de cada fatia;

e_i : distância do centro de cada fatia ao eixo da armadura.

No item seguinte apresentam-se exemplos para verificar essa simplificação.

7.1. Cálculo do momento fletor negativo

Foram realizados vários exemplos de forma a comparar resultados entre lajes com altura variável e altura efetiva. Ao final se apresentam tais resultados. Aqui, será realizado um exemplo para TRRF igual a 60 min, fôrma de aço Metform, tela eletrossoldada (armadura negativa) Q246 (para $b_{ef} = 274 \text{ mm} \rightarrow A_s = 3 \text{ } \emptyset 5,6 = 74 \text{ mm}^2/\text{m}$) e altura de 130 mm. Inicialmente a largura de cada fatia ($b_{c,i}$) será considerada variável. O objetivo é verificar a

maneira como a altura efetiva da laje e largura de faixa constante interfere nos valores de momento fletor resistente negativo.

TRRF = 60 min

Fôrma de aço Metform

Q246 ($b_{ef} = 274 \text{ mm} \rightarrow A_s = 3 \text{ } \emptyset 5,6 = 74 \text{ mm}^2/\text{m}$)

$h = 130 \text{ mm}$; $b_{c,i} = \text{variável}$

7.1.1. Força de tração na armadura

A força de tração na armadura ($N_{t,Rd}$) pode ser determinada conforme apresentado na Equação 7.3.

$$N_{t,Rd} = A_s \times f_y = 74 \times 600 = 44400 \text{ N} \quad (7.3)$$

7.1.2. Força de compressão nas fatias (de 5 mm) da laje

A cada fatia de laje corresponde uma largura $b_{c,i}$, temperatura θ_c e fator de redução $k_{c,\theta,i}$. A espessura $t_{c,i}$ é constante e igual a 5 mm.

$$N_{c,i} = k_{c,\theta,i}(0,85f_{ck})t_{c,i}b_{c,i}$$

Fatia	1	2	3	4	5	6
$b_{c,i} \text{ (mm)}$	102,9	106,6	110,3	114,0	117,7	121,1

1ª fatia

$\theta_c = 705 \text{ }^\circ\text{C} \rightarrow k_{c,\theta,i} = 0,29$ (interpolando na Tabela 7.1)

$$N_{c,1} = 0,29(0,85 \times 35)5 \times 102,9 = 4439 \text{ N}$$

2ª fatia

$\theta_c = 642 \text{ }^\circ\text{C} \rightarrow k_{c,\theta,i} = 0,39$ (interpolando na Tabela 7.1)

$$N_{c,2} = 0,39(0,85 \times 35)5 \times 106,6 = 6184 \text{ N}$$

3ª fatia

$$\theta_c = 581 \text{ °C} \rightarrow k_{c,\theta,i} = 0,48 \text{ (interpolando na Tabela 7.1)}$$

$$N_{c,3} = 0,48(0,85 \times 35)5 \times 110,3 = 7875 \text{ N}$$

4ª fatia

$$\theta_c = 525 \text{ °C} \rightarrow k_{c,\theta,i} = 0,56 \text{ (interpolando na Tabela 7.1)}$$

$$N_{c,4} = 0,56(0,85 \times 35)5 \times 114,0 = 9496 \text{ N}$$

5ª fatia

$$\theta_c = 469 \text{ °C} \rightarrow k_{c,\theta,i} = 0,65 \text{ (interpolando na Tabela 7.1)}$$

$$N_{c,5} = 0,65(0,85 \times 35)5 \times 117,7 = 11380 \text{ N}$$

6ª fatia

$$\theta_c = 421 \text{ °C} \rightarrow k_{c,\theta,i} = 0,72 \text{ (interpolando na Tabela 7.1)}$$

$$N_{c,6} = 0,72(0,85 \times 35)5 \times 121,1 = 12970 \text{ N}$$

$$\sum N_{c,i} \geq N_{t,Rd}$$

- Cálculo da espessura necessária da 6ª fatia

$$N_{c,6} = 44400 - 4439 - 6184 - 7875 - 9496 - 11380 = 5026 \text{ N}$$

$$e = \frac{5 \times 5036}{12970} = 1,94 \text{ mm}$$

7.1.3. Cálculo do momento fletor resistente

$$M_{fi,Rd} = \sum_{i=1}^n N_{c,i} e_i$$

$$M_{fi,Rd,1} = 4439(130 - 30 - 2,5) = 432.803 \text{ N mm} = 0,43 \text{ kNm}$$

$$M_{fi,Rd,2} = 6184(130 - 30 - 5 - 2,5) = 572.020 \text{ N mm} = 0,57 \text{ kNm}$$

$$M_{fi,Rd,3} = 7875(130 - 30 - 10 - 2,5) = 689.063 \text{ N mm} = 0,69 \text{ kNm}$$

$$M_{fi,Rd,4} = 9496(130 - 30 - 15 - 2,5) = 783.420 \text{ N mm} = 0,78 \text{ kNm}$$

$$M_{fi,Rd,5} = 11370(130 - 30 - 20 - 2,5) = 881.175 \text{ N mm} = 0,88 \text{ kNm}$$

$$M_{fi,Rd,6} = 5036(130 - 30 - 25 - 1,94/2) = 372.815 \text{ N mm}$$

$$= 0,37 \text{ kNm}$$

$$M_{fi,Rd} = M_{Rd}^- = 0,43 + 0,57 + 0,69 + 0,78 + 0,88 + 0,37 = 3,72 \text{ kN m}$$

Da mesma maneira realizada considerando que a largura da laje $b_{c,i}$ variável foi realizada a análise para largura constante e igual a 1000 mm e altura efetiva h_{ef} da laje. Para o caso de uma laje de 130 mm, sua altura efetiva será igual a 93 mm.

$$h = 130 \text{ mm}; h_{ef} = 93 \text{ mm } b_{c,i} = 1000 \text{ mm}$$

7.1.4. Força de tração na armadura

$$N_{t,Rd} = A_s \times f_y = 246 \times 600 = 147600 \text{ N}$$

7.1.5. Força de compressão nas fatias (de 5 mm) da laje

$$N_{c,i} = k_{c,\theta,i}(0,85f_{ck})t_{c,i}b_{c,i}$$

1ª fatia

$$\theta_c = 705 \text{ °C} \rightarrow k_{c,\theta,i} = 0,29$$

$$N_{c,1} = 0,29(0,85 \times 35)5 \times 1000 = 43138 \text{ N}$$

2ª fatia

$$\theta_c = 642 \text{ °C} \rightarrow k_{c,\theta,i} = 0,39$$

$$N_{c,2} = 0,39(0,85 \times 35)5 \times 1000 = 58013 \text{ N}$$

3ª fatia

$$\theta_c = 581 \text{ °C} \rightarrow k_{c,\theta,i} = 0,48$$

$$N_{c,3} = 0,48(0,85 \times 35)5 \times 1000 = 71400 \text{ N}$$

$$\sum N_{c,i} \geq N_{t,Rd}$$

- Cálculo da espessura necessária da 3ª fatia

$$N_{c,3} = 147600 - 43138 - 58013 = 46449$$

$$e = \frac{5 \times 46449}{71400} = 3,25 \text{ mm}$$

7.1.6. Cálculo do momento fletor resistente

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^n N_{c,i} e_i$$

$$M_{fi,Rd,1} = 43138(93 - 30 - 2,5) = 2.609.849 \text{ Nmm} = 2,61 \text{ kNm}$$

$$M_{fi,Rd,2} = 58013(93 - 30 - 5 - 2,5) = 3.219.722 \text{ Nmm} = 3,22 \text{ kNm}$$

$$M_{fi,Rd,3} = 46449(93 - 30 - 10 - 3,25/2) = 2.386.317 \text{ Nmm}$$

$$= 2,39 \text{ kNm}$$

$$M_{fi,Rd} = M_{fi,Rd}^- = 2,61 + 3,22 + 2,39 = 8,22 \text{ kNm}$$

O processo é realizado empregando-se as fôrmas de aço Metform e Perfilor para alturas de laje variando entre 130 mm e 160 mm e TRRF de 60, 90 e 120 min (resultados resumidos na Tabela 7.2). é possível observar que esse valor é consideravelmente superior ao obtido anteriormente ($M_{fi,Rd}^- = 3,72 \text{ kN m}$).

Para os exemplos analisados, os resultados da tabela indicam que o emprego da altura efetiva da laje ao invés da altura variável devido à nervura resulta em valores maiores de momento fletor resistente negativo superior. Isso significa que, com base nos exemplos realizados, não se recomenda a simplificação de considerar-se a laje com sua altura efetiva em comparação ao preconizado pela ABNT NBR 14323:2013.

Tabela 7.2 - Determinação do momento fletor negativo $M_{fi,Rd}^-$ (kNm)

TRRF	$h_{\text{laje}} \text{ ou } h_{\text{ef}}$ (mm)	METFORM			$h_{\text{laje}} \text{ ou } h_{\text{ef}}$ (mm)	PERFILOR		
		60	90	120		60	90	120
$b_{c,i} = \text{variável}$	130	3,72	3,43	3,21	130	3,37	3,13	2,93
$b_{c,i} = 1000 \text{ mm}$	93	8,22	7,31	6,49	97	8,80	8,06	7,08
$b_{c,i} = \text{variável}$	140	4,18	3,89	3,65	140	3,81	3,58	3,37
$b_{c,i} = 1000 \text{ mm}$	103	9,69	8,79	7,97	107	10,28	9,53	8,56
$b_{c,i} = \text{variável}$	150	4,62	4,34	4,10	150	4,25	4,02	3,82
$b_{c,i} = 1000 \text{ mm}$	113	11,17	10,26	9,44	117	11,76	11,01	10,03
$b_{c,i} = \text{variável}$	160	5,07	4,78	4,53	160	4,72	4,47	4,27
$b_{c,i} = 1000 \text{ mm}$	123	12,64	11,73	10,92	127	13,23	12,48	11,52

7.2. Cálculo do momento fletor positivo

Outro estudo feito nesta Dissertação é verificar, a partir das considerações apresentadas na ABNT NBR 14323:2013, se a variação da temperatura do concreto afetará de maneira significativa o momento fletor positivo resistente ($M_{fi,Rd}^+$).

A força proporcionada pela armadura positiva é igual ao produto de sua área pela resistência ao escoamento do aço à temperatura θ_s dada pela Equação 8.4. Será realizada uma verificação completa para TRRF de 90 min, laje de 130 mm e armadura positiva de 2 ϕ 8 ($A_s = 100,48 \text{ mm}^2$) e fôrma trapezoidal Metform MF 75, espessura 1,25 mm.

$$\theta_s = c_0 + c_1 \frac{u_{f3}}{h_F} + c_2 z + c_3 \frac{A}{L_r} + c_4 \alpha + \frac{c_5}{b_2} \quad (7.4)$$

Na Equação 7.4,

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_F \left(\frac{b_1 + b_b}{2} \right)}{b_b + 2 \sqrt{h_F^2 + \left(\frac{b_1 - b_b}{2} \right)^2}}$$

$$\alpha = \arctan \left(\frac{2h_F}{b_1 - b_b} \right) \quad (7.5)$$

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_{f1}}} + \frac{1}{\sqrt{u_{f2}}} + \frac{1}{\sqrt{u_{f3}}}$$

Os fatores c_i são apresentados na Tabela 7.3. As características geométricas da armadura e laje mista são apresentadas na Tabela 7.4.

Tabela 7.3 - Coeficientes c_0 a c_5 – Determinação da temperatura na armadura (ABNT NBR 14323:2013)

$c_0(^{\circ}C)$	$c_1(^{\circ}C)$	$c_2(^{\circ}C.mm^{0,5})$	$c_3(^{\circ}C.mm^{-1})$	$c_4(^{\circ}C/^{\circ})$	$c_5(^{\circ}C.mm)$
1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267

Tabela 7.4 - Características geométricas da armadura e laje mista

u_{f1}	45 mm	b_b	119 mm	t_c	55 mm
u_{f2}	84 mm	b_1	155 mm	h_F	75 mm
u_{f3}	30 mm	b_2	115 mm		

A partir das equações e tabelas fornecidas anteriormente, determinam-se $\frac{A}{L_r}$, α , z_0 e θ_s .

$$\frac{A}{L_r} = \frac{75 \left(\frac{155 + 119}{2} \right)}{119 + 2 \sqrt{75^2 + \left(\frac{155 - 119}{2} \right)^2}} = 37,60 \text{ mm}$$

$$\alpha = \arctan \left(\frac{2 \times 75}{155 - 119} \right) = 76,5^{\circ} = 1,31 \text{ rad}$$

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{45}} + \frac{1}{\sqrt{84}} + \frac{1}{\sqrt{30}} = 0,439$$

$$\theta_s = 1342 + (-256) \frac{30}{75} + (-235) \times 2,28 + (-5,3) \times 37,60 + 1,39 \times \\ \times 1,31 + \frac{(-1267)}{115} = 496 \text{ } ^\circ\text{C}$$

A partir da Tabela 2 da ABNT NBR 15200:2012 tem-se, para $\theta_s = 496 \text{ } ^\circ\text{C}$, $k_{s,\theta} = 0,79$. A determinação de $M_{fi,Rd}^+$ é feita de forma iterativa. Na primeira interação, considera-se a seção de concreto à temperatura ambiente (Figura 7.1).

Figura 7.1 - Diagrama de forças para o momento positivo

$$d = h - d' - y_f^+ = 130 - 30 - 5,76 = 94,24 \text{ mm}$$

Sendo d' igual à distância entre a face inferior da laje e a armadura positiva, igual a 30 mm.

$$M_{fi,Rd}^+ = N_s^+ \left(d - \frac{y_f^+}{2} \right) = f_y \times A_s^+ \times k_{s,\theta} \left(d - \frac{y_f^+}{2} \right) = 500 \times 100 \times \\ \times 0,79 \left(94,24 - \frac{5,76}{2} \right) = 3\,608\,720 \text{ Nmm} = \\ 3,61 \text{ kNm (temperatura ambiente)}$$

A seguir são apresentadas as interações realizadas para determinação de $M_{fi,Rd}^+$ considerando a variação da temperatura na seção de concreto, com auxílio da tabela A.1 da ABNT NBR 14323:2012 e tabela 1 da ABNT NBR 15200:2012.

1ª interação: $y_f^+ = 5,76 \text{ mm}$

Segundo a Tabela 3.6 apresentada no capítulo 3 deste trabalho (fatia 14, tabela A.1 da ABNT NBR 14323:2013), a temperatura para TRRF = 90 min vale 160 °C. Por interpolação pela tabela 1 da ABNT NBR 15200:2012 determina-se $k_{c,\theta} = 0,97$.

$$2^{\text{a}} \text{ interação: } y_f^+ = \frac{f_y \times A_s^+ \times k_{s,\theta}}{f_{cd} \times b_f \times k_{c,\theta}} = \frac{500 \times 100 \times 0,79}{25 \times 274 \times 0,97} = 5,94 \text{ mm}$$

Recalculando o momento positivo $M_{fi,Rd}^+$, considerando variação de temperatura na seção de concreto, tem-se:

$$\begin{aligned} M_{fi,Rd}^+ &= f_y \times A_s^+ \times k_{s,\theta} \left(d - \frac{y_f^+}{2} \right) = 500 \times 100 \times 0,79 \left(94,06 - \frac{5,94}{2} \right) = \\ &= 3\,598\,055 \text{ N mm} = 3,60 \text{ kN m} \end{aligned}$$

O mesmo procedimento também foi realizado para TRRF de 60 e 120 min, armaduras 2 ϕ 6,3, 2 ϕ 10 e 2 ϕ 12,5, lajes de 110 a 160 mm, e também empregando a fôrma trapezoidal Perfilor além da Metform MF75 (Tabela 7.5 e Tabela 7.6).

Tabela 7.5 - Momento positivo - $M_{fi,Rd}^+$ - Fôrma Metform

METFORM												
TRRF	60				90				120			
A_s	2φ6,3	2φ8,0	2φ10	2φ12,5	2φ6,3	2φ8,0	2φ10	2φ12,5	2φ6,3	2φ8,0	2φ10	2φ12,5
h_{laje}	110											
	$M_{fi,Rd}^+$											
1ª iteração	2,28	3,47	4,93	6,52	1,62	2,51	3,69	5,20	1,03	1,63	2,45	3,61
2ª iteração	2,28	3,46	4,92	6,50	1,62	2,50	3,67	5,16	1,03	1,62	2,44	3,56
h_{laje}	120											
	$M_{fi,Rd}^+$											
1ª iteração	2,59	3,97	5,72	7,74	1,83	2,86	4,23	6,05	1,17	1,84	2,79	4,14
2ª iteração	2,59	3,97	5,71	7,72	1,83	2,85	4,22	6,01	1,16	1,84	2,78	4,11
h_{laje}	130											
	$M_{fi,Rd}^+$											
1ª iteração	2,90	4,47	6,50	8,97	2,05	3,61	4,77	6,89	1,30	2,06	3,13	4,67
2ª iteração	2,90	4,47	6,50	8,95	2,05	3,60	4,77	6,86	1,30	2,06	3,12	4,64
h_{laje}	140											
	$M_{fi,Rd}^+$											
1ª iteração	3,21	4,97	7,29	10,20	2,26	3,55	5,32	7,74	1,43	2,27	3,46	5,19
2ª iteração	3,21	4,97	7,29	10,20	2,26	3,55	5,31	7,72	1,43	2,27	3,46	5,18
h_{laje}	150											
	$M_{fi,Rd}^+$											
1ª iteração	3,53	5,48	8,07	11,42	2,48	3,90	5,86	8,59	1,57	2,49	3,80	5,72
2ª iteração	3,53	5,48	8,07	11,42	2,48	3,89	5,85	8,57	1,57	2,49	3,80	5,71
h_{laje}	160											
	$M_{fi,Rd}^+$											
1ª iteração	3,84	5,98	8,86	12,65	2,69	4,24	6,40	9,43	1,70	2,71	4,14	6,25
2ª iteração	3,84	5,98	8,86	12,65	2,69	4,24	6,39	9,42	1,70	2,70	4,13	6,23

Tabela 7.6 - Momento positivo - $M_{fi,Rd}^+$ - Fôrma Perfilor

PERFILOR												
TRRF	60				90				120			
A_s	2φ6,3	2φ8,0	2φ10	2φ12,5	2φ6,3	2φ8,0	2φ10	2φ12,5	2φ6,3	2φ8,0	2φ10	2φ12,5
h_{laje}	110											
	$M_{fi,Rd}^+$											
1ª iteração	2,02	3,03	4,23	5,35	1,18	1,83	2,70	3,83	0,70	1,10	1,67	2,48
2ª iteração	2,02	3,03	4,22	5,33	1,18	1,82	2,69	3,80	0,70	1,10	1,67	2,46
h_{laje}	120											
	$M_{fi,Rd}^+$											
1ª iteração	2,30	3,49	4,93	6,45	1,33	2,08	3,09	4,44	0,79	1,25	1,90	2,84
2ª iteração	2,30	3,48	4,92	6,43	1,33	2,08	3,08	4,42	0,79	1,25	1,89	2,82
h_{laje}	130											
	$M_{fi,Rd}^+$											
1ª iteração	2,58	3,94	5,64	7,56	1,49	2,33	3,48	5,06	0,88	1,40	2,13	3,20
2ª iteração	2,58	3,94	5,64	7,53	1,49	2,33	3,48	5,03	0,88	1,40	2,13	3,18
h_{laje}	140											
	$M_{fi,Rd}^+$											
1ª iteração	2,86	4,39	6,35	8,66	1,64	2,58	3,88	5,67	0,97	1,54	2,36	3,55
2ª iteração	2,86	4,39	6,35	8,66	1,64	2,58	3,87	5,66	0,97	1,54	2,35	3,54
h_{laje}	150											
	$M_{fi,Rd}^+$											
1ª iteração	3,14	4,84	7,05	9,77	1,80	2,83	4,27	6,28	1,06	1,69	2,58	3,91
2ª iteração	3,14	4,84	7,05	9,77	1,80	2,83	4,27	6,27	1,06	1,69	2,58	3,90
h_{laje}	160											
	$M_{fi,Rd}^+$											
1ª iteração	3,42	5,29	7,76	10,87	1,96	3,09	4,66	6,90	1,15	1,83	2,81	4,26
2ª iteração	3,42	5,29	7,76	10,87	1,96	3,08	4,66	6,89	1,15	1,83	2,81	4,25

É possível constatar, a partir dos exemplos estudados, que a consideração da temperatura na seção de concreto, em todos os casos analisados, não afetou o valor de $M_{fi,Rd}^+$. É possível observar que o aumento no TRRF provoca a redução dos valores de $M_{fi,Rd}^+$, e que o aumento da h_{laje} provoca o aumento dos valores de $M_{fi,Rd}^+$.

Capítulo 8. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

8.1. Conclusões

Esta Dissertação teve por objetivo estudar o comportamento de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio envolvendo os procedimentos apresentados na ABNT NBR 14323:2013 e métodos que incluem o efeito de membrana (método de Bailey, programa MACS+ e programa de elementos finitos Vulcan), comparando os resultados obtidos.

A evolução da Engenharia de Estruturas em Situação de Incêndio tem resultado no desenvolvimento de ferramentas e métodos com base em um melhor aproveitamento da capacidade resistente das estruturas. Métodos de dimensionamento e ensaios identificaram ações de membrana de tração em lajes mistas a temperaturas elevadas como um mecanismo capaz de majorar sua capacidade resistente, desde que a laje possua apoio vertical adequado e seja submetida a grandes deslocamentos verticais.

O uso desse mecanismo de dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto pode trazer benefícios e economia, enquanto garante que os requisitos de segurança sejam atendidos. Uma série de métodos foi desenvolvida incorporando a ação de membrana de tração a temperaturas elevadas. O mais popular deles é o método de Bailey, que se baseia no método desenvolvido por Hayes. Dependendo das características do painel de laje em estudo, o método pode ser conservador ou não.

Iniciado o aquecimento de uma laje, ela se dilata e se houver restrição ao deslocamento horizontal, surgem forças horizontais reativas de compressão aplicadas abaixo do plano central da laje (estruturas “restrained”), provocando momentos contrários aos de origem gravitacional, portanto, trazendo segurança adicional à laje. Após algum tempo (ainda não definido nas pesquisas internacionais) o aumento da deformação da laje faz com que a força reativa inverta o sentido do momento, ampliando o efeito gravitacional. A partir desse instante, outro mecanismo de comportamento é iniciado, ou seja, o efeito de membrana.

Nos exemplos realizados, os resultados utilizando o programa MACS+ foram similares ao método analítico (calculado manualmente neste trabalho) de Bailey. Isso era esperado, pois o

programa teve por base o método de Bailey. No entanto, tal constatação serve para mostrar que a aplicação feita aqui está correta.

Nos exemplos estudados para $TRRF = 120$ min, os valores de flechas determinados pelo método de Bailey foram maiores ou menores do que os via Vulcan, dependendo do caso estudado.

Sobre a influência da taxa de armaduras da laje, o programa Vulcan mostrou aumento pouco significativo na capacidade resistente dos painéis com o aumento das taxas de armadura; pelo método Bailey observou-se a ocorrência de grande variação na capacidade resistente do painel de laje quando alteradas as taxas de armadura. Para menores taxas de armadura, o método de Bailey mostrou-se conservador. No entanto, apresentou resultados otimistas de capacidade resistente dos painéis para elevadas taxas de armadura.

A determinação da espessura do revestimento contra fogo de vigas com base em ensaios do laboratório UL é comum no Brasil. Em exemplo estudado, comparando-se os volumes de revestimento Blaze Shield II aplicados apenas nas vigas do contorno do painel para TRRF de 120 min pelo método de Bailey e os resultados de ensaios do UL para todas as vigas do painel, admitindo-se “restrained”, observou-se que o volume de revestimento conforme UL é cerca de 43% menor, quando comparado ao revestimento pelo método de Bailey. No entanto, no exemplo apresentado no Apêndice B, os resultados de ensaio “restrained” UL, mostraram-se ligeiramente menos econômicos do que aqueles encontrados pelo método de Bailey.

Apesar disso, nesse exemplo, empregando-se o método de Bailey, obtém-se uma economia de armaduras em relação ao procedimento da ABNT NBR 14323:2013. Usando-se o programa Vulcan, consegue-se adotar painéis maiores de laje sob efeito da membrana, aumentando o número de vigas secundárias sem revestimento. Nesse caso, certamente a ligeira diferença de custo do revestimento se anularia ou até se inverteria. Considerando-se que as armaduras poderiam ser ainda em menor quantidade pelo Vulcan, conclui-se que o emprego do programa Vulcan levaria a uma solução mais econômica.

Apesar de ser difícil uma comparação direta entre o procedimento detalhado na ABNT NBR 14323:2013 e o método de Bailey, pode-se dizer que nos exemplos estudados a utilização do efeito de membrana leva a uma economia de materiais.

Comparações entre resultados obtidos a partir do procedimento da ABNT NBR 14323:2013, método de Bailey e programa de computador Vulcan, são difíceis de levar a conclusões definitivas, pois são vários os parâmetros envolvidos. De qualquer forma, com base unicamente nos exemplos estudados, há uma tendência de que o programa Vulcan conduza a resultados mais econômicos do que o método de Bailey, que por sua vez levaria a resultados mais econômicos do que o procedimento da ABNT NBR 14323:2013. Essa conclusão parcial é adequada ao que se espera em função do nível de complexidade envolvido em cada um dos métodos, ou seja, Vulcan é um programa de elementos finitos que considera o efeito de membrana; Bailey se trata de um método que considera o efeito de membrana, mas é uma simplificação analítica e o procedimento normatizado é um método analítico que desconsidera o efeito de membrana.

Nesta pesquisa, procuraram-se algumas simplificações para o procedimento recomendado pela ABNT NBR 14323:2013. Com base nos exemplos apresentados, o emprego da altura efetiva da laje ao invés da altura variável devido à nervura resultou em valores não conservadores, portanto não se recomenda que tal simplificação seja adotada.

Outra simplificação seria desconsiderar o aumento da temperatura na seção de concreto na determinação do momento fletor positivo resistente da laje. Os exemplos realizados conduziram a resultados similares aos que se consideram a redução de resistência do concreto.

8.2. Recomendações para pesquisas futuras

Sugere-se a realização das seguintes investigações em projetos futuros:

- Novos estudos de caso a fim de se comprovar o que se concluiu nesta Dissertação com base em exemplos

- Comportamento de lajes armadas em uma direção ou duas direções empregando armaduras não simétricas. O parâmetro K foi adotado neste trabalho igual a 1,0 - valores diferentes poderiam ser estudados;
- Consideração de carregamentos concentrados;
- Estudos envolvendo o método de Bailey e painéis de laje com aberturas e não retangulares, de maneira a verificar o desenvolvimento de membrana de tração;
- Ensaios laboratoriais.

REFERÊNCIAS

- ABU, A. K. **Behavior of Composite Floor Systems in Fire**. 2009. 204p. PhD (Thesis). The University of Sheffield, South Yorkshire, 2009.
- AL-JABRI, K. S.; LENNON, T.; BURGUESS, I. W.; PLANK, R. J. **Behavior of steel and composite beam-column connections in fire**, Journal of Constructional Steel Research 46(1-3):308-309, 1998.
- ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mistas aço concreto**. 2000. 277p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- ANDRADE, T. **Sobre lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio**. 2012. 183p. Iniciação Científica – Escola Politécnica de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432 – Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2001. 15 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5628 – Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo**. Rio de Janeiro, 2001. 12 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800 – Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008. 247 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. Rio de Janeiro. 2012. 52 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323 - Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio**. Rio de Janeiro. 2013. 69 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2014. 238 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**. Rio de Janeiro. 2010. 87 p.
- BAILEY, C. G. **Simulation of the structural behaviour of steel-framed buildings in fire**. 1995. 262 p. PhD (Thesis), University of Sheffield, UK, 1995.
- BAILEY, C. G.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. **Computer simulation of a full-scale structural fire test**, The Structural Engineer, 74(6):93-100, 1996.

BAILEY C. G.; TOH, W. S. **Behavior of concrete floor slabs at ambient and elevated temperatures.** Fire Safety Journal, 42, 425–436, 2007.

BAILEY C. G.; TOH, W. S.; CHAN, B. M. **Simplified and advanced analysis of membrane action of concrete slabs.** ACI Structural Journal. 105 (1): 30-40, 2008.

BAILEY, C. G.; LENNON, T.; MOORE, D. B. **The behavior of full-scale steel framed buildings subjected to compartment fires.** Engineering Structures, 77(8):15–21, 1999.

BAILEY, C. G.; MOORE D. B. **The structural behavior of steel frames with composite floors slabs subject to fire: Part 1: Theory,** The Structural Engineer, 78, No. 1 1, 6, 2000a.

BAILEY, C. G.; MOORE D. B. **The structural behavior of steel frames with composite floors slabs subject to fire: Part 2: Design,** The Structural Engineer, 78, No. 1 1, 6, 2000b.

BAILEY, C. G. **Membrane action of unrestrained lightly reinforced concrete slabs at large displacements.** Engineering Structures, 23(5):470–83, 2001.

BAILEY, C. G. **Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire.** Engineering Structures, 26:1691-1703, 2004.

BAILEY, C. G.; WHITE, D. S.; MOORE, D. B. **The tensile membrane action of unrestrained composite slabs simulated under fire conditions.** Eng Struct; 22(12):1583–95, 2000.

BAILEY, C. G. **Fire Behavior of Steel and Composite Floor Systems - Simple design method.** Fire Safety Day, Luxembourg, 2001.

BANKI, A. L.; COELHO, J. A.; LORIGGIO, D. D. **Análise de lajes pelo método das charneiras plásticas.** Disponível em: <www.faq.altoqi.com.br/content/245/586/pt-br/análise-de-lajes-pelo-metodo-das-charneiras-plásticas.html>. Acesso em: 10 fev. 2014.

BERNABÈ, N.; TOH, A. **Tensile membrane action of composite slab panels in fire – Simple vs. advanced models.** Handling Exceptions In Structural Engineer, Roma, 2008.

BOTH, C. **The fire resistance of composite steel-concrete slabs.** 1998. 203 p. PhD (Thesis), Technische Universiteit Delft, Netherlands, 1998.

BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. **Modelling the fire tests on the Cardington Full-Scale Frame,** Proceedings of the Third Cardington Conference, Bedfordshire, England, 1998.

CAMERON, N. J. K. **The Behavior and Design of Composite Floor Systems in Fire.** PhD (Thesis). 2003. 186 p., University of Edinburgh, UK, 2003.

CAMERON, N. J. K.; USMANI, A. S. **New design method to determine the membrane capacity of laterally restrained composite floor slabs in fire; Part 1: Theory and method,** The Structural Engineer 83 (19), 28-33, 2005a.

CAMERON, N. J. K.; USMANI, A. S. **New design method to determine the membrane capacity of laterally restrained composite floor slabs in fire; Part 2: Validation**, The Structural Engineer 83 (19), 34-39, 2005b.

CLIFTON, C. **Design of multi-storey steel framed buildings with unprotected secondary beams or joists for dependable inelastic response in severe fires**. Steel Design and Construction Bulletin 60, New Zealand Heavy Engineering Research Association (HERA), 1-58, 2001.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Lajes com fôrma de aço incorporada (“steel-deck”)**. 69 p. DE/DTC/IE-SP – Palestra Técnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Recomendações para o dimensionamento de elementos de concreto à flexão simples em situação de incêndio**. In: VI Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo. VI Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. Tese (Doutorado), 401 p., Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK (ECCS). **Composite Structures**. n. 28, Brussels: Technical Committee, 1981, 179 p.

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK (ECCS). **Calculation of the Fire Resistance of Composite Concrete Slabs with Profiled Steel Sheet Exposed to the Standard Fire**, n. 32, Brussels: Technical Committee 3, 1983, 48 p.

EL-ZANATY, M. H.; MURRAY, D. W.; BJORHOVDE, R. **Inelastic behavior of multistorey steel frames**, Structural Engineering Report No. 83, Department of Civil Engineering, University of Alberta, 1980.

EL-ZANATY, M. H.; MURRAY, D. W. **Finite element programs for frame analysis**, Strutural Engineering Report No. 84, Department of Civil Engineering, University of Alberta, 1980.

EL-ZANATY, M. H.; MURRAY, D. W. **Non-linear finite element analysis of steel frames**, ASCE Journal of Structural Division 109(ST2):353–368, 1983.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels, 2004, 225 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2: Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-2: General rules – Structural fire design**. Brussels, 2004, 97 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1993-1-2: Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-2: General rules – Structural fire design.** Brussels, 2005, 78 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-1: Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1-1: General rules for buildings.** Brussels, 2005. 118 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-2: Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design.** Brussels, 2005. 110 p.

FAKURY, R. H.; RIBEIRO, J. C. L.; LAS CASAS, E. B. **Pisos Mistos Aço-Concreto em Situação de Incêndio**, XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural, Mendoza, Argentina, 2004.

FOSTER, S. J. **Tensile membrane action of reinforced concrete slabs at ambient and elevated temperatures.** 2006. PhD (Thesis), University of Sheffield, Sheffield, UK, 2006.

FOX, D.; USMANI, A. S; STRATFORD, T. **Understanding the compressive ring in reinforced concrete slabs in fire.** BRE Centre for Fire Safety Engineering, The 5th International Seminar on Fire and Explosion Hazards, The University of Edinburgh, UK, 2007.

FUZHARA, M. A. **Ligações e armaduras de lajes em vigas mistas de aço e concreto.** 2006. 165 p., Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

GIROLDO, F. **Bond strength between mesh reinforcement and concrete at elevated temperatures.** 2010. 274 p., PhD (Thesis). University of Manchester. School of Mechanical, Aerospace and Civil Engineering, Manchester, 2010.

GONZALEZ, R. L. M. **Análise de lajes pela teoria das charneiras plásticas e comparação de custos entre lajes maciças e lajes treliçadas.** 1997. 160 p., Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

GERDAU, S.A. Disponível em: <www.gerdau.com.br>. Acesso em: 08 mar. 2012.

GUIMARÃES, P. P. O. **Sobre o Dimensionamento do Revestimento Contra o Fogo de Estruturas de Aço.** 2007. 266p., Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica de São Paulo Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

GUSMÕES, E. Z.; SILVA, V. P.; MUNAIAR NETO, J. **Sobre a temperatura de perfis de aço sem revestimento contra fogo em situação de incêndio.** Revista da Estrutura de Aço, v. 1, p. 133-146, Rio de Janeiro, 2012.

HAYES, B. **Allowing for membrane action in the plastic analysis of rectangular reinforced concrete slabs.** Magazine of Concrete Research. Vol. 20. No. 65, pp. 205-218, 1968.

HICKS, S. **EN 1994 - Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Composite slabs.** Disponível em: http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/WS2008/Hicks_2008.pdf>. Acesso em: 18 jan. 2014.

HIETANEN, T. **Thermal properties of concrete: additional comparison and response: background document EN 1992-1-8.** Helsinki: CEN/TC 250/SC2, BDA 3.3. CEN/TC 250/SC2/PT 1-2 Doc N178, 2008.

HOTTEL, H. C.; COHEN, E. S. **Radiant heat exchange in a gas-filled enclosure: allowance for non-uniformity of gas temperature.** AIChE Journal, Vol. 4, No.1, p.3-14, 1958.

HUANG, Z. H.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. **The influence of shear connectors on the behavior of composite steel-framed buildings in fire,** Journal of Constructional Steel Research 51:219–237, 1999a.

HUANG, Z. H.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. **Three-dimensional modeling of two full-scale fire tests on a composite building,** Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Building 134:243–255, 1999b.

HUANG, Z. H.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. **Effective stiffness modelling of composite concrete slabs in fire,** Engineering Structures 22:1133–1144, 2000a.

HUANG, Z. H.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. **Non-linear modeling of three full-scale structural fire tests,** Proceedings of the First International Workshop on Structures in Fire, Copenhagen, 2000b.

HUANG, Z. H.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. **Modelling of six full-scale fire tests on a composite building.** Structural Engineer; 80(19):30–7, 2002.

HUANG, Z. H. **The behavior of reinforced concrete slabs in fire.** Fire Safety Journal. Volume 45, Issue 5, August 2010, Pages 271–282, 2010.

JOHANSEN, K. W. **Yield Line Theory,** Cement and Concrete Association, London, 1962.

JOHNSON, R. P. **Composite structures of steel and concrete: beams, slabs, columns, and frames for buildings.** John Wiley & Sons, 2008.

KEMP, K. O. **Yield of a square reinforced concrete slab on simple supports, allowing for membrane forces,** The Structural Engineer 45(7):235–240, 1967.

KNOWLES, P. R. **Composite Steel and Concrete Construction.** Butterworth & Co. (Publishers) Ltd, London, 1973.

KRUPPA, J.; ZHAO, B. **Fire Resistance of Composite Beams to Eurocode 4 Part 1.2.** J. Construct. Steel Research v. 33, n. 1, p. 51-69, 1995.

LAMONT, S. **The behaviour of multi-storey composite steel framed structures in response to compartment fires**. 2001. 420 p., PhD (Thesis), University of Edinburgh, Edinburgh, 2001.

LANGENDONCK, T. **Teoria elementar das charneiras plásticas**, ABCP, V.1, 414 p., São Paulo, 1970.

LESTON-JONES, L. C. **The influence of semi-rigid connections on the performance of steel framed structures in fire**. 1997. PhD (Thesis), University of Sheffield, South Yorkshire, 1997.

LAWSON, R. M. **Behavior of steel beam-to-column connections in fire**, The Structural Engineer 68(14):263–271, 1990.

LIM, L. C. S. **Membrane Action in Fire Exposed Concrete Floor Systems**. 2003. 343 p. PhD (Thesis), University of Canterbury, Christchurch, 2003.

LIMA, J. D.; COELHO, A. T.; MONTEIRO, V. **Manual do Betão Armado**, 5ª edição, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1980.

METFORM, S.A. **Steel deck MF-75: Noções de utilização e dimensionamento**. Betim, revisão, v. 1, 2000.

NAJJAR, S. R. **Three-dimensional analysis of steel frames and subframes in fire**. 1994. PhD (Thesis). Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, South Yorkshire, 1994.

NAJJAR, S. R.; BURGESS, I. W. **A non-linear analysis for 3-dimensional steel frames in fire conditions**, Engineering Structures 18:77–89, 1996.

NEWMAN, G. M. **The fire resistance of composite floors with steel decking**. SCI Publication (SCI-P56), UK, 1991.

NEWMAN, G. M.; LAWSON, R. M. **Fire Resistance of Composite Beams**. SCI Publication n. 109, UK, 1991.

NEWMAN, G. M.; ROBINSON, J. T.; BAILEY, C. G. **Fire safe design: A new approach to multi-storey steel-framed buildings**, The Steel Construction Institute, UK, 2000.

OCKLESTON, A. J. **Load tests on a three storey reinforced concrete building in Johannesburg**, The Structural Engineer 33(10):304–328, 1955.

OLIVEIRA, G.; RIGOBELLO, R.; MUNAIAR NETO, J.; MALITE, M. **Código computacional integrado para cálculo de esforços resistentes em elementos mistos de aço e concreto**. 19º SIICUSP - Simpósio Internacional de Iniciação Científica da USP, São Carlos. Anais do 19º SIICUSP, São Carlos, 2011.

PARK, R. **Ultimate strength of rectangular concrete slabs under short term uniform loading with edges restrained against lateral movement**. ICE Proceedings, Vol. 28. No. 2, p. 125-150, 1964a.

PARK, R. **The ultimate strength and long term behavior of uniformly loaded two-way concrete slabs with partial lateral restraint at all edges**. Magazine of Concrete Research., Vol. 16, No. 48. p. 139-158, 1964b.

PARK, R. **Tensile membrane behaviour of uniformly loaded rectangular reinforced concrete slabs with fully restrained edges**. Magazine of Concrete Research. Vol. 16. No. 46, pp. 39-44, 1964c.

PERFILOR **Manual para dimensionamento – Polydeck 59S**, São Paulo, 19 p., 2005.

PIERIN, I. **A instabilidade de perfis formados a frio em situação de incêndio**, 2011, Tese (Doutorado), 251 p., Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

PLANK, R. J.; BAILEY, C. G.; BURGESS, I. W. **Computer simulation of a full-scale structural fire test**, The Structural Engineer 74(6):93–100, 1996.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA, L. A. C. **Elementos das estruturas mistas aço concreto**. Editora O Lutador, Belo Horizonte. 332 p., 2001.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MARTINS, A. G. **Estruturas mistas**. Vol. 2, IABr/CBCA, Rio de Janeiro. 76 p., 2010.

RACKHAM, J. W.; COUCHMAN, G. H.; HICKS, S. J. **Composite Slabs and Beams using Steel Decking: Best Practice for Design and Construction**, revised Edition, The Metal Cladding & Roofing Manufacturers Association, 2009.

SAAB, H. A. **Non-linear finite element analysis of steel frames in fire conditions**, 1990. 247 p., PhD (Thesis), University of Sheffield, South Yorkshire, 1990.

SAAB, H. A.; NETHERCOT, D. A. **Modelling steel frame behavior under fire conditions**, Engineering Structures, v. 13, n.4, p. 371–382, 1991.

SAWCZUK, A.; WINNICKI L. **Plastic behavior of simply supported reinforced concrete plates at moderately large deflections**. International Journal of Solids and Structures. v. 1, n.1, p. 97-110, 1965.

SCHLEICH, J. B. **Properties of the materials**. In: Implementation of Eurocodes: Design of buildings for the fire situation: Handbook 5. Luxembourg: KI CTU/CKAIT/RWTH/IET/UOP/TNO/IMK/BRE. Chapt. 5 p. V-1-V-28. Leonardo Da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007, 2005.

SILVA, V. P.; PIMENTA, P. M. **Diagramas tensão-deformação dos aços estruturais submetidos a altas temperaturas**. Boletim Técnico PEF 9519, Escola Politécnica, São Paulo, p. 04-05, 1995.

SILVA, V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio (Steel structures in fire)**. 1997. 188 p., Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

SILVA, V. P. **Ação térmica nas estruturas. O modelo do incêndio natural compartimentado**, Boletim Técnico PEF 9911, Escola Politécnica, São Paulo, p. 01-20, 1999.

SILVA, V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. Zigurate Editora, São Paulo, 2001, 249 p.

SILVA, V. P. **Determination of the steel fire protection material thickness by an analytical process - a simple derivation**. "Engineering Structures". ISSN: 0141-0296. 2. UK, v. 27, n. 14, p. 2036-2043, 2005.

SILVA, V. P. **Determination of the temperature of thermally unprotected steel members under fire situations. Considerations on the section factor**. Latin American Journal of Solids and Structures, São Paulo, v. 3, p. 113-125, 2006.

STADLER, M. **Design of Composite Slab Systems in Case of Fire Using Simplified Finite Element Analyses**. 2012. 151 p. PhD (Thesis). Technischen Universität München. Fakultät für Bauingenieur und Vermessungswesen, München, 2012.

TAYLOR, R. **A note on a possible basis for a new method of ultimate load design of reinforced concrete slabs**. Magazine of Concrete Research. Vol. 17, No. 53. pp 183-186, 1965.

TWILT, L.; KRUPPA, J. **European research into the fire behaviour of composite floors and beams**. 3rd International Conf. on Steel-Concrete Composite Structures, Fukuoka, 1991.

TWILT, L.; KRUPPA, J. **Current research on fire resistance of composite floors and beams**. International Conf. on Materials and Design against Fire, London, 1992.

UNDERWRITER'S LABORATORIES. **Fire resistance directory**. Northbrook, Ill, 2001. v.2.

USMANI, A. S.; CAMERON, N. J. K. **Limit capacity of laterally restrained reinforced concrete floor slabs in fire**. Cement and Concrete Composites, 26.2: 127-140, 2004.

VASSART, O. **Fire Behavior of Steel and Composite Floor Systems - New Experimental Evidences**. Fire Safety Day, Luxembourg, 2011.

VASSART, O.; ZHAO B. **Membrane action of Composite Structures in Case of Fire, Design guide**, 94 p., 2012a.

VASSART, O.; ZHAO B. **Membrane action of Composite Structures in Case of Fire, Background document**, 178 p., 2012b.

VASSART, O. [e-mail], 03 jun. 2014, Luxemburgo, [para] CORDEIRO, L. C. S., São Paulo. Esclarecimentos sobre diferenças nos resultados entre método de Bailey e programa MACS+.

VELARDE, J. S. S. **Sobre o comportamento de pilares de aço em situação de incêndio**. 2008. 144 p., Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

VIEST, I. M.; FOUNTAIN, R. S.; SINGLETON, R. C. **Composite construction in steel and concrete for bridges and buildings**, McGraw-Hill Book Company, Inc, New York, 1958.

Programa Viga Mista 3.0. Disponível em:
<<http://www.set.eesc.usp.br/portal/pt/software/27-pesquisa/software/217-viga-mista-30>>.
Acesso em: 10 set. 2013.

WANG, Y. C. **Finite element analysis of shell structures in fire**, Client Report CR3/93, Building Research Establishment, 1993.

WANG, Y. C. **Predicting the behavior of reinforced concrete slabs at elevated temperatures using finite shell element analysis**, Proceedings of the Fourth International Symposium on Fire Safety Science, Ottawa, pp. 1077–1088, 1994.

WANG, Y. C. **Tensile membrane action and the fire resistance of steel framed buildings**, Proceedings of the 5th International Symposium on Fire Safety Science, Melbourne, pp. 1117–1128, 1997.

WANG, Y. C. **Steel and Composite Structures Behaviour and design for fire safety**. University of Manchester, Spon Press, 2001.

WICKSTRÖN, U. **Calculation of heat transfer to structures exposed to fire –Shadow effects**, Ninth Interflam conf., Interscience Ltd, 451–460, 2001.

WOOD, R. H. **Plastic and elastic design of slabs and plates, with particular reference to reinforced concrete floor slabs**. London: Thames and Hudson, 1961.

A. APÊNDICE

A.1. Dimensionamento de lajes mistas conforme ABNT NBR 8800:2008

As lajes com fôrma de aço incorporada (Costa e Silva, 2004) apresentam comportamento misto aço-concreto quando ambos os materiais trabalham combinados como um único elemento estrutural. Para tanto, a interface entre aço e concreto deve permitir a transferência de forças longitudinais de cisalhamento, não sendo recomendável considerar a contribuição da adesão natural entre o aço e o concreto (Figura A.1).

Figura A.1 - Lajes com fôrma de aço incorporada (ABNT NBR 8800:2008)

É de grande importância para a laje mista que exista uma boa aderência entre o concreto e a chapa de aço. A ausência de aderência gera um deslizamento entre os dois materiais fazendo com que ambos trabalhem de forma isolada, além de impossibilitar a transferência de esforços. Isso evita que ocorram acúmulos de esforços em elementos críticos da estrutura.

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, o deslocamento máximo da fôrma de aço sob seu peso-próprio e o peso do concreto fresco (excluindo-se a sobrecarga de construção) não deve exceder $L_F/180$ ou 20 mm, o que for menor, onde L_F é o vão teórico da fôrma na direção das nervuras. As propriedades geométricas da seção transversal devem ser determinadas de acordo com a ABNT NBR 14762:2010.

Ainda segundo a norma ABNT NBR 8800:2008, a verificação da capacidade resistente das lajes mistas de aço e concreto se dividem em Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço.

No caso do Estado-Limite Último, a análise de lajes com fôrma de aço incorporada deve considerar as verificações da capacidade resistente aos momentos fletores positivo e negativo, cisalhamento longitudinal, cisalhamento vertical e punção; para o Estado-Limite de Serviço é necessária a verificação da fissuração do concreto e o deslocamento vertical.

A.1.1. Momento fletor positivo resistente

A largura de laje considerada nos cálculos, b , normalmente é tomada como igual a 1000 mm, mas para fins didáticos apenas a largura de uma nervura é mostrada na Figura A.2. Segundo o EN 1994 Parte 1-1 (2005), a altura total da laje não deve ser menor que 80 mm; segundo a ABNT NBR 8800:2008, a espessura de concreto acima da nervura (t_c), não deve ser menor do que 50 mm.

Normalmente a linha neutra plástica situa-se acima da fôrma de aço, onde ocorre a conexão total ao cisalhamento; nos casos em que a altura da nervura é elevada ocorre que a linha neutra se situará na região da fôrma de aço, o que significa a ocorrência de conexão parcial ao cisalhamento. Assim, a flambagem local da fôrma de aço deve ser considerada, a partir da largura plana de todos os elementos da fôrma.

Da mesma forma que para vigas mistas, a principal solicitação das lajes mistas é a flexão. O momento fletor resistente pode ser calculado por análise plástica, conforme apresentado a seguir.

- Linha neutra plástica acima da fôrma de aço:

Figura A.2 - Diagrama de tensões para momento positivo – Linha neutra plástica acima da fôrma de aço (ABNT NBR 8800:2008)

A distribuição assumida das tensões longitudinais de flexão é mostrada na Figura A.2. Para o caso da linha neutra estar acima da fôrma de aço, o momento fletor positivo resistente de cálculo deve ser calculado como apresentado na Equação A.1. Neste caso ocorre a ligação total ao cisalhamento, e a força de compressão no concreto (N_{pa}) é igual à força de escoamento para o aço da fôrma.

$$M_{Rd} = N_{pa}(d_F - 0,5a) \quad (A.1)$$

$$N_{pa} = A_{F,ef} \times \frac{f_{yF}}{\gamma_F}$$

onde:

$A_{F,ef}$: área da seção efetiva da fôrma (1000 mm), determinada desprezando-se a largura das mossas na direção transversal;

d_F : distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma;

a : altura do bloco de compressão do concreto, dada na Equação A.2.

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85f_{cd}b} \quad (A.2)$$

b : largura unitária da laje, igual a 1000 mm.

➤ Linha neutra plástica abaixo da fôrma de aço:

Figura A.3 - Diagrama de tensões para momento positivo – Linha neutra plástica na fôrma de aço (ABNT NBR 8800:2008)

A distribuição de tensões é mostrada na Figura A.3. Para o caso da linha neutra estar abaixo da fôrma de aço, o momento fletor positivo resistente de cálculo deve ser calculado como apresentado na Equação A.3.

$$M_{Rd} = N_{cf} \times y + M_{pr} \quad (\text{A.3})$$

N_{cf} : força de compressão na seção de concreto acima da fôrma de aço (Equação A.4).

$$N_{cf} = t_c \times b \left(0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \quad (\text{A.4})$$

A força N_{cf} é menor que N_{pa} , já que a compressão dentro das nervuras é desprezada, por simplicidade. Não existe uma forma simplificada para determinação da posição da linha neutra nesse caso, em virtude das propriedades da fôrma de aço. A força de tração na fôrma é decomposta (como mostrado na Figura A.3), em uma força na parte inferior (N_{ac}) e uma força N_a , onde:

$$N_a = N_{cf} \quad (\text{A.5})$$

$$N_{pa} = \frac{A_p f_{yp}}{\gamma_{ap}} \quad (\text{A.6})$$

As relações M_{pr}/M_{pa} e N_{cf}/N_{pa} dependem da fôrma; isolando-se o momento de plastificação total da fôrma de aço (M_{pr}) tem-se a Equação A.7.

$$M_{pr} = 1,25 \times M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \right) \leq M_{pa} \quad (\text{A.7})$$

O momento fletor positivo resistente de cálculo (M_{Rd}) é calculado como apresentado na Equação (A.8).

$$M_{Rd} = N_{cf} y + M_{pr} \quad (\text{A.8})$$

Como é possível ver na Figura A.3, y é o braço de alavanca (Equação A.9).

$$y = h_t - 0,5t_c - e_p + (e_p - e) \times \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \quad (\text{A.9})$$

onde:

t_c : altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço;

h_t : altura total da laje, incluindo a fôrma e o concreto;

e : distância do centro geométrico da área efetiva da fôrma à sua face inferior;

e_p : distância da linha neutra plástica da seção efetiva da fôrma à sua face inferior;

M_{pr} : momento de plastificação da fôrma de aço, reduzido pela presença da força axial, dado conforme Equação A.7;

M_{pa} : momento de plastificação total da fôrma de aço, considerando sua seção efetiva, dividido por $\gamma_{a1}=1,10$.

Na maioria dos casos a linha neutra situa-se acima da fôrma de aço; em fôrmas mais profundas pode acontecer da linha neutra se localizar na fôrma de aço. Quando existir armadura positiva adicional esta deverá ser considerada no cálculo.

Além disso, é preciso também garantir a não ocorrência de instabilidade local na fôrma de aço preenchida com concreto. Dessa forma, devemos garantir que todos os elementos presentes no perfil da fôrma, havendo ou não moessa, devem atender às Equações A.10 e A.11.

$$b_F \leq \frac{26,49 \times \sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{(13\alpha - 1)} \times t_F, \text{ quando } \alpha \geq 0,5 \quad (\text{A.10})$$

$$b_F \leq \frac{2,40 \times \sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{\alpha} \times t_F, \text{ quando } \alpha < 0,5 \quad (\text{A.11})$$

onde:

α : relação entre a largura da parte comprimida e a largura plana do elemento;

t_F : espessura da fôrma de aço.

A.1.2. Momento fletor negativo resistente

Sobre apoios intermediários de lajes contínuas, em regiões de momento negativo, a laje mista deve ser considerada como uma laje de concreto armado. Por simplicidade, a área da fôrma de aço comprimida é desprezada e o esforço resistente é obtido pela seção de concreto comprimida e a armadura tracionada. A armadura adicional necessária para o momento

negativo deve obedecer às prescrições da ABNT NBR 6118:2014 para o concreto de densidade normal. O momento fletor negativo resistente pode ser obtido como apresentado na Equação A.12.

Figura A.4 - Distribuição de tensões para momento negativo (EN 1994 Parte 1-2 (2005))

$$M_{Rd,pl} = A_s \times f_{sd} \times z \quad (A.12)$$

A.1.3. Cisalhamento longitudinal

Para fôrmas de aço que dependem do atrito e intertravamento para transmitir o cisalhamento longitudinal, não há modelo conceitual satisfatório. Isso conduz ao desenvolvimento dos métodos de interação parcial m-k, que se baseiam em ensaios para avaliar a conexão ao cisalhamento, ou valores *shear bond* (Hicks, 2008). Os ensaios consistem em dois grupos de lajes mistas submetidas a dois carregamentos concentrados aplicados a uma distância L_s a partir dos apoios, buscando representar o que ocorreria em um piso após um determinado período de tempo e vários ciclos de carregamento.

O método m-k, a partir dos resultados obtidos nos ensaios, permite a determinação da força cortante resistente de cálculo das lajes mistas de aço e concreto ($V_{l,Rd}$) conforme Equação A.13. Lembrando-se que essa equação é relativa a 1.000 mm de largura e a força cortante é calculada em Newton.

$$V_{l,Rd} = \frac{b \times d_F \left[\left(\frac{m \times A_{F,ef}}{b \times L_s} \right) + k \right]}{\gamma_{sl}} \quad (A.13)$$

d_F : distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma (mm);

b : largura unitária da laje, igual a 1000 mm;

L_s : vão de cisalhamento;

m e k : constantes empíricas (N/mm^2);

$A_{F,ef}$: área da seção efetiva da fôrma, correspondente a 1000 mm;

γ_{sl} : coeficiente de ponderação da resistência.

Figura A.5 - Dimensões da fôrma de aço e da laje de concreto (ABNT NBR 8800:2008)

O vão de cisalhamento (L_s) deve ser definido de acordo com os seguintes critérios:

- $L_F/4$ para carregamentos uniformemente distribuídos, sendo L_F o vão teórico na direção das nervuras da laje;
- A distância entre uma força e o apoio mais próximo, para duas forças concentradas simétricas;
- A relação entre o maior momento e a maior reação de apoio.

O método semi-empírico m - k tem se mostrado uma ferramenta adequada para dimensionamento de lajes mistas com fôrma de aço para pequenos vãos e fôrmas de comportamento frágil. Para explorar totalmente o comportamento de fôrmas dúcteis, com mossas e maiores vãos, é necessário utilizar o método de interação parcial.

O método de interação parcial, apresentado no EN 1994 Parte 1-1 (2005), permite a avaliação teórica da contribuição da ancoragem de extremidade (*stud bolt*) e armaduras longitudinais, o que aumenta a capacidade resistente ao cisalhamento longitudinal (Johnson, 2008). Por ser fundamentado em um modelo analítico (similar ao de vigas mistas com conectores dúcteis),

ele permite determinar o grau de interação ao cisalhamento longitudinal entre a fôrma de aço e o concreto em lajes mistas com comportamento dúctil.

A.1.4. Cisalhamento vertical

Ensaaios têm mostrado que o cisalhamento vertical (Johnson, 2008) ocorre principalmente na região das nervuras. Os métodos de dimensionamento baseiam-se nos procedimentos utilizados na verificação de cisalhamento em vigas T de concreto armado. A força cortante vertical resistente de cálculo do concreto ($V_{Rd,vc}$) pode ser determinada a partir da Equação A.14.

$$V_{Rd,vc} = \frac{1000 \times \tau_{Rd} \times k_v \times (1,2 + 40\rho) \times A_v}{b_n} \quad (A.14)$$

A força cortante resistente de cálculo das lajes mistas de aço e concreto ($V_{v,Rd}$) deve ser calculada a partir da Equação A.15. Lembrando-se que essa equação é relativa a 1000 mm de largura e a força cortante é calculada em Newton.

$$V_{v,Rd} = V_{v,F,Rd} + V_{v,c,Rd} \leq V_{max} \quad (A.15)$$

onde:

$V_{v,F,Rd}$: força cortante vertical resistente de cálculo do perfil de aço;

V_{max} : limite da força cortante (Equação A.16).

$$V_{max} = \frac{1000 \times 0,285 \times (f_{ck})^{1/2} \times A_v}{b_n} \quad (A.16)$$

ρ é um coeficiente que permite uma pequena contribuição da fôrma de aço, dado na Equação A.17. Já k_v (Equação A.18) permite o acréscimo na resistência devido ao confinamento do concreto.

$$\rho = \frac{A_s}{A_v} \leq 0,02 \quad (A.17)$$

$$k_v = \begin{cases} \left(1,6 - \frac{d}{1000}\right) \geq 1,0 (\text{armadura de tração longitudinal}) \\ 1,0 (\text{demais casos}) \end{cases} \quad (\text{A.18})$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{\eta \times f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$\eta = 0,3 + 0,7 \times \left(\frac{\rho_c}{2} \times 400\right)$$

A_v : área resistente do concreto (mm^2);

A_s : área da seção da armadura longitudinal de tração referente à A_v (mm^2);

d : distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da armadura longitudinal de tração (mm);

b_n : largura entre duas nervuras consecutivas (mm);

ρ_c : massa específica do concreto (kg/m^3), não podendo ultrapassar 2400 kg/m^3 ;

$f_{ctk,inf} = 0,21 \times f_{ck}^{2/3}$: resistência à tração direta característica inferior do concreto (MPa).

A.1.5. Punção

A punção é crítica em casos de lajes pouco espessas submetidas a ações concentradas. A verificação é feita de forma análoga à de lajes maciças de concreto. A partir da seção de aplicação do carregamento, com um ângulo de 45° , é determinado um perímetro crítico, que é definido como uma laje de concreto armado. A força cortante resistente de cálculo à punção de uma força concentrada, $V_{p,Rd}$, pode ser calculada por meio da Equação A.19.

$$V_{p,Rd} = u_{cr} \times d_1 \times \tau_{Rd} \quad (\text{A.19})$$

onde:

$$d_1 = \frac{d_F + t_c}{2}$$

$$\tau_{Rd} = 0,13 \times k_p \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3} \geq 0,30 \times f_{ctd}$$

$$k_p = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} \leq 2,0$$

$$\rho = \sqrt{\rho_F \times \rho_s} \leq 0,02$$

u_{cr} : perímetro crítico (mm, ver Figura A.6);

$$u_{cr} = C_p t_c$$

$$C_p = 2\pi t_c + 2(2d_F + b_1 - 2t_c) + 2b_p + 8h_r$$

d_F : distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma (mm);

t_c : altura da laje de concreto acima da parte superior da fôrma de aço (mm);

ρ_F e ρ_s : taxas de armadura nas direções longitudinal e transversal à fôrma;

$$\rho_F = \frac{A_F + A_{sl}}{d_F \times (b_p + 2h_r + 3d_F)}$$

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{t_c \times (b_1 + 2h_r + 3d_F)}$$

A_F : área da seção da fôrma de aço, referente à largura $(b_p + 2h_r + 3d_F)$;

A_{sl} : área da armadura longitudinal, referente à largura $(b_p + 2h_r + 3d_F)$;

A_{st} : área da armadura transversal, referente à largura $(b_p + 2h_r + 3d_F)$;

b_p e b_1 : ver Figura A.6;

h_r : altura do revestimento da laje.

Figura A.6 - Perímetro crítico para punção (ABNT NBR 8800:2008)

A.1.6. Fissuração do concreto

A face inferior da laje de concreto é protegida pela fôrma de aço. A fissuração ocorrerá na face superior, onde a laje for contínua sobre uma viga de apoio. As regiões de momento negativo devem ter seu Estado-Limite de Fissuração verificado pela ABNT NBR 6118:2014, quando usado concreto de densidade normal. Na ausência de especificações para algum caso, deve-se recorrer novamente ao EN 1992 Parte 1-1 (2004).

Nas lajes mistas de aço e concreto, calculadas como simplesmente apoiadas, deve-se prever armadura para combater os efeitos de retração e temperatura, essa com área maior ou igual a 0,1 % da área de concreto acima da face superior da fôrma. A localização ideal dessa armadura é a 20 mm da parte superior da laje. O EN 1994 Parte 1-1 (2005) prevê que essa armadura não deve ser menor a 0,2 % da área de concreto acima da face superior da fôrma para estruturas não escoradas, e 0,4 % para estruturas escoradas.

Atenção especial deve ser dada aos locais da laje onde possa haver tendência de continuidade dos elementos estruturais, tais como a ligação de vigas secundárias com vigas principais ou pilares, pois essas regiões tendem a sofrer fissuração.

A.1.7. Deslocamento Vertical

Onde as lajes mistas forem dimensionadas como simplesmente apoiadas e não ocorra o uso de forro falso, a flecha pode governar o deslocamento vertical. Segundo Johnson (2008), o deslocamento aceitável seria mais um problema para o cliente do que para o projetista.

Sendo L_F o vão teórico da laje, tem-se que seu deslocamento vertical não pode ultrapassar $L_F/350$, sendo que são considerados apenas os efeitos das ações variáveis.

A.1.8. Forças concentradas ou lineares

Quando existirem forças concentradas ou lineares, paralelas às nervuras presentes na fôrma de aço, que forem suportadas pela laje, elas podem ser consideradas como distribuídas em uma

largura b_m , medida imediatamente acima do topo da fôrma, de acordo com a Figura A.7 e a Equação A.20.

$$b_m = b_p + 2 \times (t_c + h_r) \quad (\text{A.20})$$

onde:

b_p : largura da força concentrada perpendicular ao vão da laje;

t_c : altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço;

h_r : altura do revestimento da laje.

No caso de existirem forças perpendiculares às nervuras da fôrma de aço também é possível utilizar a Equação A.20, desde que a largura b_p seja considerada como o comprimento da força linear.

Figura A.7 - Distribuição dos carregamentos concentrados ou lineares

Para o cálculo da resistência deve ser determinada uma largura efetiva (b_{em}) que irá suportar todo o carregamento:

➤ Momento fletor e cisalhamento longitudinal:

Vigas biapoiadas e vãos extremos de lajes contínuas:

$$b_{em} = b_m + 2L_p \left(1 - \frac{L_p}{L_F} \right)$$

Tramos internos de lajes contínuas:

$$b_{em} = b_m + 1,33L_p \left(1 - \frac{L_p}{L_F}\right)$$

➤ Para cisalhamento vertical:

$$b_{ev} = b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L_F}\right)$$

onde:

L_p : distância do centro do carregamento até o apoio mais próximo;

L_F : vão teórico da laje na direção das nervuras.

O valor máximo para b_m e b_{ev} é $2700 \times \left[\frac{t_c}{h_F + t_c}\right]$ (em mm). Esse limite máximo estabelecido não se aplica a carregamentos lineares perpendiculares às nervuras e para casos onde a armadura de distribuição for igual ou superior a 0,2 % da área do concreto acima da fôrma de aço.

Para a consideração da distribuição de carregamento como descrito anteriormente, deve-se prever uma armadura de distribuição que resista ao momento apresentado na Equação A.21.

$$M_{Rd} = \frac{F_d(b_{em} \text{ ou } b_{ev})}{15w} \quad (\text{A.21})$$

o que for aplicável, com

$$w = \frac{L_F}{2} + b_1 \leq L_F$$

onde:

F_d : força concentrada de cálculo;

b_1 : largura da força concentrada na direção paralela ao vão da laje;

b_{em} , b_{ev} : ver Figura A.7.

Na ausência de armadura de distribuição, deve-se considerar a largura b_m como efetiva no caso de carregamento linear perpendicular ao vão e adotar armadura de 0,15 % da área de concreto acima da nervura.

A.2. Dimensionamento de vigas mistas conforme ABNT NBR 8800:2008

De maneira geral a análise de vigas mistas é dividida em dois tipos:

- Análise plástica;
- Análise elástica.

A análise plástica assume que os elementos atinjam sua capacidade total, sendo necessário que possuam determinada rigidez para que seja possível a distribuição dos esforços internos ao longo de sua seção. A análise elástica assume que ocorre a variação linear dos esforços ao longo da seção. Assim, uma seção homogeneizada é calculada para a viga de aço e são determinados os esforços solicitantes.

A.2.1. Interação completa e interação parcial

Para a determinação de F_{hRd} – força cortante resistente de cálculo - toma-se o menor valor entre os apresentados nas Equações A.22 (Queiroz et al., 2010, Figura A.8).

$$R_{cd} = \frac{f_{ck} k_c \theta b t_c}{1,4} \text{ (esforço resistente de cálculo da laje à compressão)} \quad (\text{A.22})$$

$$R_{td} = \frac{A_g k_s \theta f_y}{1,1} \text{ (esforço resistente de cálculo do perfil à tração)}$$

onde:

A_g : área da seção do perfil de aço;

t_c : espessura do concreto acima da nervura.

Figura A.8 - Determinação de F_{hRd}

A interação é considerada completa quando é verificada a Equação A.23, e será parcial em caso contrário (Equação A.24, Queiroz et al., 2010).

$$\sum Q_{Rd} \geq F_{hRd} \quad (\text{A.23})$$

$$\sum Q_{Rd} < F_{hRd} \quad (\text{A.24})$$

Onde Q_{Rd} é soma dos esforços resistentes de cálculo dos conectores entre a seção de momento nulo e a seção de momento positivo máximo.

A.2.2. Determinação de propriedades elásticas

- Módulo de elasticidade do concreto para ações de curta duração

O módulo de elasticidade do concreto pode ser determinado conforme Equação A.25, extraída da ABNT NBR 6118:2014 (E_c e f_{ck} em MPa).

$$E_c = 4760 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{A.25})$$

A Figura A.9 apresenta a distribuição das tensões e deformações na seção transversal da viga mista, com base na permanência da seção plana, supondo que a linha neutra elástica (LNE) esteja fora da laje de concreto.

A razão modular (α_F) pode ser definida como apresentado nas Equações A.26 para ações de curta e longa duração (ANBT NBR 8800:2008).

$$\alpha_E = E/E_c \text{ (ações de curta duração)} \quad (\text{A.26})$$

$$\alpha_E = 3E/E_c \text{ (ações de longa duração)}$$

Figura A.9 - Distribuição de tensões e deformações no regime elástico (CBCA, 2010)

A largura transformada da seção (b_{tr}) pode ser determinada como apresentado na Equação A.27 (Queiroz et al., 2010).

$$b_{tr} = b/\alpha_E \quad (\text{A.27})$$

Onde b é a largura efetiva da laje.

No caso de a linha neutra elástica (LNE) cortar a laje, determina-se a espessura comprimida da laje (a) conforme Equação A.28, igualando-se os momentos estáticos das áreas de concreto e do perfil de aço da LNE (Figura A.10, Queiroz et al., 2010).

Figura A.10 - LNE na laje (CBCA, 2010)

$$a = \frac{\sqrt{A_g^2 + 2b_{tr}A_gw - A_g}}{b_{tr}}, \text{ com } w = \frac{d}{2} + h_f + t_c \quad (\text{A.28})$$

onde:

d : cobrimento da armadura;

h_f : altura da nervura;

t_c : espessura de concreto acima da nervura;

b_{tr} : largura transformada da seção (Equação A.27, Queiroz et al., 2010)

A posição da linha neutra elástica LNE pode ser determinada como apresentado na Equação A.29 (Queiroz et al., 2010).

$$y_0 = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} \quad (\text{A.29})$$

O momento de inércia da seção transformada é determinado conforme Equação A.30 (Queiroz et al., 2010).

$$I_{tr} = \sum A_i y_i^2 + \sum I_{ox} - (\sum A_i) y_0^2 \quad (\text{A.30})$$

onde:

I_{0x} : momento de inércia da seção de concreto:

$$I_{0x} = b_{tr} t_c^3 / 12$$

O módulo resistente elástico da seção transformada é apresentado na Equação A.31 (Queiroz et al., 2010).

$$W_{tr} = I_{tr} / (y_0 + \frac{d}{2}) \quad (\text{A.31})$$

A.2.3. Interação parcial

Na ocorrência de interação parcial, as propriedades da seção transformada devem ser reduzidas como apresentado na sequência. O momento de inércia efetivo da seção mista deve ser obtido pela homogeneização teórica da seção, conforme apresentado na Equação A.32 (Queiroz et al., 2001).

$$I_{ef} = I_a + (I_{tr} - I_a) \sqrt{\eta} \quad (\text{A.32})$$

Onde I_a é o momento de inércia do perfil de aço.

$$\eta = \sqrt{C_{cd} / R_{td}}$$

Onde C_{cd} é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto. Já o módulo resistente elástico efetivo pode ser determinado conforme a Equação A.33 (Queiroz et al., 2010).

$$W_{ef} = W_a + (W_{tr} - W_a)\sqrt{\eta} \quad (\text{A.33})$$

Onde W_a é o módulo resistente elástico do perfil de aço.

A.2.4. Determinação do esforço resistente de cálculo da seção à plastificação pelo momento fletor

A relação largura/espessura da alma para que o momento de plastificação total da seção seja atendido deve atender à verificação a seguir apresentada (ABNT NBR 8800:2008).

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

onde:

h_w : altura da alma do perfil de aço;

t_w : espessura do perfil de aço;

E : módulo de elasticidade do perfil de aço;

f_y : resistência ao escoamento do aço.

A.2.5. Interação completa

a) Posição da linha neutra plástica (LNP)

Considerando os valores de R_{cd} e R_{td} calculados anteriormente:

➤ Se $R_{cd} \geq R_{td} \rightarrow \text{LNP corta a laje}$ (Figura A.11)

Por equilíbrio (Queiroz et al., 2010):

$$\frac{f_{ck}k_{c,\theta}ba}{1,4} = \frac{A_g f_y k_{y,\theta}}{1,1} \rightarrow a = (A_g f_y k_{y,\theta} / 1,1) / \left(\frac{f_{ck}k_{c,\theta}b}{1,4} \right)$$

Figura A.11 - LNP na laje (Queiroz et al., 2010)

➤ Se $R_{cd} < R_{td} \rightarrow$ LNP corta o perfil

Se

$$(A_g - A_f) \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} \geq A_f \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} + \frac{f_{ck} k_{c,\theta}}{1,4} b t_c \rightarrow \text{LNP corta a alma (Figura A.12)}$$

Se

$$(A_g - A_f) \frac{f_y k_{s,\theta}}{1,1} < A_f \frac{f_y k_{s,\theta}}{1,1} + \frac{f_{ck} k_{c,\theta}}{1,4} b t_c \rightarrow \text{LNP corta a mesa superior (Figura A.13)}$$

Onde A_f é a área da mesa do perfil de aço e b é a largura efetiva da laje.

Figura A.12 - LNP na alma (Queiroz et al., 2010)

Figura A.13 - LNP na mesa superior (Queiroz et al., 2010)

Por equilíbrio (Queiroz et al., 2010):

$$\begin{aligned} \frac{f_{ck}k_{c,\theta}}{1,4}bt_c + A_f \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} + x_1 t_w \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} = \\ A_f \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} + (h_w - x_1)t_w \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} \text{ (determinação de } x_1) \end{aligned} \quad (\text{A.34})$$

Por equilíbrio (Queiroz et al., 2010):

$$\begin{aligned} \frac{f_{ck}k_{c,\theta}}{1,4}bt_c + b_f x_2 \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} = \\ b_f(t_f - x_2) \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} + (A_g - A_f) \frac{f_y k_{y,\theta}}{1,1} \text{ (determinação de } x_2) \end{aligned} \quad (\text{A.35})$$

Nas Equações A.34 e A.35, as dimensões b_f , t_f , h_w , t_w podem ser verificadas na Figura A.9.

A resistência de cálculo da seção à plastificação pelo momento fletor (M_{pl}) pode ser determinada conforme apresentado a seguir, após a determinação da posição da LNP.

$$M_{pl} = \sum F_{id} y_i$$

onde:

F_{id} : força de cálculo no centro do elemento retangular i de aço ou concreto, sujeito a tensão constante, igual à área do elemento multiplicada pela tensão de cálculo aplicável;

y_i : distância de F_{id} até a LNP.

B. APÊNDICE - ESTUDO DE CASO DE PAINEL DE LAJE MISTA DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

B.1. Introdução

Com o intuito de comparar resultados, neste item será realizado o dimensionamento como recomendado pela ABNT NBR 14323:2013 para uma laje mista com vigas revestidas para TRRF de 90 min, empregando o método de Bailey retirando-se o revestimento de algumas vigas secundárias e substituindo-se as armaduras e por meio de modelagem utilizando o programa de computador Vulcan versão 10.12.0. Para as duas últimas verificações se admitirá que algumas vigas secundárias não recebam revestimento. Para esse estudo, optou-se por usar uma laje mista existente (Figura B. 1).

Figura B. 1 - Planta do mezanino

Será analisado um piso misto de um mezanino de 21,46 m por 6,20 m, com vigas transversais a cada 2,68 m. A Figura B. 2 apresenta respectivamente a seção do mezanino e da laje mista, conforme projeto. As Figura B. 3 e Figura B. 4 apresentam fotos do mezanino já executado.

Figura B. 2 - Mezanino

A laje tem altura total de 130 mm. Possui fôrma trapezoidal de aço incorporada *Steel Deck* MF-75 (nervura de 75 mm de altura, espessura de 1,25 mm, aço ZAR-280 - $f_y = 280$ MPa). Apesar de o catálogo da Metform indicar que a laje de 130 mm é adequada para lajes de forro, a estrutura foi verificada em situação de incêndio. Entende-se que a orientação do fabricante consiste em uma disposição construtiva, e a laje de 130 mm será considerada como piso. Foi executada com concreto de densidade normal e resistência característica à compressão de 35 MPa.

Os demais materiais empregados na estrutura foram os seguintes: perfis, chapas e barras: aço ASTM – A36; tubos: ASTM – A120; armaduras superiores (negativas): ϕ 8 c/ 19, aço CA50; armaduras inferiores (positivas): 2 Φ 8 (100 mm^2) por nervura aço CA50. A soma das armaduras positivas e negativas ($264,42 + 364,96 = 629,38 \text{ mm}^2/\text{m}$ resulta $629,4 \text{ mm}^2/\text{m}$, todas dispostas paralelamente às nervuras. Para o método de Bailey e programa Vulcan essa disposição não será possível, exigindo estudo de outras alternativas de armaduras.

A Figura B. 5 apresenta o modelo simplificado da laje. Para a análise via Vulcan foram incorporadas ao modelo as vigas das escadas que contribuirão para o equilíbrio do mezanino, e não foi considerada a fôrma de aço no modelo.

Figura B. 3 - Mezanino em execução

Figura B. 4 - Mezanino executado

Figura B. 5 - Mezanino - Piso misto de 21,46 m por 6,20 m

B.2. Verificação conforme ABNT NBR 14323:2013

A seguir é apresentada a verificação da laje mista de acordo com a ABNT NBR 14323:2013 utilizando armaduras $\Phi 8$ c/ 19 (face superior da laje) e 2 $\Phi 8$ por nervura, conforme pode ser observado na Figura B.2b. As equações foram apresentadas no capítulo 4 deste trabalho.

B.2.1. Isolamento e estanqueidade

Segundo a ABNT NBR 14323:2013, uma laje mista tem a estanqueidade garantida pela presença da fôrma de aço. Para que seja atendido o critério de isolamento térmico, a espessura efetiva da laje, h_{ef} , deve ser maior ou igual ao valor fornecido na norma brasileira em função do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF). Para $TRRF = 90$ min, $h_{ef} \geq 100$ mm. Na equação a seguir é determinado o valor de h_{ef} , sendo que os parâmetros geométricos usados são definidos nas Figuras B.2b e B.6.

$$h_{ef} = t_c + \frac{h_F}{2} \left(\frac{b_1 + b_b}{b_1 + b_2} \right) = 55 + \frac{75}{2} \frac{(155 + 119)}{(155 + 115)} = 93 \text{ mm}$$

Figura B. 6 - Dimensões da seção transversal da laje (ABNT 14323:2013)

Figura B. 7 - Posição geométrica da armadura

No entanto, deve ser considerado que há um revestimento sobre a laje com espessura de 70 mm. Dessa forma, o critério de isolamento térmico é atendido.

B.2.2. Condição de segurança

Para a segurança em situação de incêndio ser verificada, deve-se ter: $q_{fi,Sd} \leq q_{fi,Rd}$. Para laje com armaduras negativas nos dois apoios e armadura positiva, tem-se a condição necessária indicada na Equação B.1, válida para o último vão da laje contínua.

$$q_{fi,Sd} \frac{L^2}{8} \leq q_{fi,Rd} \frac{L^2}{8} = M_{fi,Rd}^+ + 0,45M_{fi,Rd}^- \text{ ou } q_{fi,Sd} \leq q_{fi,Rd} = \frac{(8M_{fi,Rd}^+ + 3,6M_{fi,Rd}^-)}{L^2} \quad (B.1)$$

O valor característico do carregamento é constituído pelos pesos próprios da laje mista, das vigas de aço (de maneira simplificada) e do revestimento, iguais a 2,33 kN/m², 1,47 kN/m² e 2,00 kN/m², e sobrecarga de 5,00 kN/m², considerada pelo Metrô de São Paulo para áreas de acesso ao público.

Para determinar o valor de cálculo em incêndio, emprega-se a combinação excepcional de ações com os fatores de ponderação γ_g igual a 1,10 para o peso próprio de estruturas metálicas, 1,15 para estruturas pré-moldadas e moldadas no local e elementos construtivos

industrializados, 1,20 de elementos construtivos industrializados com adições “in loco”, e γ_q igual a 0,28, fator de ponderação das ações decorrentes do uso (elevadas concentrações de pessoas). Para obtenção do carregamento uniformemente distribuído na laje tem-se:

$$q_{fi,sd} = [1,10(1,47) + 1,15(2,33) + 1,20(2,00) + 0,28(5,00)] \\ = 8,10 \text{ kN/m}^2$$

B.2.3. Determinação do momento positivo resistente

A força proporcionada pela armadura positiva é igual ao produto de sua área pela resistência ao escoamento do aço à temperatura θ_s dada pela Equação B.2.

$$\theta_s = c_0 + c_1 \frac{u_{f3}}{h_F} + c_2 z + c_3 \frac{A}{L_r} + c_4 \alpha + \frac{c_5}{b_2} \quad (\text{B.2})$$

Os fatores c_i são apresentados na Tabela B.1. As características geométricas da armadura e laje mista são apresentadas na Tabela B.2.

Tabela B. 1 - Coeficientes c_0 a c_5 – Determinação da temperatura na armadura (ABNT NBR 14323:2013)

$c_0(^{\circ}\text{C})$	$c_1(^{\circ}\text{C})$	$c_2(^{\circ}\text{C}.\text{mm}^{0,5})$	$c_3(^{\circ}\text{C}.\text{mm}^{-1})$	$c_4(^{\circ}\text{C}/^{\circ})$	$c_5(^{\circ}\text{C}.\text{mm})$
1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267

Tabela B. 2 - Características geométricas da armadura e laje mista

u_{f1}	45 mm	b_b	155 mm	t_c	55 mm
u_{f2}	84 mm	b_1	119 mm	h_F	75 mm
u_{f3}	30 mm	b_2	115 mm		

A partir das equações e tabelas fornecidas no capítulo 4 deste trabalho, determinam-se:

$$\frac{A}{L_r} = 37,60 \text{ mm} \quad \alpha = 76,50^{\circ} \quad \frac{1}{z} = 0,439 \quad \theta_s = 600^{\circ}\text{C}$$

A partir da Tabela 2 da ABNT NBR 15200:2012 tem-se, para $\theta_s = 600^{\circ}\text{C}$, $k_{s,\theta} = 0,47$.

A determinação de $M_{fi,Rd}^+$ é feita de forma iterativa. A fôrma de aço não será considerada no dimensionamento, já que atingirá elevadas temperaturas e o fator de redução da resistência ao

escoamento será próximo de zero. Na primeira interação, considera-se a seção de concreto à temperatura ambiente (Figura B.8).

Figura B. 8 - Diagrama de forças para o momento positivo

$$\begin{aligned} M_{fi,Rd}^+ &= N_s^+ \left(d - \frac{y_f^+}{2} \right) = f_y \times A_s^+ \times k_{s,\theta} \left(d - \frac{y_f^+}{2} \right) \\ &= 500 \times 365 \times 0,47 \left(130 - 30 - 12,52 - \frac{12,52}{2} \right) \\ &= 6.966.645 \text{ Nmm/m} \\ &= 6,97 \text{ kNm/m (concreto em temperatura ambiente)} \end{aligned}$$

A seguir são apresentadas as interações realizadas para determinação de $M_{fi,Rd}^+$ considerando a variação da temperatura na seção de concreto, com auxílio da tabela A.1 da ABNT NBR 14323:2012 e tabela 1 da ABNT NBR 15200:2012.

1ª interação: $y_f^+ = 12,52 \text{ mm}$

Segundo a tabela A.1 (fatia 14), a temperatura para TRRF = 90 min vale 160 °C. Por interpolação pela tabela 1 da ABNT NBR 15200:2012 determina-se $k_{c,\theta} = 0,97$.

$$2^{\text{a}} \text{ interação: } y_f^+ = \frac{f_y \times A_s^+ \times k_{s,\theta}}{f_{cd} \times b_f \times k_{c,\theta}} = \frac{500 \times 365 \times 0,47}{25 \times 274 \times 0,97} = 12,91 \text{ mm}$$

Recalculando o momento positivo $M_{fi,Rd}^+$, considerando variação de temperatura na seção de concreto, tem-se:

$$M_{fi,Rd}^+ = f_y \times A_s^+ \times k_{s\theta} \left(d - \frac{y_f^+}{2} \right) = 500 \times 365 \times 0,47 \left(130 - 30 - 12,91 - \frac{12,91}{2} \right) = 6.916.467 \text{ N mm/m} = 6,92 \text{ kN m/m}$$

(considerando variação de temperatura na seção de concreto)

É possível constatar que a consideração da temperatura na seção de concreto não afetou de maneira significativa o valor de $M_{fi,Rd}^+$.

B.2.4. Determinação do momento negativo resistente

A força de tração proporcionada pela armadura negativa é determinada à temperatura ambiente como $N_s^- = A_s^- f_y$. O momento negativo resistente de cálculo é obtido utilizando-se uma seção transversal reduzida, desprezando-se a parte da seção com temperatura superior à temperatura-limite, θ_{lim} (Equação B.3), com d_0 , d_1 , d_2 , d_3 e d_4 dados na Tabela B.3. A capacidade resistente da parte restante pode ser tomada a 20 °C.

$$\theta_{lim} = d_0 + d_1 N_s^- + d_2 \frac{A}{L_r} + d_3 \emptyset + d_4 \frac{1}{b_2} \quad (\text{B.3})$$

Tabela B. 3 - Coeficientes d_0 a d_4 – Determinação da temperatura-limite (ABNT NBR 14323:2013)

$d_0(^{\circ}\text{C})$	$d_1(^{\circ}\text{C}.N)$	$d_2(^{\circ}\text{C}.mm)$	$d_3(^{\circ}\text{C})$	$d_4(^{\circ}\text{C}.mm)$
1055	-0,00022	-9,91	-154	-1990

A isoterma para temperatura-limite pode ser determinada com base em quatro pontos característicos (Figura B.9), cujas coordenadas são dadas pelas Equações B.4. Na Tabela B.2 são fornecidas as informações geométricas necessárias à verificação.

Figura B. 9 - Seção transversal da laje (ABNT NBR 14323:2013)

Pela Equação B.3, a temperatura da isoterma-limite vale: $\theta_{lim} = 535,0 \text{ } ^\circ\text{C}$. Para $\alpha = 76,50 \text{ } ^\circ\text{C}$ e das Equações B.4 tem-se:

$$x_1 = 0 \quad x_3 = \frac{b_b}{2} - \frac{b}{\text{sen } \alpha} = 56,59 \text{ mm} \quad (\text{B.4})$$

$$y_1 = \frac{1}{\left(\frac{1}{z_0} - \frac{4}{\sqrt{b_b + b_2}}\right)^2} = 21,39 \text{ mm} \quad y_3 = h_F = 75 \text{ mm}$$

$$x_2 = \frac{b_1}{2} + y_1 \left(\frac{\cos \alpha - 1}{\text{sen } \alpha}\right) = 42,64 \text{ mm} \quad x_4 = \frac{b_b}{2} + \frac{b_2}{2} = 135 \text{ mm}$$

$$y_2 = y_1 = 21,39 \text{ mm} \quad y_4 = h_F + b = 95,33 \text{ mm}$$

$$b = \frac{b_b}{2} \text{sen } \alpha \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 - 4a + c}}{a}\right) = 20,33 \text{ mm}$$

$$a = \left(\frac{1}{z_0} - \frac{1}{\sqrt{h_F}}\right)^2 b_b \text{sen } \alpha = 17,85 \text{ mm}$$

$$c = -8(1 + \sqrt{1 + a}) \text{ para } a \geq 8 = -42,74 \text{ mm}$$

O valor de z_0 deve ser determinado como "z" da Equação B.2, substituindo-se θ_s por θ_{lim} e $\frac{u_{f3}}{h_2} = 0,75$.

A força de tração na armadura negativa, lembrando-se que $\phi 8 \text{ c}/19$ (para $b_f = 274 \text{ mm}$, $A_s = 72,49 \text{ cm}^2$), vale: $N_s^- = A_s^- f_y = 72,49 \times 500 = 36.245 \text{ N}$.

Conhecida a isoterma-limite, por tentativas, determina-se y_f (Figura B.9b) com o equilíbrio entre forças N_s^- e de compressão no concreto (inferior): $y_f = 78,61 \text{ mm}$.

Portanto:

$$M_{fi,Rd}^- = N_s^- y_f = 36.245 \times 78,61 = 2.849.097 \text{ N mm} = 2,85 \text{ kN m}$$

B.2.5. Verificação da segurança

Com $L = 2,68 \text{ m}$, determina-se o valor da força resistente $q_{fi,Rd}$ em situação de incêndio, que deve ser maior do que o $q_{fi,Sd} = 8,10 \text{ kN/m}^2$.

$$q_{fi,Sd} \leq q_{fi,Rd} = \frac{(8 \times 6,92 + 3,6 \times 2,85)}{2,68^2} = 9,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow 8,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 9,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dessa forma, conclui-se que a segurança da laje do mezanino com armadura positiva 2 ϕ 8/nervura e negativa ϕ 8 c/ 19 com vigas primárias e secundárias revestidas é verificada para a situação de incêndio com base no método simplificado recomendado pela ABNT NBR 14323:2013.

B.3. Verificação pelo método de Bailey

B.3.1. Efeito de membrana

Bailey e Moore (2000, 2000a) mostraram que lajes mistas armadas, retangulares ou quadradas, verticalmente suportadas em seus vértices e submetidas a deslocamentos verticais consideráveis, têm a habilidade de desenvolver o efeito de membrana no interior da laje e assim suportar carregamentos adicionais aos calculados pelos procedimentos clássicos de dimensionamento de laje sob flexão. Para tanto, todo o piso deve ser dividido em painéis de lajes, com cada painel incorporando certo número de vigas sem revestimento. O contorno de cada painel tem de ser suportado verticalmente, durante o incêndio, usando vigas principais revestidas ou vigas que tenham sido projetadas para suportar o carregamento aplicado em situação de incêndio.

Na Figura B.10, representa-se o comportamento do painel de laje ao ser aquecido. O modo final do comportamento, conforme a capacidade da viga mista tende a zero, é devido à laje simplesmente apoiada em duas direções, abrangendo todo o carregamento aplicado. Em situação de incêndio, as vigas metálicas de apoio, que controlam o padrão das charneiras plásticas, têm sua capacidade resistente continuamente reduzida.

Isso resultará na mudança do comportamento, com incremento da temperatura e mudanças contínuas no comportamento e no efeito de membrana. Para a capacidade resistente do sistema devido à laje mista, tem-se a formação de um anel de compressão nas bordas da viga devido ao momento negativo, enquanto na região central ocorre tração (Figura B.11).

Figura B. 10 - Comportamento da laje mista com a temperatura (Fakury et al., 2004)

Figura B. 11 - Membrana

B.3.2. Aplicação do método de Bailey

Não é possível a verificação a partir do método de Bailey do mezanino original por duas razões: a primeira é que ele não apresenta armadura em ambas as direções, um pré-requisito para desenvolvimento da ação de membrana; a segunda razão é que todas as vigas secundárias foram revestidas (uma ou mais vigas secundárias deveriam estar sem revestimento). Com isso em mente, partiu-se para a verificação a partir do método de Bailey considerando uma tela

eletrossoldada Gerdau (2012) colocada a 30 mm da face superior da laje. Todas as equações utilizadas foram apresentadas no capítulo 4 deste trabalho.

B.3.3. Mezanino com tela eletrossoldada

O mezanino com a tela eletrossoldada Q 196 (Tabela B.4) será verificado para a situação de incêndio. As dimensões do painel variam em função do número de vigas secundárias não revestidas. O primeiro caso estudado considera que uma viga secundária não será revestida, resultando em um painel de 5,36 m x 6,20 m (Figura B.12b); o segundo, com duas vigas secundárias não revestidas resulta em um painel de 6,20 m x 8,04 m (Figura B.12a). As vigas principais devem ser revestidas de maneira que os esforços solicitantes não excedam a capacidade resistente em situação de incêndio (Vassart e Zhao, 2012, 2012a). Além dos casos apresentados na Figura B.12 também foram estudados painéis de 10,72 x 6,20 m e 21,44 x 6,20 m.

Tabela B. 4 - Telas de Aço Pré-Fabricadas Produzidas no Brasil – Gerdau (2012)

<i>Designação</i>	<i>Abertura (mm x mm)</i>	<i>Ø (mm)</i>	<i>Seção (mm²/m)</i>	<i>Massa (kg/m²)</i>
Q 196	100 x 100	5,0	196	3,11

a) Painel 8,04 x 6,20 m

b) Painel 6,20 x 5,36 m

Figura B. 12 - Painéis considerados nos dimensionamentos

A seguir, adotando-se a formulação apresentada no capítulo 4 deste trabalho, será detalhada a verificação para o painel 5,36 m x 6,20 m. Conforme já calculado, $q_{fi, Sd}$ vale $8,1 \text{ kN/m}^2$. Uma viga de aço não revestida, em 90 min, atingirá uma temperatura muito próxima ao do

incêndio-padrão, ou seja, 1003 °C, o que corresponde ao fator de redução da resistência ao escoamento do aço, $k_{y,\theta}$ igual a 0,04 conforme ABNT NBR 14323:2013. Para o concreto da laje mista de altura efetiva igual a 93 mm, chega-se à temperatura média de 160 °C, determinada conforme a tabela A.1 da ABNT NBR 14323:2013, que corresponde a um fator de redução da resistência característica à compressão, $k_{c,\theta}$ igual a 0,97 de acordo com a ABNT NBR 15200:2012.

Empregando-se o procedimento clássico de determinação de momento resistente de vigas mistas e considerando-se coeficientes de redução dos materiais obtidos, verifica-se que a linha neutra plástica (LNP) passa pela laje de concreto dentro da nervura. $M_{fi,Rd,viga}$ do perfil VS 400 x 68 foi obtido conforme apresentado no item 4.8 deste trabalho. Os valores de cálculo das forças uniformemente distribuídas no painel resistidas pelas laje e vigas mistas internas são determinadas, respectivamente, pela aplicação das equações dos itens 4.6 e 4.8 deste trabalho, obtendo-se:

$$M_{pd,fi,laje} = 3288 \text{ Nmm/mm} \rightarrow q_{pd,fi,laje} = 2,391 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{pd,fi,vigasec} = 27,97 \text{ Nmm/mm} \rightarrow q_{pd,fi,viga} = 3,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Utilizando a tabela A.1 da ABNT NBR 14323:2012 para o TRRF de 90 min, a temperatura na armadura, cujo eixo do conjunto se situa na camada de altura igual a 105 mm, é de 160 °C, temperatura que não leva à redução da resistência ao escoamento do aço, de acordo com ABNT NBR 14323:2012. A altura efetiva da laje já foi determinada ($h_{ef} = 93 \text{ mm}$). Para determinação do deslocamento vertical do painel utiliza-se a Equação 4.7 deste trabalho.

O campo térmico da laje em estudo foi extraído a partir da tabela A.1 da ABNT NBR 14323:2013. Para TRRF de 90 min, devido à elevada temperatura na fatia 1 ($k_{c,\theta} \leq 0,25$) a contribuição da fatia será muito pequena, praticamente não interferindo no resultado final sendo, portanto, desconsiderada. O uso das tabelas para a determinação das temperaturas e fatores de redução da resistência dos elementos do painel de laje são empregados sem prejuízo aos resultados previstos pelos procedimentos apresentados no método de Bailey (Vassart e Zhao, 2012, 2012a).

Assim:

$$\theta_{c1} - \theta_{c2} = 578 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$f_y = 600 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_c = 1,2 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$$

$$L = 620 \text{ cm}; \ell = 536 \text{ cm}$$

Obtém-se da Equação 4.7: $f = 255 \text{ mm}$.

A partir das equações apresentadas no capítulo 4 deste trabalho obtêm-se:

$$a = 1,16 \quad A = 973.356 \text{ mm}^2 \quad g_{0,1} = g_{0,2} = 0,73$$

$$n = 0,46 \quad B = 1.757.705 \text{ mm}^2 \quad \alpha_1 = \alpha_2 = 0,391$$

$$k = 1,08 \quad C = 330.417 \text{ mm}^2 \quad \beta_1 = \beta_2 = 0,073$$

$$b = 1,183 \quad D = 26.201 \text{ mm}^2 \quad \mu = 1,0$$

Que resulta em:

$$e_{1b} = 0,94 \quad e_{2,b} = 0,98 \quad e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2} = 3,09$$

$$e_{1m} = 2,32 \quad e_{2,m} = 1,65$$

$$e_1 = 0,94 + 2,32 = 3,26 \quad e_2 = 0,98 + 1,65 = 2,63$$

$$\begin{aligned} q_{fi,Rd} &= e \times q_{pd,fi,laje} + q_{pd,fi,viga} = 3,09 \times 2,391 + 3,77 = \\ &= 11,16 \frac{kN}{m^2} \text{ (verificação atendida)} \end{aligned}$$

O carregamento solicitante em situação de incêndio vale $8,10 \text{ kN/m}^2$, enquanto que a capacidade resistente do sistema – considerando o efeito de membrana – vale $11,16 \text{ kN/m}^2$, atendendo à verificação para TRRF de 90 min para o painel de $5,36 \text{ m} \times 6,20 \text{ m}$.

Deve ser destacado que o carregamento resistente determinado pelo método de Bailey ($11,16 \text{ kN/m}^2$) é similar ao determinado conforme ABNT NBR 14323:2013 ($11,92 \text{ kN/m}^2$), no entanto, com muito menos armadura, respectivamente, $192 \text{ mm}^2/\text{m}$ e $629,4 \text{ mm}^2/\text{m}$.

B.3.4. Carregamentos aplicados nas vigas periféricas em situação de incêndio

Os carregamentos aplicados em situação de incêndio nas vigas secundárias e nas vigas periféricas do painel 5,36 m x 6,20 m são calculados conforme equações apresentadas na sequência. As vigas são VS 400 x 68 (secundária) e CVS 400 x 87 (principal).

B.3.4.1. Vigas periféricas secundárias:

$$M_{pd,fi,viga1} = \frac{q_{fi,Rd} \ell^2 L - 8(M_{pd,fi,laje}(L - nb_{ef} - \sum_{i=1}^2 b_{ef,i}) + nM_{pd,fi,vigasec})}{12} =$$

$$\frac{11,16 \times 5,36^2 \times 6,20 - 8(3288 \times 10^{-3} (6,20 - 1 \times 1,34 - (0 + \frac{1,34}{2})) + 1 \times 27,97)}{12} = 137,82 \text{ kNm}$$

B.3.4.2. Vigas periféricas principais:

$$M_{pd,fi,viga2} = \frac{q_{fi,Rd} \ell L^2 - 8\mu M_{pd,fi,laje}(\ell - \sum_{i=1}^2 b_{ef,i})}{12} =$$

$$\frac{11,16 \times 5,36 \times 6,20^2 - 8 \times 1,0 \times 3288 \times 10^{-3} \times (5,36 - (0 + 5,36/8))}{12} = 181,34 \text{ kN m}$$

Assim, essas vigas devem receber revestimento de forma a garantir que os esforços resistentes de cálculo em situação de incêndio, no tempo requerido de resistência ao fogo – TRRF, não seja menor que os aqui calculados.

B.3.4.3. Comparação entre método de Bailey e resultados experimentais UL

Esta seção tem por objetivo apresentar uma comparação entre os resultados obtidos a partir do método de Bailey referente ao revestimento dos perfis de aço do contorno do painel de laje com um método com base em resultados experimentais. Todas as considerações sobre o tema foram realizadas no capítulo 9 deste texto.

Para a determinação da espessura de revestimento contra o incêndio pelo método de Bailey, foi determinado um momento fletor solicitante para as vigas periféricas secundárias ($M_{pd,fi,viga1}$) e outra para as vigas periféricas principais ($M_{pd,fi,viga2}$) no item anterior. A partir desses valores, das propriedades geométricas do painel de laje mista e do material de revestimento considerado – Blaze Shield II (propriedades apresentadas no item 6.4) foi possível a especificação da espessura do mesmo. Para tanto foi utilizado o programa Viga Mista versão 3.0, desenvolvido pela Escola de Engenharia de São Carlos (Oliveira et al., 2011).

Na Tabela B. 5 são apresentados os resultados obtidos para o método de Bailey para o painel de laje 5,36 m x 6,20 m, espessura de laje de 13 cm e tela eletrossoldada Q196. No contorno do painel há os perfis CVS 400 x 87 (principais) e VS 400 x 68 (secundários). O perfil VS 400 x 68 do interior do painel não é revestido. Na mesma tabela também são apresentados os volumes parciais e totais do material de revestimento necessário para o painel de laje.

Tabela B. 5 - Revestimento Blaze Shield II necessário para perfis do painel 5,36 m x 6,20 m - método de Bailey

<i>Perfil</i>	<i>Espessura (mm)</i>	<i>Volume (m³)</i>
CVS 400 x 87	12	0,2193
VS 400 x 68	14	0,2457
TOTAL		0,465

Outra alternativa ao emprego do revestimento apenas nos perfis do contorno do painel é utilizá-lo em todas as vigas do mesmo, inclusive as vigas internas. Para tanto, diversos ensaios são realizados para análise do comportamento dos materiais em situação de incêndio.

A Tabela B. 6 apresenta espessuras da argamassa projetada Blaze Shield II obtidas em ensaios realizados para um perfil de fator de massividade $F = 167 \text{ m}^{-1}$. Os perfis considerados nessa tese possuem outros valores de fatores de massividade. Para esses casos, Silva (1999) indica a Equação B.5, adaptada de UL (2000), para a determinação do revestimento do perfil em estudo.

Tabela B. 6 - Espessura (mm) da argamassa Blaze Shield II, em função do TRRF, para o fator de massividade $F=167 \text{ m}^{-1}$ (UL apud Silva, 1999)

<i>TRRF (min)</i>	<i>Viga mista sob laje com fôrma de aço incorporada</i>	
	R	UR
60	10	10
90	10	13
120	10	19

$$t_1 = \left(\frac{\frac{134}{F_2} + 0,6}{\frac{134}{F_1} + 0,6} \right) t_2 \quad (\text{B.5})$$

onde:

t_1 : espessura de revestimento do perfil em análise (não ensaiado, Tabela B. 6);

t_2 : espessura do revestimento do perfil ensaiado (indicada na Tabela B. 5);

F_1 : fator de massividade do perfil em análise (não ensaiado);

F_2 : fator de massividade do perfil ensaiado (no caso, $F_2 = 167 \text{ m}^{-1}$).

A partir da Equação B.5 é possível a determinação das espessuras dos perfis do painel de laje de 9 m x 9 m para TRRF de 120 min (Tabela B. 7).

Para o exemplo apresentado, comparando-se os volumes de revestimento Blaze Shield II empregados nas vigas do contorno do painel para TRRF de 90 min pelo método de Bailey ($0,465 \text{ m}^3$), pelos resultados de ensaios do UL para vigas “restrained” ($0,489 \text{ m}^3$) e vigas “unrestrained” ($0,625 \text{ m}^3$), observa-se que o consumo de revestimento conforme UL para vigas “restrained” é pouco maior quando comparado com o método de Bailey, não havendo economia de material nesse caso (consumo 5% superior). Já para as vigas “unrestrained”, tanto as “restrained” quanto pelo método de Bailey mostraram-se mais econômicos (34% e 28%, respectivamente).

A aplicação do método da UL tem algumas limitações de uso que os projetistas devem considerar. Tais informações não fazem parte do escopo deste trabalho e devem ser procuradas no *Fire Resistance Directory* da *Underwriters Laboratories* (2001).

Tabela B. 7 - Espessura (mm) e volume da argamassa Blaze Shield II

<i>Perfil</i>	$F_1 (m^{-1})$	$t_1 (mm)$		<i>Volume (m³)</i>	
		R	UR	R	UR
CVS 400 x 87	179	11	14	0,201	0,256
VS 400 x 68	182	11	14	0,288	0,369
		TOTAL		0,489	0,625

B.3.5. Alteração na armadura do mezanino

Uma vez que o mezanino com tela eletrossoldada Q196 atendeu às solicitações, testes com outras armaduras foram realizados para verificar o comportamento da laje. A Tabela B.8 apresenta telas de aço pré-fabricadas produzidas no Brasil (Gerdau, 2012) com aberturas quadradas e aço CA60 ($f_y = 600$ MPa). O mesmo processo apresentado no item anterior é realizado aqui.

A Tabela B.9 apresenta o resumo dos resultados considerando os painéis de 6,20 x 5,36 m, 10,72 x 6,20 m e 21,44 x 6,20 m. É possível constatar que, em situação de incêndio, considerando que uma ou duas vigas secundárias dentro do painel não tenham recebido revestimento, somente a tela Q196 atende à verificação. Também é possível observar como a variação nas taxas de armadura interfere de forma substancial no valor de $q_{fi,Rd}$. A verificação do painel 21,44 x 6,20 m foi feita aqui apenas a título didático, pois a verificação do limite superior da flecha da laje do painel dada pela Equação B.8 não é atendida.

Tabela B. 8 - Telas de Aço Pré-Fabricadas Produzidas no Brasil – Gerdau (2012)

<i>Designação</i>	<i>Abertura (mm x mm)</i>	$\Phi (mm)$	<i>Seção (mm²/m)</i>	<i>Massa (kg/m²)</i>
Q 92	150 x 150	4,2	92	1,48
EQ 98	50 x 50	2,5	98	1,54
Q 196	100 x 100	5,0	196	3,11

Tabela B. 9 - Resumo de resultados para telas pré-fabricadas

Tela		e	q _{fi,Rd,laje} (kN/m ²)	q _{fi,Rd,viga} (kN/m ²)	q _{fi,Rd} (kN/m ²)	q _{fi,Sd} (kN/m ²)	%	Verif.
Especificação	A _s (mm ² /m)							
Painel 6,20 m x 5,36 m								
Q 92	92,0	3,03	1,17	3,77	7,31	8,10	111%	NOK
EQ 98	98,0	3,04	1,24	3,77	7,54	8,10	107%	NOK
Q 196	196,0	3,09	2,39	3,77	11,16	8,10	72%	OK
8,04 m x 6,20 m								
Q 92	92,0	3,48	0,79	2,17	4,92	8,10	165%	NOK
EQ 98	98,0	3,49	0,84	2,17	5,11	8,10	159%	NOK
Q 196	196,0	3,56	1,62	2,17	7,95	8,10	102%	NOK
Painel 10,72 x 6,20m								
Q 92	92,0	2,97	0,64	2,17	4,07	8,10	199%	NOK
EQ 98	98,0	2,97	0,68	2,17	4,19	8,10	193%	NOK
Q 196	196,0	3,04	1,32	2,17	6,18	8,10	131%	NOK
Painel 21,44 x 6,20 m								
Q 92	92,0	1,66	0,47	2,17	2,95	8,10	275%	NOK
EQ 98	98,0	1,60	0,49	2,17	2,95	8,10	275%	NOK
Q 196	196,0	1,62	0,95	2,17	3,71	8,10	218%	NOK

NOK: não atende às solicitações

Portanto, a segurança da laje está verificada, empregando-se a tela Q196 para o painel 6,20 m x 5,36 m.

B.4. Verificação em incêndio empregando o programa Vulcan

Serão analisados os modelos com as alternativas com telas eletrossoldadas. Segundo a ABNT NBR 5628:2001, "Quando a flecha atinge $\ell/30$ do vão livre, considera-se atingido o Estado-Limite Último por deformação excessiva". Apesar de essa restrição ser aplicada a ensaios e de tratar-se de um risco virtual (uma forma de se proteger o forno contra o colapso da estrutura (Wang, 2001)), vai-se estender esse limite aos resultados obtidos pelo Vulcan. A estrutura modelada no Vulcan é apresentada na Figura B.13.

Os esforços solicitantes considerados no modelo são idênticos aos apresentados nas seções anteriores deste item. Como o programa não realiza análise térmica foram consideradas para todos os modelos de mezanino estudados as curvas de temperatura x tempo extraídas do programa ATERM (Pierin, 2011), validado contra o programa Super Tempcalc. Na Figura B.14 tem-se uma das saídas do programa para uma seção da laje. Foram determinadas curvas tempo x temperatura para lajes, vigas principais e secundárias.

Figura B. 13 - Estrutura modelada no Vulcan

Figura B. 14 - Campo térmico da laje mais revestimento aos 90 min de incêndio-padrão

Para controle de deslocamento considerou-se o nó 54, no meio da laje. Na Figura B.15, é possível verificar os deslocamentos encontrados nos painéis de 6,20 x 5,36 m (1), 8,04 x 6,20 m (2), 10,72 x 6,20 m (3) e 21,44 x 6,20 m (4), considerando todas as armaduras estudadas.

Apenas o painel 21,44 x 6,20 m estudado via Vulcan atingiu o Estado-Limite Último por deslocamento excessivo; os deslocamentos dos demais painéis estão dentro do limite adotado e, nesse caso, a estrutura do mezanino é considerada adequada. Verificou-se que o deslocamento no meio da laje (nó 54) não variou sensivelmente em função da alteração da taxa de armadura na laje. A Tabela B.10 apresenta o resumo de deslocamentos verticais para todos os painéis de laje estudados.

Figura B. 15 - Curvas tempo x deslocamento em Z – centro da laje

Tabela B. 10 - Deslocamentos verticais

		Deslocamento vertical (mm)							
Arm	A_s (mm ² /m)	Painel		Painel		Painel		Painel	
		5,36 x 6,20		6,20 x 8,04		6,20 x 10,72		6,20 x 21,44	
Q92	92	-55,83	$\ell/96$	-119,69	$\ell/52$	-195,07	$\ell/32$	-279,39	$\ell/22$
EQ98	98	-56,30	$\ell/96$	-116,65	$\ell/53$	-200,10	$\ell/31$	-278,18	$\ell/22$
Q196	196	-56,35	$\ell/96$	-121,14	$\ell/51$	-200,23	$\ell/31$	-279,32	$\ell/22$

Para vão livre de 620 cm deslocamento-limite: $\ell/30=207$ mm

Para vão livre de 536 cm deslocamento-limite: $\ell/30=179$ mm

B.5. Conclusões

No Apêndice B aplicaram-se 3 métodos de dimensionamento em incêndio em um caso real de um mezanino construído com laje mista de aço e concreto sobre vigas de aço. O projeto original previu revestimento contra fogo para 90 min de incêndio-padrão nas vigas. Analisou-se a laje para a situação de incêndio, empregando-se o método simplificado apresentado na ABNT NBR 14323:2013, um método desenvolvido por Bailey que considera o efeito de membrana e uma análise por elementos finitos utilizando o programa de computador Vulcan versão 10.12.0.

A estrutura original, em que se incluem a armadura longitudinal e o revestimento das vigas secundárias, teve sua segurança em incêndio comprovada conforme ABNT NBR 14323:2013. Para o método de Bailey e o programa Vulcan foi necessária a substituição da armadura original por nova configuração da armadura negativa (em 2 direções) e as vigas secundárias não foram consideradas revestidas contra fogo, resultando em quatro painéis de laje a analisar: 6,20 x 5,36 m, 8,04 x 6,20 m, 10,72 x 6,20 m e 21,44 x 6,20 m.

Pelo método de Bailey a segurança para o painel 6,20 x 5,36 m foi verificada apenas para a tela Q196, ocorrendo sensível variação da força resistente do painel em função da taxa de armadura empregada. A mesma análise foi realizada no programa Vulcan; como resultado, apenas o painel 21,44 x 6,20 ultrapassou o deslocamento-limite adotado.

Para o exemplo apresentado, comparando-se os volumes de revestimento Blaze Shield II empregados nas vigas do contorno do painel para TRRF de 90 min pelo método de Bailey ($0,465 m^3$), pelos resultados de ensaios do UL para vigas “restrained” ($0,489 m^3$) e vigas “unrestrained” ($0,625 m^3$), observa-se que o consumo de revestimento conforme UL para vigas “restrained” é pouco maior quando comparado com o método de Bailey, não havendo economia de material nesse caso (consumo 5% superior). Já para as vigas “unrestrained”, tanto as “restrained” quanto pelo método de Bailey mostraram-se mais econômicos (34% e 28%, respectivamente).

No exemplo estudado neste Apêndice, empregando-se o método simplificado de Bailey que considera o efeito de membrana, consegue-se uma economia de armaduras em relação ao projeto original recalculado conforme procedimento detalhado na ABNT NBR 14323:2013. O revestimento determinado por meio do ensaio “restrained” do UL é levemente maior em volume do que o determinado via Bailey. Usando-se o programa Vulcan, que permitiria adotarem-se painéis maiores de laje, certamente essa diferença se anularia ou até se inverteria. Considerando-se que as armaduras poderiam ser ainda em menor quantidade pelo Vulcan, conclui-se que o emprego do programa Vulcan levaria a uma solução mais econômica.