

Larissa Degliuomini Kirchhof

***UMA CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE VIGAS MISTAS
AÇO-CONCRETO SIMPLEMENTE APOIADAS EM
TEMPERATURA AMBIENTE E EM SITUAÇÃO DE
INCÊNDIO***

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas

ORIENTADOR: Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto

São Carlos
2004

*À minha família, pelo apoio e
compreensão nas horas difíceis.*

AGRADECIMENTOS

Ao professor Jorge Munaiar Neto pela orientação e pelo apoio dispensado durante o desenvolvimento deste trabalho.

À *FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo* pelo apoio concedido ao desenvolvimento da pesquisa em questão.

Ao Prof. Sérgio P. B. Proença, pela contribuição no entendimento de aspectos referentes à análise numérica.

Aos colegas, Susana, Patrícia, Joel e Josafá pela ajuda no entendimento do programa ABAQUS.

Aos colegas Mariano e Yuri, e a grande amiga Luciana pela colaboração no entendimento do programa ANSYS.

Aos demais amigos e amigas do Departamento: Claudius, Wesley, Tiago, Thalita, Isabela, Lizandra, Márcio, Luciano, Murilo, Cilmar, Oscar, Gustavo Chodraui, Fernando.

Às meninas do “Clube da Luluzinha”: Lulu, Fabi e Sandrinha pela sincera amizade construída ao longo do tempo.

Aos meus grandes amigos da república Josiele, Deise e Giovano, pelo companheirismo e, sobretudo pelos laços de amizade formados durante esse tempo de convívio.

Meu eterno agradecimento aos amigos Ignez e Jerônimo, pelos constantes incentivos e aconselhamentos nos momentos difíceis desta etapa.

Aos demais professores e funcionários da pós-graduação, pela contribuição direta ou indireta na elaboração desta pesquisa.

Um agradecimento especial à minha família, pelo grande incentivo e principalmente, pela confiança depositada na realização deste trabalho.

Finalmente, a Deus, meu companheiro inseparável.

RESUMO

KIRCHHOF, L.D. (2004). *Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio*. São Carlos, 2004. 143p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

A utilização do elemento estrutural viga mista aço-concreto, que consiste da associação de vigas de aço (perfil do tipo I) com lajes de concreto (maciça ou com forma de aço incorporada), têm sido considerável nas obras de engenharia civil, tanto no contexto mundial como no Brasil. Parte da eficiência desse elemento estrutural está diretamente relacionada ao trabalho em conjunto de ambos os materiais, ou seja, do tipo de interação entre aço e concreto. Para um comportamento estrutural adequado das vigas mistas, essa interação é garantida por meio de elementos metálicos denominados conectores de cisalhamento, cujas principais funções consistem em transferir forças de cisalhamento longitudinais do concreto para o aço na interface entre laje e viga, bem como impedir a separação vertical entre laje de concreto e perfil metálico, movimento conhecido como “uplift”. Nesse sentido, o presente trabalho tem como objetivo principal uma pesquisa com base em referências bibliográficas sobre o assunto vigas mistas, bem como é proposta a elaboração de um modelo numérico tridimensional para viga mista, objetivando simular satisfatoriamente seu comportamento estrutural, em temperatura ambiente e em situação de incêndio, cujos resultados serão comparados com valores, obtidos numérica e experimentalmente, extraídos de trabalhos apresentados por outros pesquisadores. Para a modelagem numérica, utilizou-se o código de cálculo *ABAQUS*® 6.3-1, elaborado com base nos Métodos dos Elementos Finitos (MEF).

Palavras-chave: estruturas mistas, vigas mistas aço-concreto, análise numérica, incêndio.

ABSTRACT

KIRCHHOF, L.D. (2004). *A contribution to the study of simply-supported composite steel-concrete beams in ambient temperature and in fire situations*. São Carlos, 2004. 143p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Composite steel-concrete beam have been commonly considered in steel-framed building used in civil engineering, not only in Brazil but also in the worldwide context. The efficiency of this structural element is directly related with the type of interaction between steel beam and concrete slab, which is assured using metallic elements called shear connectors, with the objective to transfer longitudinal shear forces from concrete slab to steel beam, in the interface, and avoid the vertical separation between concrete slab and steel beam (uplift). In this sense, the aim of the present work is to carry out a bibliographical review about composite steel-concrete beam, as well as propose a three-dimensional non-linear procedure for modeling only full shear connection in composite beam. The three-dimensional numerical models constructed must be capable of predicting the response of composite beam, in ambient temperature and also in elevated temperatures (fire conditions). The computer program ABAQUS® 6.3-1, based on Finite Element Method, was used to analyze the numerical modeling. The accuracy of the three-dimensional numerical models are demonstrated by analyses of the results obtained with the models which are compared with the experimental results, obtained and presented by others researches.

Keywords: composite structures, steel-concrete composite beams, numerical analysis, fire

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1	Edifício Garagem, construído no Estados Unidos.....	19
FIGURA 1.2	Conector Espiral.....	21
FIGURA 1.3	Conectores rígidos.....	21
FIGURA 2.1	Tipos mais usuais de seções mistas.....	31
FIGURA 2.2	Pavimento misto formado por laje de vigotas pré-fabricadas.....	31
FIGURA 2.3	Lajes de piso (na fase de construção) executadas na EESC/USP: (a) Depto. de Engenharia de Produção. (b) Ampliação do Depto. de Engenharia Elétrica.....	32
FIGURA 2.4	Processo de soldagem dos conectores de cisalhamento (pino com cabeça) na mesa superior da viga de aço.....	33
FIGURA 2.5	Análise rígido-plástica.....	34
FIGURA 2.6	Interação entre o aço e o concreto no comportamento de viga mista..	36
FIGURA 2.7	Altura mínima para o conector tipo pino com cabeça (stud).....	38
FIGURA 2.8	Tipos usuais de conectores de cisalhamento.....	39
FIGURA 2.9	Relação força-deslocamento nos conectores de cisalhamento.....	39
FIGURA 2.10	Ensaio tipo push-out proposto pelo EUROCODE 4.....	42
FIGURA 2.11	Visão geral de um dos modelos numéricos que utilizam perfil “U”...	44
FIGURA 2.12	Visão geral de um dos modelos numéricos que utilizam pino com cabeça (stud).....	44
FIGURA 2.13	Relação força x deslocamento: (a) modelo numérico da figura 2.11. (b) modelo numérico da figura 2.12.....	45
FIGURA 2.14	Transferência de forças de cisalhamento longitudinal do conector tipo pino com cabeça (stud).....	46
FIGURA 2.15	Tipos de fissuração na laje devida à força concentrada.....	49
FIGURA 2.16	Disposição das armaduras transversais (adicionais) na laje de concreto.....	49

FIGURA 3.1	Laboratório Cardington, localizado na Inglaterra.....	52
FIGURA 3.2	Estrutura de 8 (oito) pavimentos construída em escala real.....	53
FIGURA 3.3	Planta estrutural do edifício Cardington (dimensões em mm).....	53
FIGURA 3.4	Vista geral de um dos pavimentos do Edifício Cardington após o incêndio.....	54
FIGURA 3.5	Configuração deformada dos elementos estruturais após o incêndio..	54
FIGURA 3.6	Teste de resistência ao fogo executado pela BHP na Austrália: (a) antes do incêndio. (b) durante o incêndio.....	55
FIGURA 3.7	Curva temperatura tempo de um incêndio real	60
FIGURA 3.8	Curva temperatura x tempo de um incêndio natural.....	61
FIGURA 3.9	Curva temperatura x tempo de um incêndio padrão.....	62
FIGURA 3.10	Diagrama tensão x deformação do aço e do concreto, em função da temperatura: (a)aço (b)concreto.....	64
FIGURA 3.11	(a) Redução da resistência em função da temperatura (b) Redução do módulo de elasticidade em função da temperatura....	65
FIGURA 4.1	Esquemática da seção transversal da viga mista, HUANG et al. (1999).....	68
FIGURA 4.2	Elemento finito sólido, denominado C3D8R.....	70
FIGURA 4.3	Elemento finito treliça, denominado T3D2.....	70
FIGURA 4.4	Elemento finito shell, denominado S4R.....	71
FIGURA 4.5	Modelo numérico tridimensional com conectores de cisalhamento: (a) Vista geral do modelo. (b) Detalhe da discretização dos conectores pino com cabeça.....	72
FIGURA 4.6	Malha de elementos finitos para laje de concreto, utilizando-se o elemento finito C3D8R referente aos modelos M-IT1 e M-IT2.....	73
FIGURA 4.7	Malha de elementos finitos para laje de concreto utilizando-se o elemento finito S4R, referente aos modelos M-IT1 e M-IT2.....	74
FIGURA 4.8	Malha de elementos finitos para o perfil metálico referente aos modelos M-IT1 e M-IT2.....	74
FIGURA 4.9	Malha de elementos finitos para armadura referente aos modelos M-IT1 e M-IT2.....	75
FIGURA 4.10	Viga mista ensaiada com carregamento concentrado no meio do vão	76
FIGURA 4.11	Viga mista ensaiada com carregamento distribuído entre os apoios..	76
FIGURA 4.12	(a) Vista Geral do modelo numérico: viga de aço e laje de concreto (discretizada com o elemento C3D8R). (b) Condições de vinculação e solitação impostas ao modelo numérico M-IT1.....	77
FIGURA 4.13	(a) Vista Geral do modelo numérico: viga de aço e laje de concreto (discretizada com o elemento S4R) e (b) Condições de vinculação e solitação impostas ao modelo numérico M-IT1.....	77

FIGURA 4.14	(a) Vista Geral do modelo numérico: viga de aço e laje de concreto (discretizada com o elemento C3D8R). (b) Condições de vinculação e solicitação impostas ao modelo numérico M-IT2.....	78
FIGURA 4.15	(a) Vista Geral do modelo numérico: viga de aço e laje de concreto (discretizada com o elemento S4R). (b) Condições de vinculação e solicitação impostas ao modelo numérico M-IT2.....	78
FIGURA 4.16	Modelo elasto-plástico perfeito para as armaduras.....	79
FIGURA 4.17	Modelo elasto-plástico multilinear com encruamento isótropo para a viga de aço.....	80
FIGURA 4.18	Diagrama tensão-deformação para o concreto na compressão.....	81
FIGURA 4.19	Modelo “tension stiffening” para o concreto.....	81
FIGURA 4.20	Superfícies de ruptura no estado de tensões multiaxiais para o concreto.....	82
FIGURA 4.21	Esquematização da seção transversal da viga mista, HUANG et al. (1999).....	83
FIGURA 4.22	Esquema estrutural referente ao modelo experimental com ênfase em incêndio.....	84
FIGURA 4.23	Malha de elementos finitos para laje de concreto referente ao modelo M-F1.....	84
FIGURA 4.24	Malha de elementos finitos para o perfil metálico referente ao modelo M-F1.....	84
FIGURA 4.25	Malha de elementos finitos para armadura referente ao modelo M-F1.....	85
FIGURA 4.26	Esquema das condições de contorno e restrições na interface na região central da viga mista.....	85
FIGURA 4.27	Malha de elementos finitos para laje de concreto em shell referente aos modelos M-F1 e M-F2.....	86
FIGURA 4.28	Malha de elementos finitos para o perfil metálico referente aos modelos M-F1 e M-F2.....	86
FIGURA 4.29	Diagrama tensão-deformação para aços estruturais submetidos à temperatura θ , conforme EUROCODE.....	88
FIGURA 4.30	Diagrama tensão-deformação para o aço da armadura submetida à temperatura θ , conforme EUROCODE.....	89
FIGURA 4.31	Diagrama tensão-deformação para o concreto submetido à temperatura θ , conforme EUROCODE.....	90
FIGURA 4.32	Vista Geral dos modelos numéricos M-F1: viga de aço e laje de concreto (discretizada com o elemento sólido C3D8R).....	92
FIGURA 4.33	Condições de vinculação e solicitação impostas ao modelo numérico M-F1 em situação de incêndio.....	92
FIGURA 4.34	Vista Geral dos modelos numéricos M-F1 e M-F2: viga de aço e laje de concreto (discretizada com o elemento Shell S4R).....	92

FIGURA 4.35	Condições de vinculação e carregamento impostas aos modelos numéricos M-F1 e M-F2 em situação de incêndio.....	93
FIGURA 4.36	Divisão da viga de aço para distribuição de temperatura.....	94
FIGURA 4.37	Distribuição da temperatura na seção transversal dos modelos M-F1 e M-F2 ao longo do tempo.....	95
FIGURA 5.1	Dimensões utilizadas no modelo numérico proposto (unidade em mm).....	97
FIGURA 5.2	Comparação entre resultados Numérico e Experimental para $f_t/f_{ck} = 0,12$	99
FIGURA 5.3	Níveis de tensões normais(kN/cm^2) na viga mista para 313,75 kN: (a) Vista geral (sem escala). (b) Detalhe dos níveis de tensões no meio do vão.....	100
FIGURA 5.4	Comparação entre resultados Numérico e Experimental, considerando apenas a não-linearidade do aço.....	102
FIGURA 5.5	Comparação entre resultados Numérico e Experimental para $f_t/f_{ck} = 0,25$	103
FIGURA 5.6	Comparação entre resultados Numérico e Experimental para $f_t/f_{ck} = 0,50$	103
FIGURA 5.7	Comparação entre resultados Numéricos obtidos com o elemento sólido C3D8R e com o elemento Shell S4R.....	104
FIGURA 5.8	Configuração deformada no plano (linha tracejada) dos elementos sólido e Shell após a aplicação do carregamento.....	105
FIGURA 5.9	Comparação entre resultados Numérico e Experimental para $f_t/f_{ck} = 0,12$	106
FIGURA 5.10	Comparação entre resultados Numérico e Experimental para $f_t/f_{ck} = 0,25$	107
FIGURA 5.11	Comparação entre resultados Numérico e Experimental para $f_t/f_{ck} = 0,50$	108
FIGURA 5.12	Comparação entre resultados Numéricos obtidos com o elemento sólido C3D8R e com o elemento Shell S4R.....	108
FIGURA 5.13	Esquema estrutural utilizado na elaboração dos modelos numéricos M-F1 e M-F2 (unidade em mm).....	110
FIGURA 5.14	Dimensões utilizadas nos modelos numéricos em situação de incêndio (unidade em mm).....	110
FIGURA 5.15	Níveis de tensões normais (em kN/cm^2) na viga mista para uma temperatura de aproximadamente 60 °C (configuração deformada sem escala).....	112
FIGURA 5.16	Comparação entre resultados Numéricos obtidos com o elemento sólido C3D8R e com o elemento Shell S4R.....	113
FIGURA 5.17	Comparação entre resultados numéricos e experimentais.....	115
FIGURA 5.18	Comparação de resultados entre os testes experimentais 15 e 16.....	116

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1	Edificações isentas de verificação estrutural.....	63
TABELA 3.2	Fatores de redução para os materiais aço e concreto.....	66
TABELA 4.1	Características dos modelos numéricos adotados.....	69
TABELA 4.2	Modelo matemático utilizado na representação do diagrama tensão-deformação para o perfil metálico.....	80
TABELA 4.3	Características dos modelos numéricos adotados em situação de incêndio.....	83
TABELA 4.4	Modelo matemático utilizado na representação do diagrama tensão-deformação para o perfil metálico em função da temperatura.....	87
TABELA 4.5	Modelo matemático utilizado na representação do diagrama tensão-deformação para as armaduras em função da temperatura.....	88
TABELA 4.6	Fatores de redução para o aço da armadura.....	89
TABELA 4.7	Modelo matemático utilizado na representação do diagrama tensão-deformação para o concreto em função da temperatura.....	90
TABELA 4.8	Variação de temperatura na altura das lajes de concreto.....	94
TABELA 5.1	Propriedades dos materiais referentes ao modelo M-IT1.....	98
TABELA 5.2	Propriedades dos materiais referentes ao modelo M-IT2.....	98
TABELA 5.3	Curva “Tension Stiffening”.....	99
TABELA 5.4	Propriedades dos materiais referentes aos modelos M-F1 e M-F2.....	111
TABELA 5.5	Coefficiente de dilatação térmica para os materiais.....	111

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Coefficiente de dilatação térmica
σ_p, f_p	Tensão ou limite de proporcionalidade do aço
σ_y, f_y	Tensão ou limite de escoamento do aço
σ_u, f_u	Tensão ou limite de ruptura do aço em temperatura ambiente
ϵ_0	Deformação específica no concreto correspondente à máxima tensão de compressão
ϵ_c	Deformação específica no concreto
$\epsilon_{c1,\theta}$	Deformação do concreto correspondente a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal em temperatura elevada
$\epsilon_{cu,\theta}$	Deformação última do concreto em temperatura elevada
$\epsilon_{p,\theta}$	Deformação correspondente ao limite de proporcionalidade do aço em temperatura elevada
$\epsilon_{y,\theta}$	Deformação correspondente ao início do limite de escoamento do aço em temperatura elevada
$\epsilon_{u,\theta}$	Deformação correspondente ao final do limite de escoamento do aço em temperatura elevada
$\epsilon_{c,\theta}$	Deformação última do aço em temperatura elevada
$\epsilon_{sp,\theta}$	Deformação correspondente ao limite de proporcionalidade do aço da armadura em temperatura elevada
$\epsilon_{sy,\theta}$	Deformação correspondente ao início do limite de escoamento do aço da armadura em temperatura elevada
$\epsilon_{st,\theta}$	Deformação correspondente ao final do limite de escoamento do aço da armadura em temperatura elevada
$\epsilon_{su,\theta}$	Deformação última do aço da armadura em temperatura elevada
γ_{cs}	Coefficiente de ponderação de resistência do conector

η	Grau de conexão
θ_a	Temperatura do aço
θ_c	Temperatura do concreto
$\Delta\theta_{a,t}$	Elevação da temperatura do aço no tempo t
Δt	Variação do tempo
b	Largura efetiva da laje de concreto
d	Diâmetro do conector tipo pino com cabeça (stud)
E	Módulo de elasticidade tangente inicial do aço à temperatura ambiente
E_c	Módulo de elasticidade secante inicial no limite de resistência à compressão do concreto de densidade normal à temperatura ambiente
E_θ	Módulo de elasticidade tangente inicial do aço à temperatura elevada
$E_{c,\theta}$	Módulo de elasticidade secante inicial no limite de resistência à compressão do concreto de densidade normal à temperatura elevada
$E_{s,\theta}$	Módulo de elasticidade tangente inicial do aço da armadura à temperatura elevada
$f_{p,\theta}$	Limite de proporcionalidade do aço em temperatura elevada
$f_{y,\theta}$	Limite de escoamento do aço em temperatura elevada
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto de densidade normal
$f_{ckn,\theta}$	Resistência característica à compressão do concreto de densidade normal em temperatura elevada
$f_{sp,\theta}$	Limite de proporcionalidade do aço da armadura em temperatura elevada
$f_{sy,\theta}$	Limite de escoamento do aço da armadura em temperatura elevada
f_t	Resistência característica à tração do concreto
h	Altura do conector tipo pino com cabeça (stud)
h_a	Altura efetiva do conector
$k_{p,\theta}$	Fator de redução do limite de proporcionalidade do aço em temperatura elevada relativo à temperatura ambiente
$k_{y,\theta}$	Fator de redução do limite de escoamento do aço em temperatura elevada relativo à temperatura ambiente
$k_{E,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade do aço em temperatura elevada relativo à temperatura ambiente
$k_{cn,\theta}$	Fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal em temperatura elevada relativo à temperatura ambiente
$k_{Ecn,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto de densidade normal em temperatura elevada relativo à temperatura ambiente

	ambiente
$k_{sp,\theta}$	Fator de redução do limite de proporcionalidade do aço da armadura em temperatura elevada relativo à temperatura ambiente
$k_{sy,\theta}$	Fator de redução do limite ao escoamento do aço da armadura em temperatura elevada relativo à temperatura ambiente
$k_{sE,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade do aço da armadura em temperatura elevada relativo à temperatura ambiente
L_{cs}	Comprimento do conector perfil “U” laminado
M_{sh}	Momento produzido por F_{sh} e z
P_c	Resultante axial no elemento de concreto
P_s	Resultante axial do elemento de aço
$(P_{sh})_{fsc}$	Resistência da conexão de cisalhamento mínima, que se estabelece para situação de conexão de cisalhamento completa
P_{sh}	Resistência da conexão de cisalhamento
q_{rd}	Resistência de cálculo do conector tipo pino com cabeça (stud)
t_c	Espessura da laje de concreto
t_f	Espessura média da mesa do conector tipo perfil “U” laminado
t_{fi}	Espessura da mesa inferior do perfil metálico
t_{fs}	Espessura da mesa superior do perfil metálico
t_w	Espessura da alma do conector tipo perfil “U” laminado
u/A	Fator de massividade
z	Excentricidade da força de cisalhamento (F_{sh})

SUMÁRIO

RESUMO.....	6
ABSTRACT.....	7
LISTA DE FIGURAS.....	8
LISTA DE TABELAS.....	12
LISTA DE SÍMBOLOS.....	13
1 INTRODUÇÃO.....	19
<i>1.1 SISTEMAS MISTOS.....</i>	<i>19</i>
<i>1.1.1 BREVE HISTÓRICO NO CONTEXTO MUNDIAL.....</i>	<i>20</i>
<i>1.1.2 BREVE HISTÓRICO NO BRASIL E NA EESC/USP.....</i>	<i>25</i>
<i>1.1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO.....</i>	<i>26</i>
<i>1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO.....</i>	<i>27</i>
<i>1.3 JUSTIFICATIVAS.....</i>	<i>28</i>
2 VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO.....	30
<i>2.1 O COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....</i>	<i>33</i>
<i>2.1.1 GRAU DE CONEXÃO.....</i>	<i>33</i>
<i>2.1.2 GRAU DE INTERAÇÃO.....</i>	<i>36</i>
<i>2.2 CONECTORES DE CISALHAMENTO.....</i>	<i>37</i>
<i>2.2.1 CAPACIDADE DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO.....</i>	<i>40</i>
<i>2.2.2 ENSAIOS EM CONECTORES DE CISALHAMENTO.....</i>	<i>42</i>
<i>2.3 TRANSFERÊNCIA DE FORÇAS DE CISALHAMENTO NA INTERFACE AÇO-CONCRETO.....</i>	<i>46</i>
3 ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	50
<i>3.1 BREVE HISTÓRICO NO CONTEXTO MUNDIAL.....</i>	<i>51</i>
<i>3.2 BREVE HISTÓRICO NO BRASIL.....</i>	<i>57</i>

3.3	<i>NORMAS BRASILEIRAS PARA ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....</i>	59
3.4	<i>PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO E DO CONCRETO SOB ELEVADAS TEMPERATURAS.....</i>	63
4	ASPECTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO.....	67
4.1	<i>CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....</i>	67
4.2	<i>MODELOS NUMÉRICOS DE VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS - ANÁLISE EM TEMPERATURA AMBIENTE.....</i>	68
4.2.1	<i>ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS.....</i>	69
4.2.1.1	<i>ELEMENTO FINITO SÓLIDO C3D8R.....</i>	69
4.2.1.2	<i>ELEMENTO FINITO TRELIÇA T3D2.....</i>	70
4.2.1.3	<i>ELEMENTO FINITO SHELL S4R.....</i>	70
4.2.1.4	<i>ELEMENTO FINITO REBAR.....</i>	71
4.2.2	<i>DEFINIÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS PARA VIGAS MISTAS COM GRAU DE INTERAÇÃO TOTAL.....</i>	73
4.2.3	<i>CONDIÇÕES DE CONTORNO E DE CARREGAMENTO.....</i>	75
4.2.4	<i>RELAÇÕES CONSTITUTIVAS PARA OS MATERIAIS.....</i>	79
4.3	<i>MODELOS NUMÉRICOS DE VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS - ANÁLISE EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO SEM REVESTIMENTO TÉRMICO.....</i>	82
4.3.1	<i>ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS.....</i>	83
4.3.2	<i>RELAÇÕES CONSTITUTIVAS PARA OS MATERIAIS EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA.....</i>	86
4.3.3	<i>CONDIÇÕES DE CONTORNO E DE CARREGAMENTO.....</i>	91
5	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS.....	96
5.1	<i>CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....</i>	96
5.2	<i>MODELOS NUMÉRICOS DE VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS – ANÁLISE EM TEMPERATURA AMBIENTE.....</i>	97
5.2.1	<i>DIMENSÕES DA VIGA MISTA E CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS.....</i>	97
5.2.2	<i>COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICO E EXPERIMENTAL –VALIDAÇÃO DOS MODELOS.....</i>	98
5.3	<i>MODELOS NUMÉRICOS DE VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS – ANÁLISE EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO SEM REVESTIMENTO TÉRMICO.....</i>	109
5.3.1	<i>DIMENSÕES DA VIGA MISTA E CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS.....</i>	109
5.3.2	<i>COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICO E EXPERIMENTAL.....</i>	111

6 CONCLUSÕES.....	118
6.1 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	121
BIBLIOGRAFIA.....	122
ANEXO A: DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS DE ACORDO COM AS PRESCRIÇÕES DA NBR 8800:1986.....	129
ANEXO B: DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO DE ACORDO COM AS PRESCRIÇÕES DA NBR 14323:1999.....	137

INTRODUÇÃO

1.1 SISTEMAS MISTOS

Os sistemas estruturais mistos têm sido bastante utilizados em obras ligadas à construção civil (por exemplo, edifícios comerciais e industriais), tanto no contexto mundial como no Brasil. Podem ser citados como exemplos as *lajes mistas aço-concreto* (lajes de concreto com fôrma de aço incorporada), os *pilares mistos aço-concreto* (pilares de aço protegidos ou preenchidos com concreto) e as *vigas mistas aço-concreto* (lajes de concreto sobre vigas de aço).

A figura 1.1 ilustra um sistema misto (viga mista e laje mista com fôrma de aço incorporada) de um edifício garagem nos Estados Unidos.



FIGURA 1.1: *Edifício Garagem, construído no Estados Unidos.*

1.1.1 BREVE HISTÓRICO NO CONTEXTO MUNDIAL

No contexto mundial, conforme mencionado em JAYACHANDRAN (1991), registros das primeiras edificações que utilizaram vigas mistas datam do ano de 1847, quando Henry Fiedler patenteou um método para a construção de vigas mistas constituídas de seções feitas com ferro forjado ou fundido, chapas e cantoneiras, e a utilização de rebites para a ligação.

Dentro do mesmo contexto, em MALITE (1990) se menciona que os estudos referentes aos sistemas compostos tiveram seu início antes da primeira grande guerra, na Inglaterra, com base em uma série de ensaios para pisos. Entre 1922 e 1939, foram construídos edifícios e pontes que adotavam o sistema de vigas compostas. A partir do ano 1944, os sistemas compostos passaram a fazer parte das normas da *AASHO* (American Association of State Highway Officials), hoje denominada por *AASHTO*.

Entre 1920 e 1958, pesquisas foram realizadas com referência às vigas mistas aço-concreto, executadas em países como Estados Unidos, Inglaterra, Canadá entre outros, conforme mencionado em VIEST (1960) e brevemente descritas nos parágrafos seguintes.

Segundo essa mesma referência, entre as décadas de 20 e 30, surgiram as primeiras investigações com relação ao comportamento de vigas mistas sem conectores de cisalhamento. Esses trabalhos tinham grande interesse em reproduzir apenas a ligação natural (aderência) existente entre os materiais aço e concreto, por meio de ensaios em vigas de aço totalmente ou parcialmente embutidas no concreto.

Citam-se, por exemplo, os estudos desenvolvidos anteriormente a esse período (entre 1910 e 1920), que deram origem à publicação de tabelas e códigos normativos, devido ao grande interesse manifestado por parte dos pesquisadores britânicos na ação mista. No ano de 1922, a *Dominium Bridge Company of Canada* também dirigiu testes experimentais de painéis de pisos constituídos por vigas de aço de seção “I” embutidas ou parcialmente embutidas na laje de concreto.

No entanto, pesquisas referentes às vigas mistas passaram a dar maior ênfase à conexão mecânica entre viga de aço e laje de concreto, a partir do instante em que se buscava uma nova configuração para esse sistema, como por exemplo, a laje de concreto apoiada na mesa superior da viga de aço, razão pela qual, estudos sistemáticos de

espécimes com conectores de cisalhamento se iniciaram a partir de 1930. Como consequência, após 1940, praticamente todas as investigações utilizavam conectores de cisalhamento.

Os primeiros estudos com conectores de cisalhamento foram realizados na Suíça, em parceria com o projeto chamado “*Sistema Alpha*”. Nesse método de construção, a transferência de cisalhamento horizontal da laje de concreto para a viga de aço era garantida por meio de barras redondas com formato de hélice. A hélice, denominada de “*conector espiral*”, era soldada no topo da mesa superior da viga de aço em pontos de contato ao longo do comprimento da viga, conforme ilustra a figura 1.2.

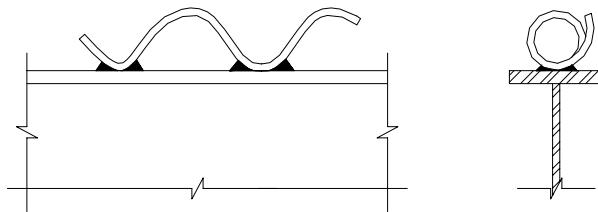


FIGURA 1.2: *Conector Espiral*, TRISTÃO (2002).

Após as primeiras investigações desenvolvidas com conectores espirais, pesquisadores europeus direcionaram atenções a dois novos tipos de conectores: conectores feitos de barras de reforço na forma de ganchos ou presilhas e conectores rígidos feitos de barras retangulares de aço soldadas a viga de aço. Geralmente, esses dois tipos de conectores eram utilizados conjuntamente, com vistas a restringir o deslizamento horizontal na interface aço-concreto, bem como o de impedir o afastamento vertical entre viga e laje (uplift). A figura 1.3 ilustra os conectores rígidos utilizados na época.

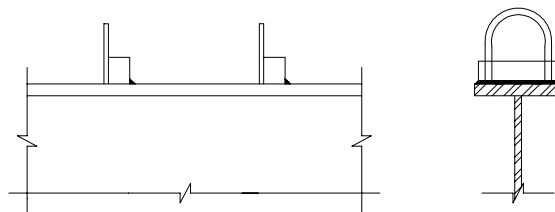


FIGURA 1.3: *Conectores rígidos*, CHAPMAN (1964).

Enquanto que na Europa as pesquisas estavam voltadas para os conectores rígidos combinados com ganchos ou presilhas, os engenheiros americanos mostraram preferência

em estudar os conectores flexíveis. As investigações experimentais incluíam conectores flexíveis feitos de aço laminado (a maioria dos testes eram feitos com perfis “U”) e conectores flexíveis do tipo stud. É importante salientar que estudos referentes aos conectores flexíveis do tipo stud se iniciaram em 1954 nas Universidades de Illinois e de Lehigh. Neste ano, muitos testes experimentais estáticos e de fadiga foram executados em espécimes utilizados em ensaios do tipo push-out, em vigas duplo “T”, entre outros.

Também nesse período, foi mencionado em VIEST (1960) que estudos teóricos com referência ao comportamento e resistência de vigas mistas aço-concreto foram desenvolvidos e, basicamente, seguiam as teorias aplicadas ao concreto armado. Após os estudos experimentais indicarem a ausência de interação completa entre laje de concreto e viga de aço, novas teorias foram apresentadas levando-se em consideração o escorregamento relativo entre os dois materiais.

A primeira teoria com base na análise elástica de vigas mistas se consolidou na Inglaterra e foi publicada em ANDREWS (1912), em que foram apresentadas equações para o cálculo das tensões na seção de aço e na seção de concreto, considerando-se apenas as tensões referentes à flexão. As equações eram fundamentadas na teoria da seção transformada admitindo-se que o concreto não resistia aos esforços de tração. Essa teoria era feita com base na distribuição linear de tensões na seção mista e na desconsideração de deslizamento relativo entre aço e concreto.

Após a execução de testes em vigas mistas com conectores de cisalhamento, concluiu-se que o deslizamento que ocorria na interface aço-concreto era uma característica inerente ao comportamento do sistema, ou seja, a interação entre os materiais era classificada como incompleta ou parcial. Portanto, a partir dessa consideração, várias teorias elásticas foram desenvolvidas e publicadas, como por exemplo, em GRANHOLM (1949) e em JAEGER (1949), levando-se em conta o efeito do escorregamento na distribuição de tensões e de deformações.

Além de teorias elásticas, foram também desenvolvidas teorias com referência a resistência última, tanto para o concreto como para vigas mistas. Essas teorias eram classificadas em duas categorias: aquelas com base unicamente no equilíbrio estático das forças internas e aquelas que consideravam além do equilíbrio estático das forças internas, a

distribuição de deformações. Citam-se os trabalhos desenvolvidos em STUSSI (1932) e em VIEST & SIESS (1954).

Na década de 60, vários trabalhos com base em ensaios experimentais foram realizados e publicados com referência ao elemento estrutural *viga mista aço-concreto*. Citam-se os trabalhos desenvolvidos e apresentados em CHAPMAN & BALAKRISHNAN (1964), em DAVIES (1969) e em YAM & CHAPMAN (1968).

Em CHAPMAN & BALAKRISHNAN (1964) foi estudado o comportamento estrutural de vigas mistas simplesmente apoiadas, por meio de análise do deslocamento vertical medido no meio do vão durante a aplicação do carregamento, bem como a capacidade da conexão de cisalhamento, por meio da obtenção da curva que relacionava força com o deslocamento horizontal relativo entre viga e laje.

Em YAM & CHAPMAN (1968) foram realizados estudos analíticos e computacionais com vistas a estudar os efeitos que interferiam diretamente no comportamento inelástico de vigas mistas simplesmente apoiadas, tanto na interação entre viga e laje como no seu comportamento último, tais como as propriedades da seção transversal, o vão, a distribuição dos conectores, resistência e rigidez do sistema, o tipo de carregamento, entre outros. Os resultados numéricos obtidos foram comparados com os resultados experimentais apresentados em CHAPMAN & BALAKRISHNAN (1964).

Foi proposta em DAVIES (1969) a análise do comportamento de vigas mistas simplesmente apoiadas sob duas situações: na primeira situação, variando-se o espaçamento entre conectores, mas mantendo-se a seção transversal da viga e a taxa de armadura transversal constantes; na segunda situação, variando-se a taxa de armadura transversal, porém mantendo-se constantes a seção transversal, o vão e o espaçamento entre conectores.

Com o decorrer dos anos e a conseqüente evolução dos micro-computadores e dos códigos de cálculo para análise estrutural, muitos trabalhos foram e continuam sendo desenvolvidos com base na análise da resposta numérica. Alguns desses, serão brevemente descritos a seguir.

Em HIRST & YEO (1980) foram desenvolvidos elementos finitos equivalentes, a partir de modificações feitas nas propriedades dos elementos finitos encontrados em pacotes comerciais, com vistas a representar simplificada a conexão existente entre

viga de aço e laje de concreto em sistemas mistos. O método foi aplicado tanto para analisar o comportamento estrutural elástico como para analisar o comportamento inelástico de vigas mistas, e os resultados foram comparados com os resultados analíticos e numéricos obtidos em YAM & CHAPMAN (1968).

Foi apresentado em ARIZUMI et al. (1980) um modelo simplificado com base no método dos elementos finitos, para análise de vigas mistas com interação parcial. O método proposto considerou um comportamento elasto-plástico para os elementos aço, concreto e conectores de cisalhamento, com vistas a reduzir o número de equações envolvidas na resolução. Segundo o autor, as vantagens de utilização deste método recaíram diretamente na redução dos graus de liberdade do modelo e na facilidade de manipulação quando se considerou a não-linearidade dos materiais.

Em RAZAQPUR & NOFAL (1989) foi apresentado o desenvolvimento de um elemento de barra tridimensional para modelar o comportamento não-linear dos conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto. A hipótese mais relevante na formulação do elemento finito foi à desconsideração da rigidez à torção e à flexão. Já os coeficientes de rigidez ao cisalhamento foram calculados a partir de equações empíricas, propostas em YAM e CHAPMAN (1968), obtendo-se, desta forma, resultados numéricos satisfatórios.

Foi desenvolvido em SALARI et al. (1998) um modelo analítico para descrever o comportamento de vigas mistas com conectores flexíveis. As equações utilizadas tinham a finalidade de desenvolver um novo elemento para viga mista com base no método das forças. Os resultados obtidos foram comparados com resultados numéricos que utilizavam elementos finitos desenvolvidos com base no método dos deslocamentos. Nesse estudo, concluiu-se que os elementos finitos desenvolvidos com base no método das forças apresentaram resultados numéricos com desempenho superior, principalmente para níveis de carregamentos elevados, em que a resposta do sistema estrutural é não-linear.

Em GATTESCO (1999) foi desenvolvido um programa numérico, com base no método dos elementos finitos, que permitiu considerar o comportamento não-linear dos materiais aço e concreto em vigas mistas, bem como a relação não-linear entre força e o respectivo deslocamento relativo entre laje de concreto e viga de aço. Comparações entre resultados obtidos pelo modelo proposto e dados experimentais concluíram que o

procedimento foi capaz de obter uma resposta detalhada do comportamento de vigas mistas até atingir o colapso.

1.1.2 BREVE HISTÓRICO NO BRASIL E NA EESC/USP

No Brasil, a construção mista limitou-se a alguns edifícios e pequenas pontes, entre 1950 e 1960. É mencionado em MALITE (1993) que a partir da década de 70 e início da década de 80, a utilização do sistema misto praticamente ficou estagnada, dando-se maior preferência pelo uso do concreto armado e do concreto protendido na construção de edificações e pontes.

Atualmente, com o aumento considerável da produção de aço no Brasil e objetivando novas soluções arquitetônicas e estruturais, sua utilização vem crescendo consideravelmente na construção de edifícios industriais, comerciais, pontes, etc, bem como pesquisas sobre o assunto em questão, a partir do final da década de 80.

No Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP, as estruturas mistas aço-concreto têm sido pesquisadas, tendo início com o mestrado de Maximiliano Malite, MALITE (1990), hoje professor do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP, e prosseguindo com o trabalho de doutorado do mesmo autor, MALITE (1993), em que foram realizados ensaios em vigas mistas e ensaios normalizados em 3 tipos de conectores de cisalhamento de chapa dobrada: cantoneira simples, cantoneira enrijecida e perfil “U”.

Também no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP, em FIGUEIREDO (1998) foi realizado um estudo teórico com referência ao dimensionamento de pilares mistos aço-concreto (revestidos e preenchidos). Foram analisados e discutidos nesse trabalho, as prescrições das principais normas estrangeiras aplicáveis, bem como foram abordados aspectos construtivos de interesse, por meio da apresentação de técnicas de execução e de acabamento, dando-se especial atenção à questão da resistência ao fogo.

No mesmo Departamento, foi estudado em GUTIÉRREZ KLINSKY (1999), por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), o comportamento estrutural de tabuleiros mistos, considerando-se a interação entre todos os elementos que compõem a estrutura na transferência de esforços até os apoios. Além disso, foi estudada a influência que alguns

parâmetros exercem na distribuição de cargas nas vigas, tais como a presença de contraventamentos, espessura da laje, vão e posição da carga móvel na seção transversal. Por fim, foi verificado que tabuleiros sobre duas e quatro vigas mantém o equilíbrio estático após uma das vigas sofrer fratura, sem atingir grandes níveis de deslocamentos (inferiores ou ligeiramente superiores ao limite $L/500$).

Dando continuidade ao desenvolvimento de trabalhos com referência às estruturas mistas aço-concreto, em ALVA (2000) desenvolveu-se um trabalho sobre o projeto de edifícios em estruturas mistas, no qual foram abordados vários aspectos referentes aos elementos que compõem sistemas estruturais mistos (vigas mistas, lajes mistas e pilares mistos), inclusive aspectos referentes às estruturas de aço em situação de incêndio, tais como propriedades mecânicas do aço e do concreto sob elevadas temperaturas, dimensionamento, etc.

Em TRISTÃO (2002), recentemente concluiu-se um trabalho, no qual foi abordado o comportamento estrutural dos conectores de cisalhamento em vigas mistas, com base na análise da resposta numérica de ensaios do tipo *Push-out*. Esse trabalho teve como objetivo estabelecer uma abordagem da conexão aço-concreto para os conectores de cisalhamento mais empregados em edifícios, por meio de simulações numéricas, uma vez que o tipo e o comportamento dos conectores de cisalhamento usados em vigas mistas influenciam os valores de resistência ao momento fletor e de deslocamentos verticais (flechas).

1.1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho é constituído de assuntos que abordam aspectos referentes ao comportamento de vigas mistas, ao comportamento das estruturas de aço em situação de incêndio e à modelagem numérica de vigas mistas em temperatura ambiente e em situação de incêndio, os quais foram devidamente separados em capítulos.

No **capítulo 2** tem-se uma visão geral do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto, bem como faz-se uma breve abordagem de aspectos relevantes com referência aos conectores de cisalhamento. Além disso, são mencionados alguns aspectos referentes quando da transferência de forças de cisalhamento na interface viga de aço-laje de concreto.

No **capítulo 3** é apresentado um breve histórico com referência às estruturas de aço em situação de incêndio. Além disso, são abordados alguns aspectos para a aplicação dos procedimentos adotados pelas normas brasileiras “**NBR 14323-*Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio***” e “**NBR 14432-*Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações***”.

O **capítulo 4** trata dos aspectos gerais para a modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto, tanto em temperatura ambiente como em situação de incêndio, em que são mencionados os tipos de elementos finitos adotados para a construção dos modelos, as condições de contorno e de carregamento, bem como são apresentados os modelos matemáticos utilizados para representação do comportamento dos materiais aço e concreto.

No **capítulo 5** são analisados e discutidos resultados de quatro modelos numéricos, em que dois desses modelos foram elaborados para representar o comportamento de vigas mistas em temperatura ambiente e dois elaborados para representar o comportamento de vigas mistas em situação de incêndio.

Finalmente, no **capítulo 6** são apresentadas as principais conclusões obtidas com o desenvolvimento do trabalho, tanto com relação à pesquisa bibliográfica, quanto com relação aos procedimentos adotados para a modelagem numérica, bem como com referência aos resultados das análises numéricas. Ainda neste capítulo, são feitas algumas sugestões para o desenvolvimento de futuros trabalhos no referente à análise numérica de vigas mistas aço-concreto.

1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Tomando-se como ponto de partida o interesse pela nova linha de pesquisa, hoje existente na área de Estruturas Metálicas do Departamento de Estruturas da EESC/USP, ou seja, estruturas de aço submetidas a altas temperaturas, o trabalho em questão tem como proposta principal desenvolver estudos referentes ao comportamento de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas, em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

Serão elaborados modelos numéricos tridimensionais, discretizados em elementos finitos, cujos resultados serão comparados com outros valores, obtidos numérica e experimentalmente, extraídos de trabalhos desenvolvidos por outros pesquisadores, por

meio das relações obtidas entre a força aplicada e o respectivo deslocamento medido no meio do vão ($l/2$), para a análise em temperatura ambiente e as relações obtidas entre a temperatura alcançada na mesa inferior da viga de aço e o respectivo deslocamento que ocorre no meio do vão ($l/2$), para a análise em situação de incêndio.

Ressalta-se ainda que a autora espera que o desenvolvimento do presente estudo possa contribuir para o dimensionamento adequado de vigas mistas, tanto em temperatura ambiente como em situação de incêndio, inclusive no referente às revisões de norma, bem como dar origem a novas publicações sobre o assunto em questão.

1.3 JUSTIFICATIVAS

O comportamento de estruturas mistas, em especial as vigas mistas aço-concreto, constitui uma linha de pesquisa na área de Estruturas Metálicas já bastante difundida no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, principalmente no referente a ensaios experimentais em vigas mistas, ou por meio de ensaios padronizados em modelos isolados, denominados de “*Push-out*”.

Em contra-partida, as pesquisas com relação às *Estruturas de aço em situação de incêndio* tiveram origem recentemente, no mesmo Departamento. Desse modo, a inclusão da nova linha de pesquisa às já existentes desperta o interesse, por parte dos pesquisadores da referida área, com relação à obtenção de um maior número de assuntos estudados, bem como pelo fato de o tema incêndio ser atualmente de grande interesse nos meios técnico e científico.

Além disso, com a publicação das normas brasileiras **NBR 14323:1999** e intitulada “*Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio*” e **NBR 14432:2000** intitulada “*Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações*”, despertou-se ainda mais o interesse em estudar o comportamento de vigas mistas em situação de incêndio, já que os materiais aço e concreto, quando expostos a temperaturas elevadas apresentam reduções na resistência e rigidez, podendo provocar, dentro de um contexto global, o colapso estrutural da edificação.

Em razão dos aspectos anteriormente citados, propõe-se neste trabalho estudar o comportamento de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas, em temperatura

ambiente e em situação de incêndio, por meio de análise numérica, já que a mesma possibilita análises mais detalhadas dos aspectos de interesse do sistema misto, como por exemplo, níveis de tensões e de deformações em pontos específicos do modelo numérico, enquanto que os resultados experimentais proporcionam, em geral, uma avaliação do comportamento global da referida estrutura.

Acredita-se ainda que, a partir da obtenção de resultados numéricos satisfatórios, futuros pesquisadores poderão adotar os parâmetros obtidos nas análises numéricas do presente trabalho, bem como se espera que o desenvolvimento do presente estudo possa contribuir para o dimensionamento adequado de vigas mistas, tanto em temperatura ambiente como em situação de incêndio, inclusive no referente às revisões de norma, bem como dar origem a novas publicações sobre o assunto em questão.

VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO

Vigas mistas aço-concreto são elementos estruturais constituídos pela associação de vigas de aço (perfil I) solidarizadas à laje de concreto armado de piso ou de cobertura, pré-fabricados ou não. Esta associação é garantida por meio da utilização de elementos metálicos denominados de *conectores de cisalhamento*, de modo que o conjunto trabalhe para resistir a esforços de flexão em torno do eixo perpendicular ao plano médio da alma.

O sistema estrutural resulta na disposição de laje de concreto situada em uma região predominantemente (ou totalmente) comprimida, sobre uma viga de aço situada em uma região predominantemente (ou totalmente) tracionada, respectivamente. A utilização deste sistema é viável e de grande vantagem, pois como se sabe o aço apresenta boa resposta para esforços de tração, enquanto que o concreto apresenta boa resposta para esforços de compressão (com menor custo). Além disso, a associação dos elementos viga de aço e laje de concreto resulta em um acréscimo de resistência e rigidez para o sistema misto, proporcionando a redução da altura dos elementos estruturais e, conseqüentemente, a economia de materiais.

As vigas mistas são bastante empregadas em sistemas de pisos constituídos por vigas de aço e lajes de concreto, como por exemplo, edifícios de múltiplos andares (residencial e comercial) e pontes. As figuras 2.1 e 2.2, indicam os dois tipos de sistemas de vigas mistas mais comuns nas edificações, os quais utilizam conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça (stud bolt).

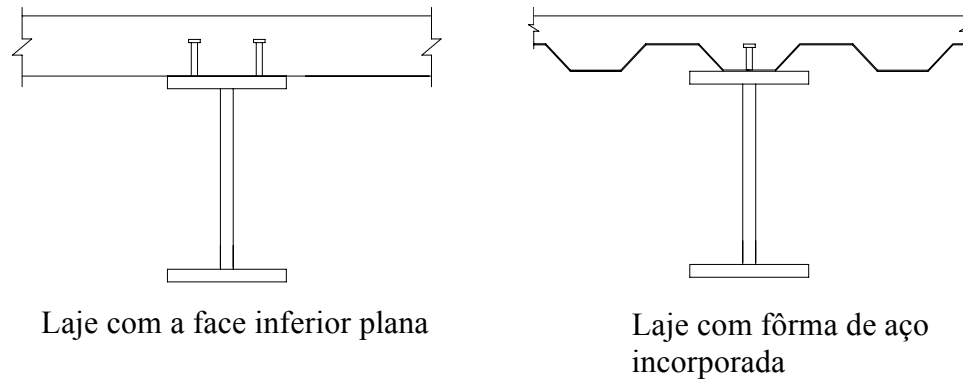


FIGURA 2.1: *Tipos mais usuais de seções mistas, MALITE (1990).*

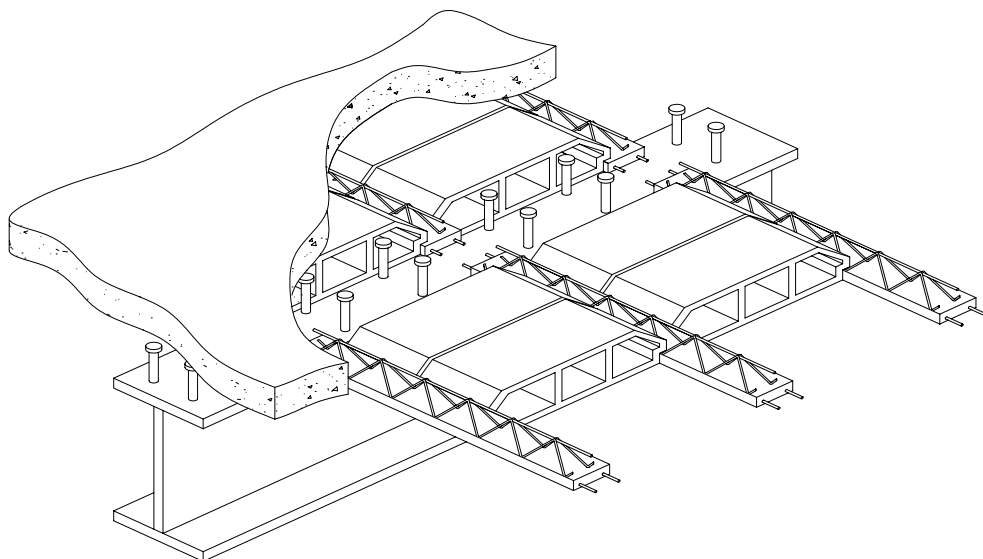


FIGURA 2.2: *Pavimento misto formado por laje de vigotas pré-fabricadas, MALITE (1990).*

A figura 2.3 ilustra sistemas estruturais mistos, executados na Escola de Engenharia de São Carlos - USP, em que foram utilizadas vigas mistas (aço-concreto) com conectores de cisalhamento do tipo perfil “U” nos sistemas de piso.

A eficiência da viga mista para resistir a esforços de flexão está associada a alguns fatores, tais como: resistência à compressão do concreto e espessura da laje (piso ou cobertura), tipo de aço da viga, existência ou não de escoramento na concretagem das lajes (fase de construção), interação entre viga e laje, etc.

Dentre os fatores citados, enfatiza-se o aspecto da interação na interface viga de aço e laje de concreto. Em MALITE (1990) é mencionado que a interação entre estes elementos estruturais é garantida por meio de utilização de *Conectores de Cisalhamento*, os quais são interligados à mesa superior da viga por meio de processo de soldagem semi - automático, conforme ilustra figura 2.4.



(a)



(b)

FIGURA 2.3: Lajes de piso (na fase de construção) executadas na EESC/USP:

(a) Depto. de Engenharia de Produção e

(b) Ampliação do Depto. de Engenharia Elétrica.

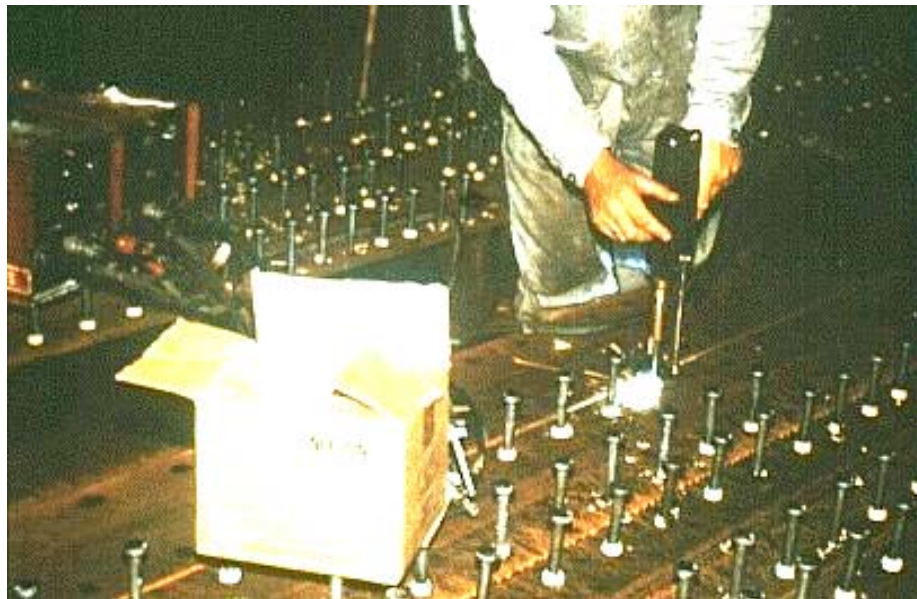


FIGURA 2.4: *Processo de soldagem dos conectores de cisalhamento (pino com cabeça) na mesa superior da viga de aço (Fonte: <http://www.kuleuven.ac.be>).*

2.1 O COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Para maiores esclarecimentos referentes ao comportamento estrutural da interface aço–concreto de vigas mistas submetidas à flexão, duas terminologias bastante utilizadas serão abordadas nos itens que se seguem: *grau de conexão* (completo ou parcial) e *grau de interação* (total, parcial ou nulo).

2.1.1. GRAU DE CONEXÃO

Grau de conexão se refere à resistência das seções de aço e concreto e a capacidade de resistência dos conectores de cisalhamento, por meio do equilíbrio longitudinal de forças. A figura 2.5, com base em análise rígido-plástica, ilustra esse equilíbrio na forma de forças resultantes.

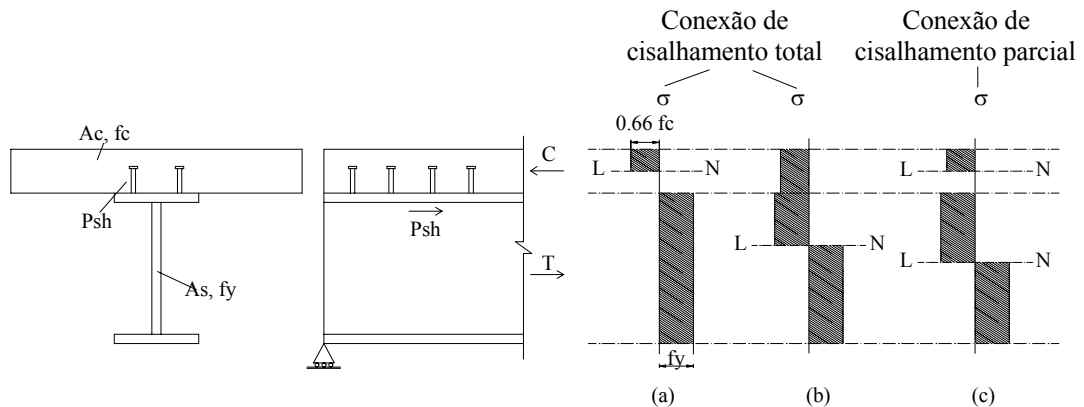


FIGURA 2.5: Análise rígido-plástica, OEHLERS et al (1997).

Verifica-se a existência de *Conexão de cisalhamento total ou completa* quando existir um determinado número de conectores, tal que qualquer aumento em sua resistência ou quantidade, não implica no aumento da resistência à flexão da viga mista. Em outras palavras, a seção que está sendo mais solicitada na viga mista atinge sua capacidade máxima à flexão, antes que ocorra a falha na conexão. Nesse caso, a resistência da conexão de cisalhamento (P_{sh}) obtida a partir da resistência de cálculo de um conector multiplicado pelo número de conectores existentes no vão analisado, deve ser maior ou igual que a menor das resultantes axiais obtidas nos elementos de concreto ($P_c = 0,85f_cA_c$) e de aço ($P_s = A_s f_y$).

Desse modo, se $P_c > P_s$, conforme ilustra a figura 2.5(a), o equilíbrio longitudinal de forças ocorre quando $T = P_s$ e, conseqüentemente, $C = P_s$. Caso contrário, se $P_s > P_c$, situação referente à figura 2.5(b), o equilíbrio longitudinal de forças é atingido quando $C = P_c$, e conseqüentemente, $T = P_c$. É possível também ocorrer uma situação em que $P_c = P_s$, então o equilíbrio de forças é verificado quando $T = P_s = P_c$, e conseqüentemente, $C = P_s = P_c$.

Por outro lado, o termo *Conexão de cisalhamento parcial* é utilizado quando existir um número relativamente pequeno de conectores (quantidade menor que a mínima estabelecida para se ter conexão completa) tal que a resistência da conexão de cisalhamento (P_{sh}) é menor que ambas as resultantes axiais das seções de aço ($P_s = A_s f_y$) e de concreto ($P_c = 0,85f_cA_c$), conforme representa a figura 2.5(c). Nesse caso, o equilíbrio longitudinal de forças é obtido quando $C = P_{sh}$ e conseqüentemente $T = P_{sh}$. Com isso, a resistência da conexão de cisalhamento controla a capacidade de flexão da viga mista.

O grau de conexão de cisalhamento é representado pelo parâmetro η , definido como:

$$\eta = \frac{P_{sh}}{(P_{sh})_{fsc}} \quad (2.1)$$

Sendo:

η é o grau da conexão;

P_{sh} é a resistência da conexão de cisalhamento;

$(P_{sh})_{fsc}$ é a resistência da conexão de cisalhamento mínima, que se estabelece para situação de conexão de cisalhamento completa.

Para graus de conexão de cisalhamento muito baixos ($\eta < 0,5$), é desprezada a contribuição da laje de concreto na resistência da viga mista, considerando-se que apenas a seção de aço resiste aos esforços de flexão.

Conforme estudos realizados por MALITE (1990), em vigas de aço tipo perfil I, com variação de alturas de 300, 500 e 700 mm e adotando conexão parcial ($\eta = 0,5$), verificou-se que existe uma perda de resistência em relação a conexão total ($\eta = 1,0$) de aproximadamente 15%, tornando-se interessante a utilização da conexão parcial, pois possibilita uma redução de até 50% no número de conectores de cisalhamento.

Segundo JONHSON (1981), os efeitos causados pelo uso da conexão incompleta ou parcial na resistência e deslocamentos de vigas de edifícios começaram a ser estudados em 1975. Percebeu-se que na medida que o vão da viga aumenta (para um certo grau de conexão de cisalhamento), o deslizamento relativo máximo também aumenta, de modo que os conectores de cisalhamento tenham que apresentar um comportamento mais dúctil, isto é, os conectores devem ser capazes de suportar um deslizamento relativo maior, antes que ocorra qualquer redução de carregamento. Por essa razão, o uso da conexão de cisalhamento parcial aplica-se, preferencialmente, às vigas com vãos menores que 20 m, que na prática fica restrito às vigas de edifícios.

2.1.2. GRAU DE INTERAÇÃO

Parte da eficiência do comportamento das vigas mistas na interface aço-concreto, ou seja, o tipo de interação existente (nula, completa ou parcial), está diretamente relacionado com o trabalho em conjunto entre ambos materiais, conforme ilustra a figura 2.6.

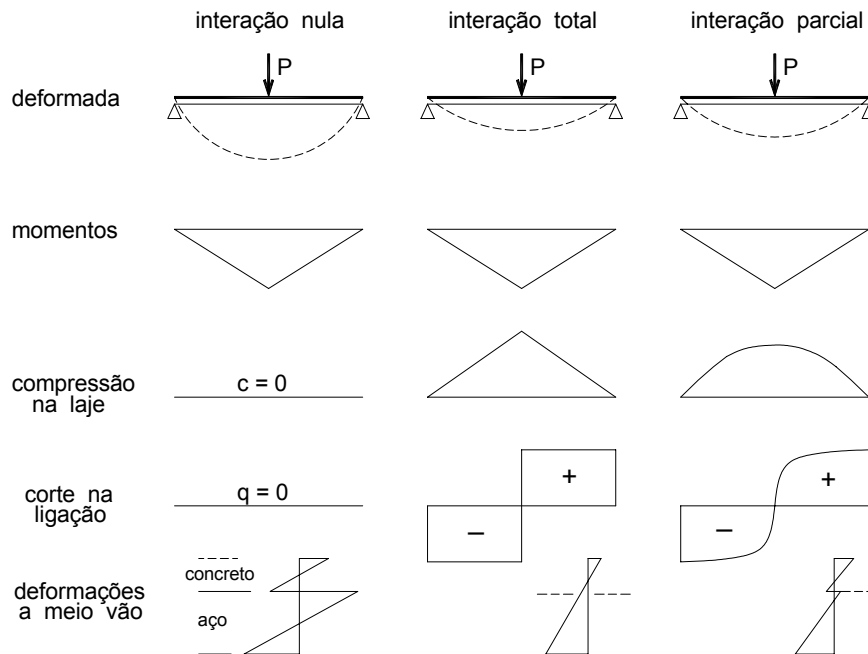


FIGURA 2.6: Interação entre o aço e o concreto no comportamento de viga mista, MALITE (1990).

Com base na figura 2.6, admite-se *Interação nula* quando a seção de aço é projetada isoladamente para suportar, por exemplo, o carregamento do pavimento mais o peso próprio da laje. Como não existe qualquer ligação ou atrito na interface, os elementos comportam-se independentemente, surgindo para laje de concreto e viga de aço linhas neutras também independentes. Deste modo, a superfície inferior da laje é livre para deslizar sobre a mesa superior da seção de aço, permitindo assim, consideráveis escorregamentos entre ambos materiais.

Por outro lado, a *Interação completa ou total* é considerada quando se admite inexistência de escorregamento longitudinal relativo e afastamento vertical entre viga e laje. Deste modo, considera-se que exista uma ligação perfeita entre os elementos estruturais

viga de aço e laje de concreto, de tal forma a se deformarem como um único elemento. Por esta razão, pode-se assumir a hipótese de que as seções planas permanecem planas e a distribuição de deformações apresenta apenas uma linha neutra.

Quando for admitido escorregamento relativo entre as superfícies aço e concreto, implicando em uma descontinuidade no diagrama de deformações, o termo *Interação parcial* pode ser considerado.

Em ALVA (2000) foi mencionado que o efeito do escorregamento afeta a distribuição de tensões bem como a distribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal e, conseqüentemente, a deformabilidade das vigas. O acréscimo de deslocamentos (flechas) provocado pelo efeito de escorregamento relativo viga/laje na interação parcial é considerado pelas normas em geral.

Foi mencionado em MALITE (1990) que mesmo em vigas com grau de conexão total, sempre ocorrerá algum escorregamento relativo na prática. Apesar disso, continua-se empregando a terminologia interação total, principalmente em normas, pois se entende que este deslizamento na interface aço-concreto é muito pequeno e pode ser desprezado nos cálculos.

Segundo estudos realizados em OEHLERS et al. (1997) para vigas mistas de edifícios, a interação parcial não afeta significativamente a capacidade de resistência à flexão da viga, quando a resultante axial da seção de concreto é maior que a resultante axial da seção de aço. Por outro lado, quando a resultante axial do aço é maior que a resultante axial do concreto, ou seja, em seções mais robustas como as de pontes, existe uma redução da capacidade à flexão da viga por conta da interação parcial.

2.2 CONECTORES DE CISALHAMENTO

Os conectores de cisalhamento são elementos metálicos utilizados em vigas mistas para garantir o trabalho em conjunto entre vigas de aço e laje de concreto. Conforme exposto em TRISTÃO (2002), estes elementos estruturais cumprem a função de transmitir o fluxo de cisalhamento longitudinal que se gera na interface aço-concreto, bem como a de impedir o afastamento vertical entre viga e laje, fenômeno este conhecido como *uplift*.

Em CHAPMAN (1964) é mencionado que as forças de afastamento (uplift) quando consideráveis, podem eventualmente provocar o arrancamento dos conectores de cisalhamento da laje de concreto, se estes possuírem alturas insuficientes. Segundo TRISTÃO (2002), com base no EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK (ECCS/1993), a altura total (h) para o conector pino com cabeça (stud), deve ser maior que três vezes o diâmetro (d), sendo que o comportamento dúctil ocorre para diâmetro entre 16 e 22mm, e altura não inferior a quatro vezes o seu diâmetro ($h \geq 4d$), conforme ilustra figura 2.7.

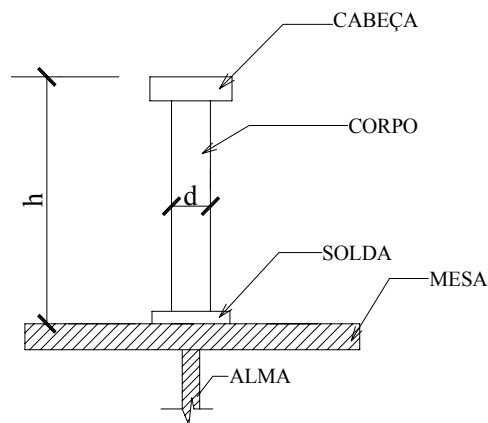


FIGURA 2.7: *Altura mínima para o conector tipo pino com cabeça (stud).*

Os conectores de cisalhamento classificam-se, em função do comportamento estrutural, em flexíveis e rígidos. A figura 2.8 ilustra os tipos mais usuais de conectores flexíveis (a,b,c) e rígidos (d,e). Dentre os flexíveis, os conectores tipo pino com cabeça (stud) são os mais utilizados por apresentarem a mesma resistência em todas as direções, bem como uma maior facilidade de execução.

A identificação do comportamento dúctil é feita pela análise da relação existente entre força de cisalhamento transmitida e o escorregamento relativo entre as superfícies aço e concreto, conforme ilustrado na figura 2.9. Estudos realizados em OEHLERS & COUGHLAN (1986) com relação à rigidez ao cisalhamento apresentada pelos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça (stud), apontam que os conectores embutidos em concretos mais resistentes apresentam um maior rigidez com relação àqueles embutidos em concretos menos resistentes.

Na prática, este comportamento dúctil permite considerar espaçamento uniforme entre os conectores soldados à viga mista, pois se admite uma redistribuição de cisalhamento longitudinal, de modo que, sob carregamento crescente, o conector continua a se deformar, sem ocorrência de ruptura, mesmo após alcançar sua capacidade máxima, permitindo assim que os conectores vizinhos também atinjam a sua resistência total. Dessa forma, a flexibilidade dos conectores garante que o colapso da viga mista, devido à ruptura da ligação entre viga de aço e laje de concreto seja do tipo dúctil.

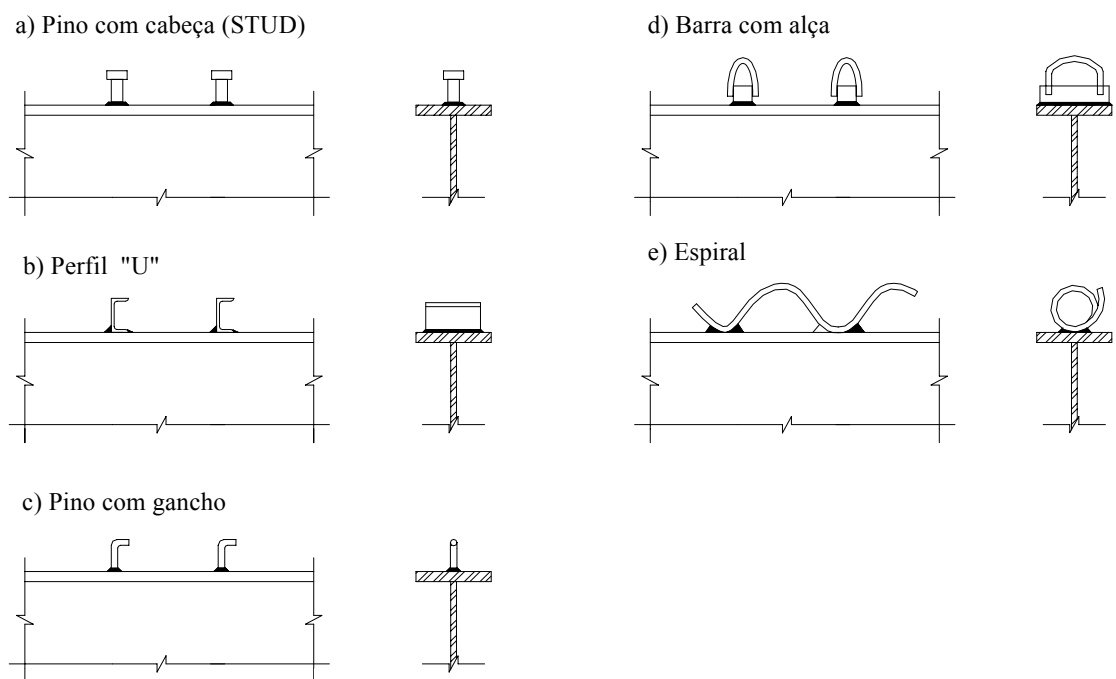


FIGURA 2.8: Tipos usuais de conectores de cisalhamento, TRISTÃO (2002).

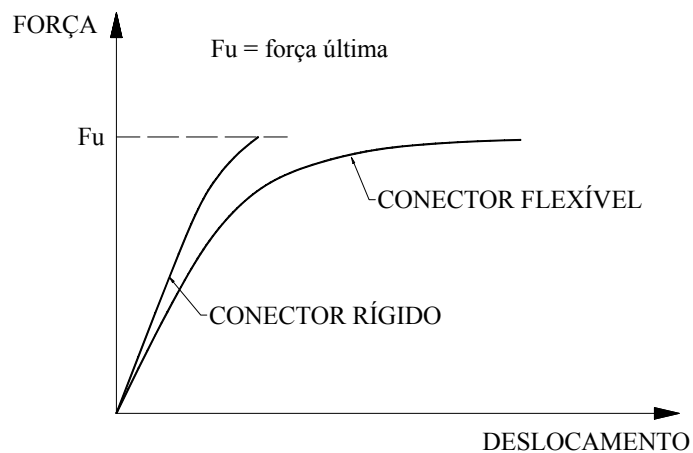


FIGURA 2.9: Relação força-deslocamento nos conectores de cisalhamento, ALVA (2000).

Conforme mencionado em CHAPMAN (1964), experimentos executados em vigas com carregamento uniformemente distribuído na Universidade de Lehigh e no Imperial College na década de 60 indicaram que vigas com espaçamento uniforme entre conectores de cisalhamento se comportam tão bem quanto aquelas com conectores espaçados de forma não uniforme (denominada distribuição linear). Logo, por simplicidade de execução, dá-se preferência pelo espaçamento uniforme entre os conectores de cisalhamento ao longo do comprimento da viga.

No entanto, conforme exposto na mesma referência, a distribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal ao longo da viga possui caráter não uniforme. O maior deslizamento tende a ocorrer no comprimento correspondente a um quarto do vão da viga mista, que é geralmente a primeira região em que o escorregamento relativo começa a se manifestar mediante a aplicação do carregamento.

Em YAM & CHAPMAN (1968) foi observado que a distribuição do deslizamento relativo na interface aço-concreto depende de alguns fatores, tais como: a relação (não-linear) entre carregamento/escorregamento para o escolhido conector de cisalhamento, a distribuição de conectores, a distribuição do carregamento aplicado e do vão, entre outros. Porém, segundo a mesma referência, uma avaliação mais criteriosa por parte dos projetistas, com relação a esses efeitos ainda não era exigida pelos códigos normativos na época.

Outro fato importante que deve ser salientado é a diferença de comportamento existente entre a curva força-escorregamento para conectores de cisalhamento em vigas mistas quando comparada com aquela obtida nos ensaios isolados denominados “push-out”. Foi mencionado em MALITE (1993) que, em vigas simplesmente apoiadas em que a laje é predominantemente (ou totalmente) comprimida, a rigidez da conexão de cisalhamento em regime elástico pode resultar até duas vezes o valor obtido em ensaios isolados, mas a resistência última é aproximadamente a mesma.

2.2.1 CAPACIDADE DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO

A determinação do comportamento dos conectores de cisalhamento a partir de métodos analíticos é extremamente complexa e, por esta razão, não são aplicáveis. A

forma mais utilizada para se obter a resistência dos conectores é feita por meio de ensaios padronizados, que serão descritos brevemente no item 2.2.2 do presente trabalho, os quais permitem gerar equações empíricas que relacionam a resistência do concreto com a resistência dos conectores de cisalhamento.

Em CHAPMAN (1964), foi mencionado que a maior dificuldade para se determinar à resistência dos conectores de cisalhamento por procedimentos de cálculo encontra-se na determinação do comportamento do concreto quando submetido às tensões triaxiais que se manifestam na base do conector. Esse comportamento depende de vários fatores, tais como a taxa de armadura transversal (que é responsável pela restrição da expansão transversal do concreto), as propriedades dos conectores de cisalhamento para restringir a fissuração da parte inferior da laje, entre outros.

O texto base de revisão da norma brasileira NBR 8800:1986 apresenta equações para a resistência de cálculo (em quilonewton), dos conectores tipo pino com cabeça (equação 2.2) e perfil “U” laminado ou formado a frio (equação 2.3), totalmente embutidos em laje maciça de concreto.

$$q_{rd} = \frac{0,5 A_{sc} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \leq \frac{A_{sc} f_u}{\gamma_{cs}} \quad (2.2)$$

$$q_{rd} = \frac{0,3(t_f + 0,5t_w)L_{cs}\sqrt{f_{ck}E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2.3)$$

Na equação 2.2, A_{sc} é a área da seção transversal do conector; f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão (MPa); E_c é o módulo de elasticidade do concreto ($E_c = 42\gamma_c^{1,5}\sqrt{f_{ck}}$ em MPa); f_u é a resistência à ruptura do aço do conector (MPa). Na equação 2.3, t_f é a espessura média da mesa do conector em mm; t_w é a espessura da alma do conector em mm; L_{cs} é o comprimento do perfil “U” laminado em mm. Em ambas equações γ_{cs} é o coeficiente de ponderação de resistência do conector e igual a 1,25.

Maiores detalhes com referência aos procedimentos adotados pelas principais normas estrangeiras para a determinação da capacidade dos conectores de cisalhamento estão devidamente descritos em TRISTÃO (2002).

2.2.2 ENSAIOS EM CONECTORES DE CISALHAMENTO

A avaliação do comportamento estrutural dos conectores de cisalhamento, no tocante à resistência última, modo de colapso e obtenção da curva força-escorregamento, é normalmente realizada a partir de ensaios padronizados denominados “*Push-out test*”.

Algumas normas, tais como EUROCODE 4 (1992) e Norma Britânica BS 5400 (1979) estabelecem procedimentos a serem cumpridos com relação a especificação das dimensões dos elementos viga de aço e laje de concreto, bem como especificações com referência à aplicação do carregamento, com vistas a se obter a curva força-escorregamento na interface aço-concreto.

A figura 2.10 ilustra o esquema proposto pelo EUROCODE 4 (1992) para a realização dos ensaios do tipo *Push-out*.

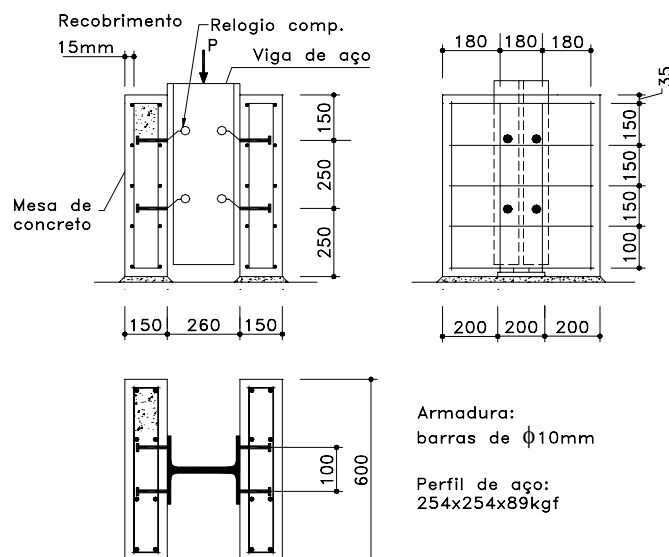


FIGURA 2.10: Ensaio tipo *push-out* proposto pelo EUROCODE 4, TRISTÃO (2002).

O modelo é constituído de um perfil de aço tipo I interligado por meio de conectores de cisalhamento a duas mesas de concreto armado, com a posição e o diâmetro da armadura

devidamente especificados. O procedimento consiste da aplicação de incrementos de carga ao perfil de aço, para posterior medição do escorregamento relativo obtida por meio de relógios comparadores.

Segundo JOHNSON, apud MALITE (1993), a resistência à compressão do concreto pode influenciar tanto a capacidade do conector como o seu modo de colapso. Assim sendo, para concretos com resistência à compressão elevada, a ruptura geralmente se dá nos conectores de cisalhamento, enquanto que para concretos de resistência à compressão baixa, a ruptura pode ocorrer por esmagamento na região circundante ao conector, denominada de “*zona de compressão triaxial*”, conforme mencionado em TRISTÃO (2002).

Alguns trabalhos já foram desenvolvidos no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP referentes aos ensaios do tipo push-out. Em MALITE (1993) são descritos ensaios experimentais normalizados do tipo push-out em 3 (três) tipos de conectores de chapa dobrada: cantoneira simples, cantoneira enrijecida e perfil “U” em duas espessuras de chapa (2,66 mm e 4,76 mm), considerando prescrições semelhantes àquelas apresentadas na norma inglesa BS5400 (1979) e ECCS (1981), com a finalidade de se obter o comportamento força-escorregamento relativo aço-concreto, bem como a determinação da resistência última.

Vale ressaltar que TRISTÃO (2002) também desenvolveu em seu trabalho modelos numéricos para simular o ensaio tipo “*Push-out*”, com vistas a se avaliar o comportamento estrutural dos conectores de cisalhamento tipo perfil “U”, por meio da determinação da relação entre força no conector e o correspondente deslocamento relativo entre viga de aço e laje de concreto. Os modelos numéricos tridimensionais propostos com conectores tipo perfil “U” formado a frio e conectores pino com cabeça (stud), estão ilustrados, respectivamente, nas figuras 2.11 e 2.12.

Desse trabalho, foram obtidos resultados da relação ***Força-Deslocamento*** dos conectores de cisalhamento, bem como outras informações de interesse, tais como deformações e tensões na região dos conectores. Os resultados dos modelos numéricos ilustrados nas figuras 2.11 e 2.12, foram confrontados com três resultados de ensaios experimentais realizados por KALFAS et al. (1997) e MALITE (1993), respectivamente, conforme ilustra a figura 2.13.

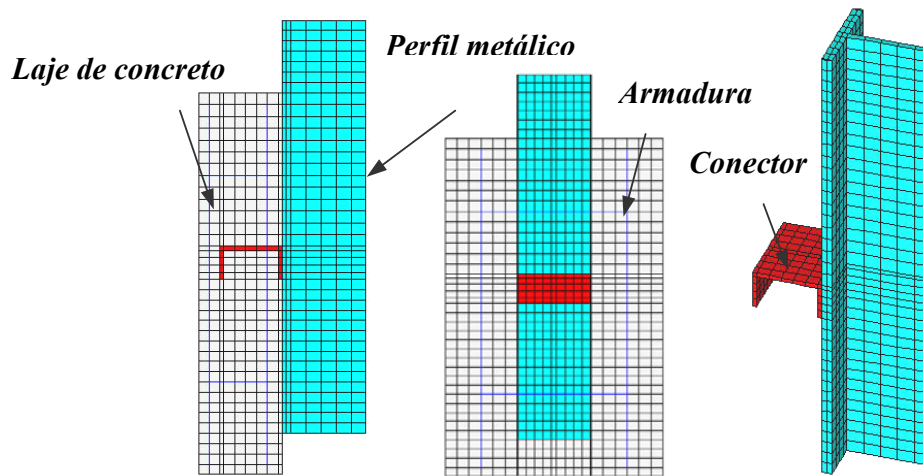


FIGURA 2.11: *Visão geral de um dos modelos numéricos que utilizam perfil “U”, TRISTÃO (2002).*

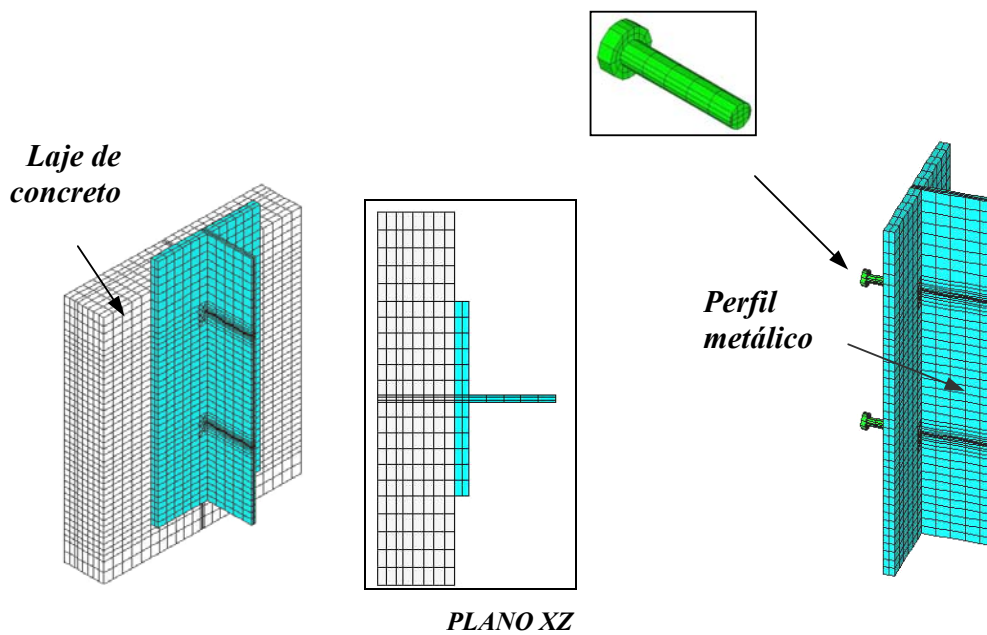
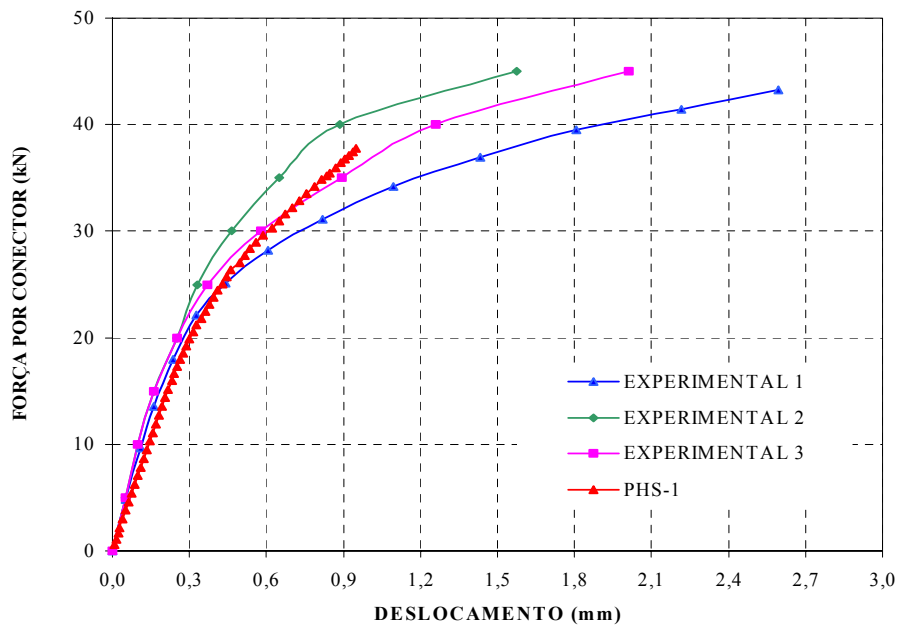
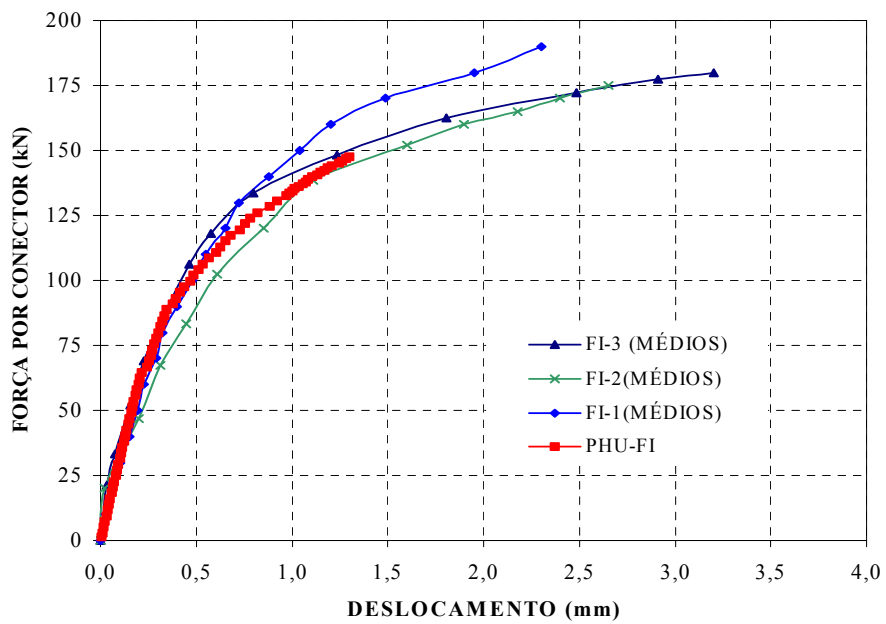


FIGURA 2.12: *Visão geral de um dos modelos numéricos que utilizam pino com cabeça (stud), TRISTÃO (2002).*



(a)



(b)

FIGURA 2.13: Relação força \times deslocamento, TRISTÃO (2002):
(a) modelo numérico da figura 2.11 e **(b)** modelo numérico da figura 2.12.

2.3 TRANSFERÊNCIA DE FORÇAS DE CISALHAMENTO NA INTERFACE AÇO-CONCRETO

Conforme mencionado em OEHLERS (1989), o fluxo de cisalhamento longitudinal que se gera na interface laje de concreto e viga de aço, em vigas mistas, é transferido por meio de um número discreto de pontos, representados pelos conectores de cisalhamento utilizados. No caso do conector pino com cabeça (stud), as forças de cisalhamento longitudinal são transferidas da laje de concreto para a viga de aço, conforme ilustra 2.14.

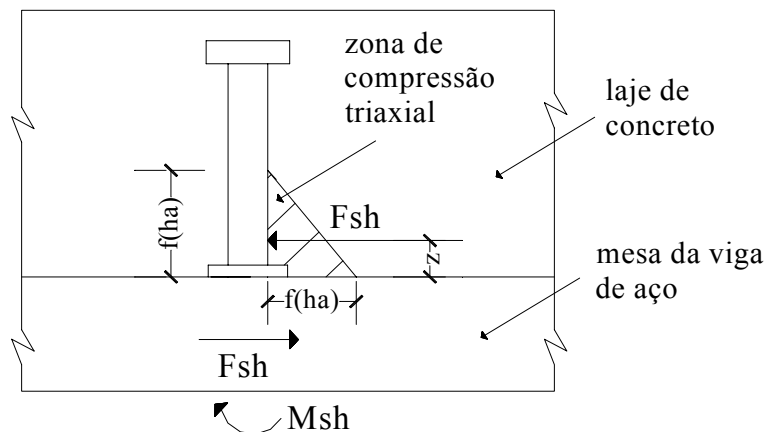


FIGURA 2.14: Transferência de forças de cisalhamento longitudinal do conector tipo pino com cabeça (stud), TRISTÃO (2002).

Segundo OEHLERS & PARK (1992) apud TRISTÃO (2002), o fuste do conector é submetido à força de cisalhamento (F_{sh}), distante da mesa do perfil metálico de uma distância z . O produto da força F_{sh} pela correspondente excentricidade z gera um momento M_{sh} . Logo, essas forças atuantes resultam em tensões de cisalhamento e normal aplicadas ao corpo do conector.

A magnitude dessas tensões não depende somente da força de cisalhamento F_{sh} , mas também da ordem de grandeza da excentricidade z que é função da rigidez entre o concreto e o conector. Conforme mencionando em OEHLERS & PARK (1992), se a rigidez do concreto E_c é muito maior que a rigidez apresentada pelo conector, a excentricidade z tenderá a zero, caso contrário, z tenderá a metade da altura do conector pino com cabeça (stud).

Com base na figura 2.14, a zona de concreto que se encontra imediatamente em frente ao conector de cisalhamento, denominada “*zona de compressão triaxial*”, está sujeita a elevadas tensões de compressão e também depende da altura efetiva do conector (h_a). Segundo TRISTÃO (2002), para o conector pino com cabeça (stud), a altura efetiva (h_a) é 1,8 vezes o seu diâmetro.

Em OEHLERS & PARK (1992) é mencionado que existem diversos mecanismos que levam a ruptura do conector pino com cabeça quando da transferência das forças de cisalhamento longitudinal da laje para viga. Em TRISTÃO (2002), em concordância com OEHLERS & PARK (1992), são descritos dois mecanismos de grande influência na ruptura do conector:

- a) Como um possível mecanismo de ruptura, quando o elemento concreto for menos rígido quando comparado ao elemento do conector, o concreto começa a fissurar tornando-se menos rígido antes que o material do conector plastifique, proporcionado assim o aumento da excentricidade z . Conseqüentemente, as tensões normais no pino do conector aumentarão mais rapidamente que as tensões de cisalhamento, conduzindo o conector à ruptura.
- b) Por outro lado, se o elemento conector for menos rígido que o elemento concreto, z diminui, reduzindo assim o momento (M_{sh}) no conector. Além disso, a zona de compressão triaxial reduzirá, já que diminuirá a altura efetiva do conector, ocasionando assim a ruptura do concreto na zona de compressão triaxial, conseqüentemente o aumento de z , já que a rigidez do elemento concreto (E_c) diminui. A partir daí, retorna-se ao mecanismo de ruptura descrito no item a.

Outro fato importante que deve ser mencionado é com referência aos modos de fissuração que ocorrem na laje, associados à ruptura do conector de cisalhamento, por conseqüência da redução gradual da resistência e rigidez do material concreto na zona de compressão triaxial. (ver figura 2.15).

Segundo OEHLERS (1989) apud TRISTÃO (2002), a redução da restrição triaxial desta zona é consequência da fissuração que ocorre no concreto quando o conector aplica uma força concentrada na laje, conforme ilustra figura 2.15.

Com base na figura 2.15, são descritos a seguir três modos de fissuração que ocorrem na laje, conforme apresentado em OEHLERS (1989).

a) Fissuração devido ao rasgamento:

As fissuras se propagam transversalmente ao conector e dependem da força de compressão no plano da laje. Essas possuem pouco efeito na resistência do conector desde que sua propagação seja fora da zona de influência.

b) Fissuração que se propaga na direção das bielas de compressão:

As fissuras ocorrem perto da zona de influência e, portanto, podem afetar a restrição triaxial. Segundo MATTOCK & HAWKINS (1972) apud OEHLERS (1989), a armadura transversal disposta na laje tem, para este caso, o papel de resistir a rotação daquela região de concreto, prevenindo, desta forma, a ruptura por cisalhamento.

c) Fissuração por fendilhamento em frente ao conector:

A dispersão da força concentrada, em regiões de tensões longitudinais uniformes, induz uma região de elevadas tensões de tração, localizada em frente à zona de compressão triaxial, podendo causar ao concreto, o aparecimento da primeira fenda em frente ao conector. Conseqüentemente, a propagação dessas fendas provoca o fendilhamento atrás do conector, diminuindo, assim, a restrição triaxial na zona de influência.

A fissura por fendilhamento é mais nociva ao concreto. Segundo OEHLERS (1989), a armadura transversal não impede o fendilhamento do concreto, porém limita a propagação das fissuras. A armadura transversal disposta na laje tem um papel importante apenas no confinamento do conector.

Conforme mencionado em TRISTÃO (2002), a resistência ao cisalhamento do conector somente depende da resistência e rigidez do material do conector e da laje de concreto.

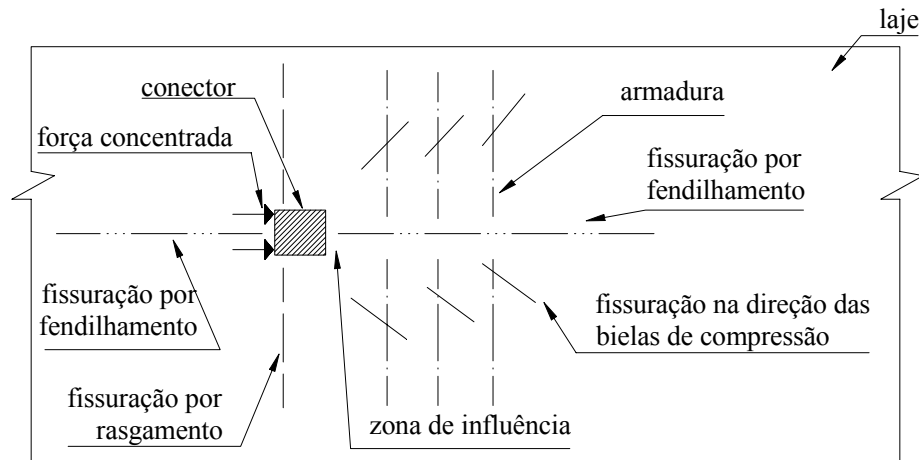


FIGURA 2.15: Tipos de fissuração na laje devido à força concentrada, TRISTÃO (2002).

Observações feitas em DAVIES (1969) em vigas mistas simplesmente apoiadas com variações nas taxas das armaduras transversais que compõem a laje, demonstraram que a quantidade de armadura transversal tem influência na resistência à flexão da viga mista. Assim, quanto maior for a taxa de armadura transversal na laje de concreto (dentro de uma quantidade tolerável), maior será a resistência última a flexão alcançada pela viga mista.

Desta forma, recomenda-se que sejam colocadas armaduras transversais adicionais àquelas normalmente utilizadas na laje de concreto armado, com vistas a se limitar à propagação de fissuras por fendilhamento na região onde se encontram as linhas de conectores de cisalhamento. Esta armadura deverá ser uniformemente distribuída ao longo do vão da viga e posicionada na face inferior da laje, como ilustra a figura 2.16.

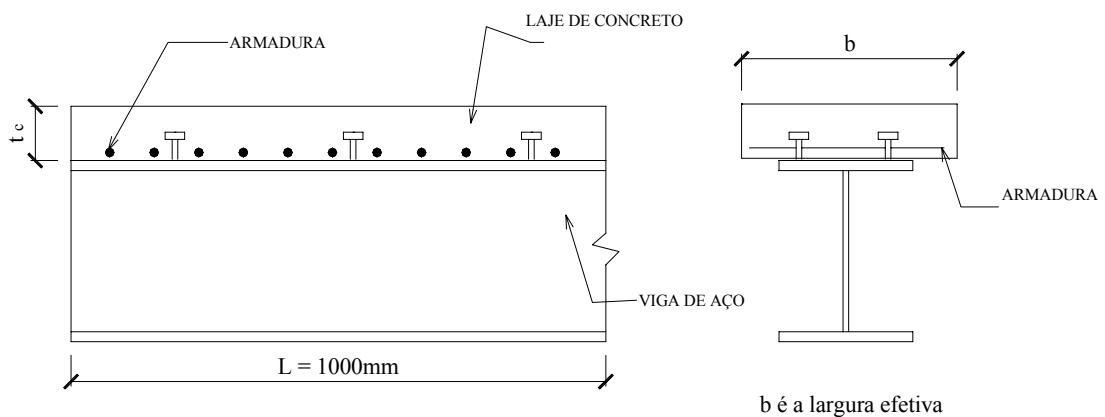


FIGURA 2.16: Disposição das armaduras transversais (adicionais) na laje de concreto, TRISTÃO (2002).

ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3

Apesar de o aço ser pouco aplicado à construção civil no Brasil, quando comparado ao consumo em países desenvolvidos, como por exemplo, os Estados Unidos, o presente tema tem sido objeto de interesse e de estudos dos profissionais dos meios científico e técnico, diretamente ligados ao ramo da construção civil. O material aço pode ser empregado em diversos tipos de obras, tais como edificações industriais, edifícios garagem, shopping centers, edificações comerciais de múltiplos andares, etc.

Em cada uma das edificações anteriormente citadas, a escolha do aço como material estrutural deve levar em conta não somente os aspectos já bastante conhecidos e considerados em projetos, como *o custo da obra* e problemas relativos à *corrosão* (sempre presente quando o material é metálico), mas também a possibilidade da ocorrência de *incêndio*, principalmente quando a taxa de ocupação de uma edificação é alta, ou seja, em que estão envolvidas vidas humanas.

No entanto, é importante ressaltar que uma análise comparativa de custos entre uma construção executada em aço ou com outro material de interesse, não deve ser feita com base apenas no custo direto do material a ser escolhido. Afirmar que uma dada estrutura será mais adequada, caso seja executada em concreto ou em madeira, ao invés de executada em aço, pode resultar em uma solução não satisfatória. Em cada caso, dependendo da utilização idealizada ou do tempo de execução previsto, a escolha do material deverá ser feita visando resultados satisfatórios da relação custo-benefício. Obras em aço, em geral apresentam custos mais elevados, em resposta a um tempo de execução bastante reduzido.

Aspectos referentes à corrosão, sempre presente em estruturas metálicas, pode ser devidamente contornada desde que seja especificado em projeto um tipo de aço em

correspondência ao local da obra (obras em atmosferas agressivas podem justificar, na maioria das vezes, a especificação de aços de alta resistência e à corrosão). Outras especificações de projeto podem também minimizar o efeito causado pela corrosão, tais como pinturas especiais, proteção com materiais inertes (vermiculita), proteção com argamassas especiais, detalhes construtivos, etc.

Já a preocupação por parte dos órgãos normativos com a ocorrência de incêndio não está ligada ao interesse de preservar o patrimônio, mas sim de garantir que a estrutura permaneça com sua capacidade portante preservada, por um período de tempo considerado suficiente para garantir a total evacuação das pessoas. A preocupação principal é, sem sombra de dúvidas, a de preservar a integridade física do ser humano. A questão da perda da edificação como patrimônio deverá ser garantida por meio de contratos de seguros.

3.1 BREVE HISTÓRICO NO CONTEXTO MUNDIAL

Em muitos países da Europa e nos Estados Unidos, a preocupação com a segurança em situação de incêndio já existe há bastante tempo. Algumas normas regulamentam assuntos tais como *prevenção e extinção do incêndio*, *compartimentações verticais e horizontais*, bem como *dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio*.

No contexto mundial, as primeiras exigências de proteção contra incêndio surgiram por volta de 1666, com a ocorrência de um grande incêndio situado na cidade de Londres. Porém, este tema só começou a ser realmente estudado em meados do século 19 e início do século 20. Foi citado em VIEST (1960) que os estudos com referência aos efeitos da temperatura em vigas mistas aço-concreto se iniciaram por volta de 1950, por Hirschfeld, em Berlim, na Alemanha.

Conforme mencionado em CLARET (2000), o estabelecimento das primeiras normas para testes de resistência ao fogo deve-se a ASTM – American Society for Testing and Materials que, em 1911, estabeleceu a norma “*Standard tests for fireproof constructions*”. Em 1932, a British Standard Institution publicou a norma BS 476, intitulada “*Fire tests on buildings materials and structures*”, a qual com as devidas revisões e ampliações, ainda hoje é bastante utilizada.

Vale ressaltar que algumas normas utilizam métodos de dimensionamento com base na resposta individual dos elementos estruturais, sem levar em consideração a interação existente entre esses elementos durante o incêndio.

Assim sendo, nos últimos anos, atenções têm sido direcionadas para o desenvolvimento de procedimentos mais racionais de dimensionamento, com base em ensaios mais realísticos, visando a investigação do comportamento de estruturas de edifícios durante as condições de incêndio.

Nesse sentido, trabalhos com base em ensaios experimentais, em especial, com referência ao comportamento de estruturas mistas aço-concreto submetidas a elevadas temperaturas, têm se expandido de maneira considerável, principalmente na Europa e em países como Nova Zelândia e Austrália.

Um dos mais recentes estudos desenvolvidos com esse propósito foi realizado entre os anos de 1995 e 1996, pela British Steel, hoje conhecida como *CORUS*, que executou 4 (quatro) ensaios com ênfase em incêndio, em uma estrutura construída em escala real (com 8 pavimentos) localizada na cidade de Cardington, Reino Unido. Os objetivos principais para a execução desses testes consistiram em investigar o comportamento da estrutura real durante as condições de incêndio e coletar dados que poderiam permitir o uso de códigos de cálculo para a análise de estruturas submetidas a elevadas temperaturas.

As figuras 3.1 e 3.2 ilustram, respectivamente, o Laboratório Cardington, situado na Inglaterra (utilizado para a execução dos ensaios em estruturas em escala real submetidas a temperaturas elevadas) e o sistema estrutural, o qual foi citado anteriormente, submetido ao incêndio.

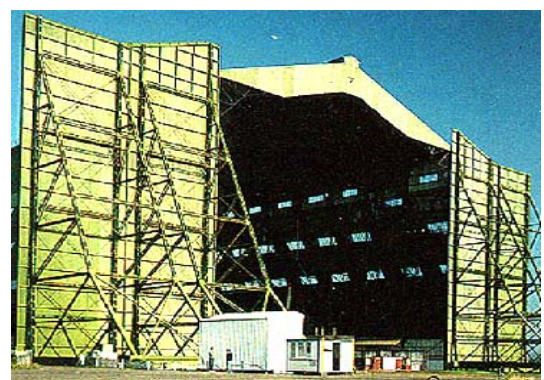


FIGURA 3.1: Laboratório Cardington, localizado na Inglaterra.

Fonte: <http://fire.nist.gov/bfrlpubs/fire02/art081.html>

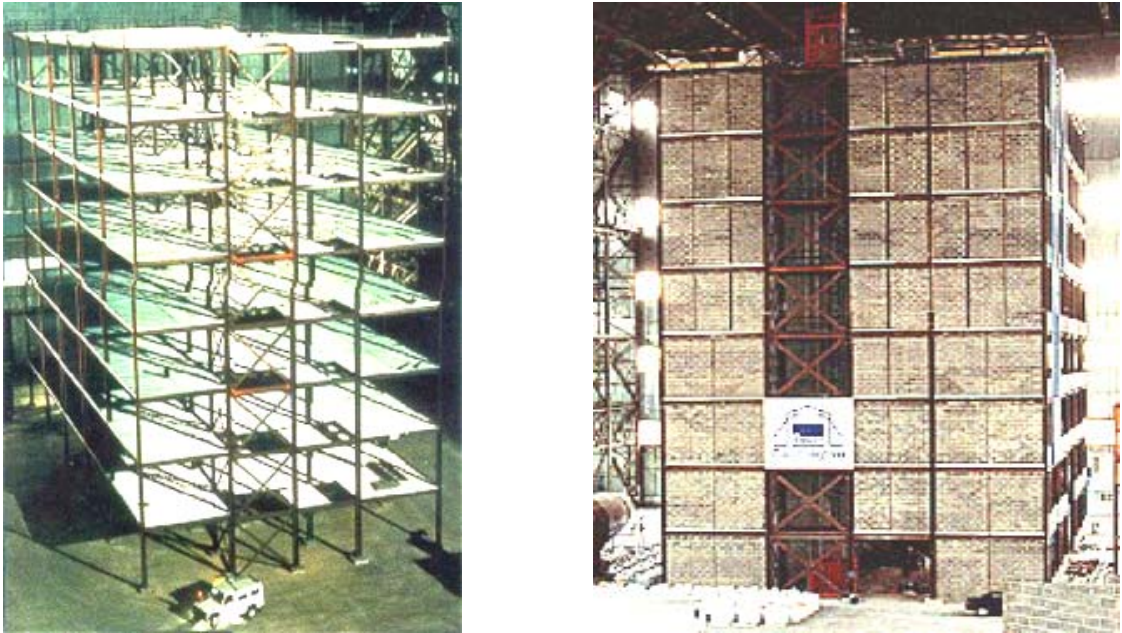


FIGURA 3.2: Estrutura de 8 (oito) pavimentos construída em escala real.

Fonte: <http://fire.nist.gov/bfrlpubs/fire02/art081.html>

A figura 3.3 ilustra a planta do edifício Cardington, indicando as locações dos testes com ênfase em incêndio.

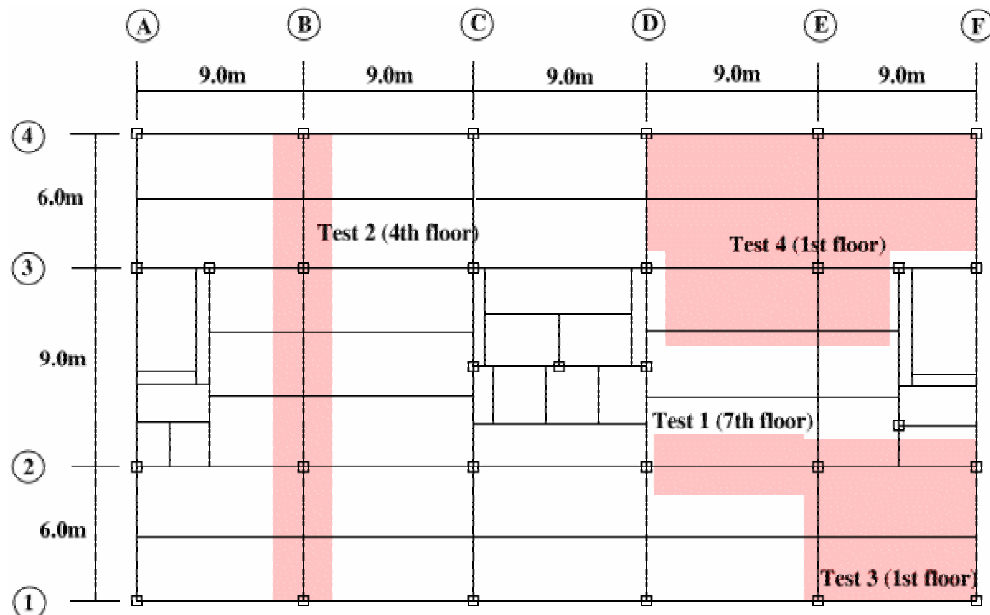


FIGURA 3.3: Planta estrutural do edifício Cardington (dimensões em mm), LAMONT (2001).

Já as figuras 3.4 e 3.5 ilustram a configuração deformada dos elementos estruturais do edifício após o incêndio.



FIGURA 3.4: *Vista geral de um dos pavimentos do Edifício Cardington após o incêndio, LAMONT (2001).*



FIGURA 3.5: *Configuração deformada dos elementos estruturais após o incêndio, LAMONT (2001).*

Além dos testes de resistência ao fogo executados em Cardington, outros países também se preocuparam com o comportamento das edificações quando submetidas ao incêndio.

Na Alemanha, em 1985, foram realizados testes de resistência ao fogo em um edifício modelo de 4 pavimentos, construído na Universidade de Stuttgart-Vaihingen. Foram usados na estrutura, diversos tipos de elementos mistos aço-concreto, como por exemplo, pilares de aço preenchidos com concreto, vigas mistas e pisos mistos.

A BHP, um dos maiores fabricantes de aço da Austrália vem, ao longo dos anos, pesquisando soluções em engenharia de incêndio para as construções em aço. Um número significativo de testes de resistência ao fogo em escala real tem sido executados no Laboratório de Melbourne, representando os mais diversos tipos de construções, como ginásios de esportes, garagens e escritórios. A figura 3.6 ilustra um dos testes de resistência ao fogo executado pela BHP, com vistas a se estudar seu comportamento real durante as condições de incêndio.



(a)



(b)

FIGURA 3.6: Teste de resistência ao fogo executado pela BHP na Austrália:

(a) antes do incêndio e (b) durante o incêndio.

Fonte: <http://members.fortunecity.com/911/fire/SCI.htm>

Na Nova Zelândia, o *HERA* (The New Zealand Heavy Engineering Research Association) publicou uma diretriz de projeto que permite a verificação de sistemas de pisos mistos não protegidos, iguais àqueles usados nos testes executados em Cardington.

Com os avanços tecnológicos alcançados nas últimas décadas, muitos trabalhos com base na resposta numérica têm sido desenvolvidos para a análise do comportamento das estruturas de aço e mistas em condições de incêndio. Apresenta-se, a seguir, uma descrição resumida de alguns desses estudos recentemente publicados na comunidade científica.

Em HUANG et al. (1999) foi apresentado um procedimento não-linear tridimensional para a modelagem da conexão de cisalhamento parcial em vigas mistas simplesmente apoiadas, tanto em temperatura ambiente como em situação de incêndio. Os resultados numéricos foram comparados com os resultados experimentais descritos em CHAPMAN & BALAKHRISNAN (1964) para as vigas em temperatura ambiente e com os resultados descritos em WAINMAN & KIRBY (1988) para as vigas em situação de incêndio.

Foi apresentado em WANG (1998) um estudo teórico, referentes às vigas mistas parcialmente protegidas, com vistas a se reduzir substancialmente o custo da proteção passiva. No método proposto, somente a mesa inferior e o equivalente a $\frac{1}{4}$ da alma da viga de aço recebiam revestimento térmico. A eficiência desse tipo de sistema foi avaliada, comparando-se sua resistência última à flexão com aquela obtida para a situação em que se tinha a viga totalmente protegida. Os resultados obtidos indicaram que os custos do material para ambos os casos, proteção total ou parcial, são similares, mas o custo de instalação pode ser reduzido em mais de 50%, para o caso de vigas mistas com proteção parcial.

Em SANAD et al. (2000) foi apresentado um modelo numérico para analisar o comportamento de vigas mistas de edifícios, em concordância com os testes (com ênfase em incêndio) executados em Cardington. Os resultados obtidos indicaram que a expansão térmica tem forte influência na resposta da estrutura durante a exposição do compartimento ao incêndio.

Com o mesmo enfoque apontado em SANAD et al. (2000), foi apresentado em EUGHAZOULLI et al. (2000) modelos numéricos com vistas a simular a resposta de pisos de edifícios mistos durante as condições de incêndio. Após análises feitas, concluiu-se que

a influência da restrição à expansão térmica nos pisos aquecidos é bastante significativa nas áreas aquecidas, as quais se encontram restringidas pelas demais partes da estrutura.

Devido ao grande interesse despertado nos países nórdicos e na Inglaterra com referência a construção de pisos mistos, em que a viga de aço se encontra parcialmente embutida na laje de concreto, foi apresentado em MÄKELAINEN & MA (2000) um modelo numérico que representa esse sistema, com vistas a se estudar seu comportamento estrutural e térmico. Os resultados obtidos demonstraram que o colapso estrutural foi causado pela redução da capacidade à flexão da viga quando exposta ao incêndio.

3.2 BREVE HISTÓRICO NO BRASIL

No Brasil, como mencionado em RODRIGUES (1999), até 1970 todos os regulamentos como Código do Corpo de Bombeiros e Código de Obras Civis foram adaptados de seguradoras americanas, e as exigências para instalações de segurança não eram muito rigorosas. No entanto, após os incêndios ocorridos no Edifício Andraus em 1972, no Edifício da Caixa Econômica do Rio de Janeiro em 1974 e no Edifício Joelma, também em 1974, todos resultando em 195 mortes, atenções especiais foram direcionadas a este assunto, tendo como consequência, em 1979, a criação do Laboratório de Ensaio ao Fogo no IPT.

Em seguida, em 1980 foi publicada a "**NBR 5627-Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo**", que em 2001 foi cancelada por apresentar valores de cobrimentos e dimensões mínimas, que inviabilizavam economicamente a execução das obras de concreto.

Em 1993 foi criado o decreto 38069 no Estado de São Paulo, que estabelecia especificações para proteção contra incêndio. Também no Estado de São Paulo, em 1994, o Corpo de Bombeiros publicou a Instrução Técnica IT-CB-0233/94, que determinava o tempo de resistência ao fogo para vários tipos de estruturas de aço.

Nos últimos anos, diversos trabalhos têm sido desenvolvidos e divulgados com relação às estruturas de aço e de concreto em situação de incêndio, com o objetivo de se desenvolver métodos mais racionais de dimensionamento com base em modelos mais realísticos de incêndio e com critérios de segurança mais adequados ao cotidiano brasileiro.

Dessa forma, conforme mencionado em SILVA & FAKURY (2000), foi apresentada à comunidade científica internacional a recente publicação das Normas Brasileiras para o cálculo de estruturas de aço em situação de incêndio: **NBR 14323:1999** e **NBR 14432:2000** (que atualmente passam por processo de revisão), em que são descritas as principais recomendações normativas vigentes no país.

Segundo LANDESMANN (2003), este trabalho se iniciou em meados de 1995, principalmente na Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), na Universidade de São Paulo (USP) e na Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), visando à divulgação de novas publicações com relação ao assunto, adaptadas aos padrões estruturais brasileiros.

Com o objetivo de se obter subsídios para eventuais contribuições quando da revisão da nova norma brasileira NBR 14323:1999 em suas futuras edições e dar origem a novas pesquisas no assunto incêndio, pesquisas têm sido desenvolvidas e publicadas para a análise do comportamento das estruturas de aço em situação de incêndio.

Por exemplo, em SILVA (1997) apud LANDESMANN (2003) foram tratados os principais parâmetros que influenciam o processo de desenvolvimento de incêndios “reais” tais como, grau de ventilação do compartimento em chamas, carga de incêndio e configuração geométrica do ambiente em chamas, no comportamento de estruturas de aço quando submetidas a elevadas temperaturas. Nesse trabalho foi proposto um método simplificado de dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio, levando-se em consideração a influência da não-linearidade dos materiais, bem como os efeitos da não-linearidade geométrica.

Posteriormente, em SILVA (2000), por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), foi estudado o comportamento de vigas de aço simplesmente apoiadas com e sem restrição lateral, bem como o comportamento de estruturas aporticadas quando submetidas a elevadas temperaturas. Os resultados obtidos foram comparados com as recomendações prescritas na NBR 14323:1999.

Em ABREU et al. (2001) buscou-se avaliar as influências de algumas simplificações previstas pela NBR 14323:1999, quanto à distribuição de temperatura na seção transversal de vigas mistas, à resistência à flexão e à resistência dos conectores de cisalhamento. Para tanto, foi desenvolvido um programa com base no MEF, com vistas a se

determinar, de forma mais precisa, as temperaturas ao longo do tempo nos componentes da seção mista.

Em CASELI et al. (2001) foram realizadas análises numéricas em situação de incêndio de vigas de aço em seção “I” sujeitas ao fenômeno de flambagem lateral. Os resultados obtidos foram comparados aos resultados analíticos obtidos pelo método simplificado de dimensionamento proposto pelo EUROCODE 3 Parte 1-2.

Em SILVA (2002) foi desenvolvido um modelo computacional para a análise térmica bidimensional de estruturas metálicas e mistas, com vistas a se avaliar sua resposta numérica quando submetidas a elevadas temperaturas. Por meio de estudos teóricos realizados e a conseqüente implementação computacional, foram analisados diferentes seções de aço, de concreto e seções mistas. Os resultados obtidos foram comparados com resultados numéricos e experimentais obtidos por outros pesquisadores.

3.3 NORMAS BRASILEIRAS PARA ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Dentro do contexto das estruturas de aço, o incêndio, até pouco tempo atrás, parecia ser um aspecto sem solução devido à inexistência de uma norma brasileira que orientasse os projetistas na minimização desse problema. As soluções até então adotadas, em geral, sem embasamento científico, conduziam a estruturas antieconômicas, gerando desinteresse por completo dos projetistas e proprietários em adotá-las para minimizar os problemas causados pelo incêndio, ou mesmo, pela utilização do aço como material estrutural.

Nesse sentido, em 1996, a Associação Brasileira de Normas Técnicas instalou uma comissão para estudar o assunto em questão. Preocupados com a segurança em situação de incêndio, bem como com as rigorosas exigências da *Instrução Técnica IT-B\CB 0233/94*, representantes dos meios universitário e técnico formaram um Grupo de Trabalho objetivando elaborar textos-base normativos para o dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio, com base em bibliografias modernas sobre o tema proposto.

O texto-base apresentado à CE foi devidamente desenvolvido em total compatibilidade com as normas brasileiras em vigor na época, e contou com a participação

de representantes do corpo de bombeiros de São Paulo, de fabricantes de materiais de proteção térmica, do IPT, de escritórios de projeto e outros interessados.

O texto foi aprovado e, em 1999, foi publicada a norma brasileira “**NBR 14323- Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio**”, a qual trata do dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio e apresenta ferramentas que possibilitam determinar, em situação de incêndio, a temperatura nos elementos de aço ao longo do tempo, em função da temperatura dos gases no ambiente em chamas, a variação das propriedades do aço com a temperatura, bem como fixa condições exigíveis para o dimensionamento de perfis soldados e laminados, vigas mistas, pilares mistos, lajes mistas (com fôrma de aço incorporada) e ligações por soldas ou parafusos.

A figura 3.7 fornece a curva da variação da temperatura dos gases em função do tempo de incêndio, denominada curva “Temperatura x Tempo” de um *incêndio real*, sendo possível, a partir dessa curva, obter a máxima temperatura atingida pelo elemento estrutural e conseqüentemente, o correspondente esforço resistente em situação de incêndio.

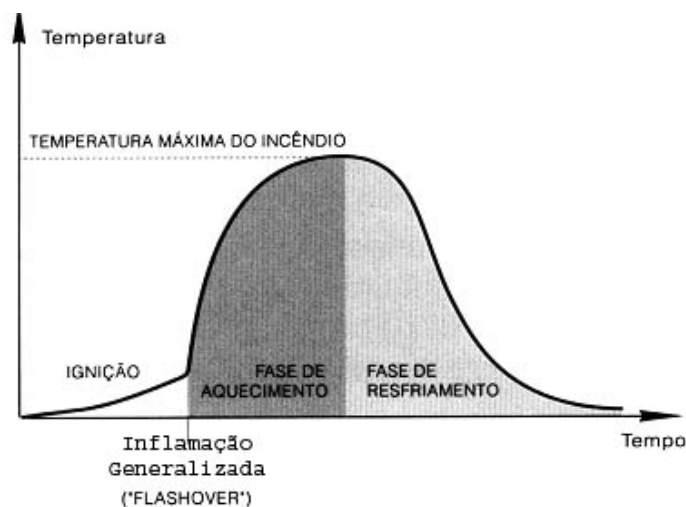


FIGURA 3.7: Curva temperatura tempo de um incêndio real, SILVA (2001).

Por meio de análise com referência a figura 3.7, nota-se que a fase inicial (fase de ignição) é caracterizada por temperaturas relativamente baixas que não implicam em riscos à estrutura e, principalmente, à vida humana. Após a fase de ignição, a temperatura aumenta rapidamente devido à superfície de toda carga combustível presente no ambiente entrar em ignição. Nesse instante, ocorre o aumento brusco da temperatura denominado

“*flashover*” ou instante de inflamação generalizada. Após a ocorrência do *flashover*, a temperatura dos gases eleva-se rapidamente, caracterizando a fase de aquecimento, até boa parte do material combustível se extinguir, dando início à fase de resfriamento.

No entanto, para fins de dimensionamento pode-se utilizar a curva ilustrada na figura 3.8, denominada curva “Temperatura x Tempo” de um *incêndio natural*, uma vez que o incêndio durante a fase de ignição é de pequenas proporções e, portanto pode ser desconsiderado. O segundo trecho da curva corresponde à redução gradativa da temperatura dos gases é ajustado por uma reta.

Cabe ressaltar que este modelo de incêndio depende de vários fatores, tais como a quantidade, a natureza e a distribuição do material combustível (carga de incêndio), o grau de ventilação do ambiente em chamas, etc.

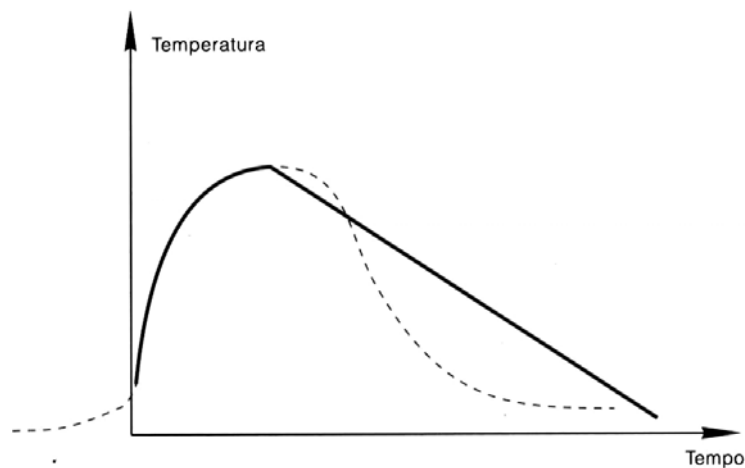


FIGURA 3.8: Curva temperatura x tempo de um incêndio natural, SILVA (2001).

Devido às dificuldades de se estabelecer a curva “Temperatura x Tempo” de um incêndio natural, justificada pela grande variabilidade dos fatores mencionados anteriormente, a norma brasileira NBR 14323:1999, por simplificação, disponibiliza ao usuário equações para o dimensionamento com base em um método simplificado, juntamente com uma curva padronizada, denominada de “*Incêndio-Padrão*”, descrita por meio de uma equação logarítmica na forma $\theta_g = 20 + 345 \log(8t+1)$, em que θ_g é a temperatura dos gases no ambiente em chamas (em $^{\circ}\text{C}$) e t é o tempo (em minutos). Este modelo está representado na figura 3.9.

Precisa ser mencionado que a utilização das equações do procedimento simplificado não está necessariamente vinculada à curva-padrão. Estas também podem ser usadas com curvas que representam o incêndio natural, desde que o usuário as possua em mãos.

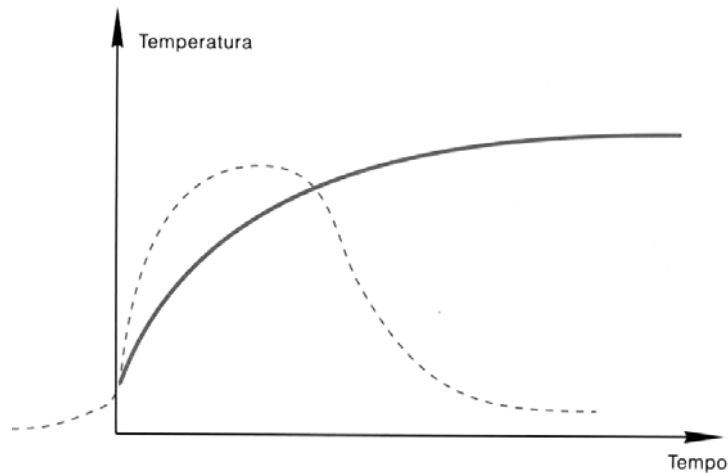


FIGURA 3.9: Curva temperatura x tempo de um incêndio padrão, SILVA (2001).

Para a aplicação do procedimento simplificado da NBR 14323:1999, percebeu-se a necessidade da criação de uma norma para determinação da ação térmica nos elementos construtivos dos edifícios. Para tanto, foi publicada em 2000 a “**NBR 14432:1999- Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações**”, que estabelece um intervalo de tempo, fictício, denominado TRRF (Tempo Requerido de Resistência ao Fogo). O TRRF é utilizado na determinação da elevação da temperatura dos gases e é obtido em função de aspectos como o tipo de ocupação, a área e a altura da edificação, podendo variar de 30 a 120 minutos.

O dimensionamento com base no TRRF deverá garantir à estrutura, capacidade portante por um intervalo de tempo que possibilite a saída com segurança dos ocupantes da edificação, viabilize o acesso das operações de combate ao incêndio e minimize os danos às edificações adjacentes.

No entanto, vale ressaltar que para edificações de pequeno porte ou de fácil desocupação (depósitos, por exemplo), pode-se dispensar a verificação da segurança estrutural em situação de incêndio, exceto quando solicitada pelo proprietário. Já para edificações de difícil desocupação, como edifícios de andares múltiplos, a segurança estrutural com relação à situação de incêndio deverá ser considerada. A tabela 3.1 contém

informações referentes às edificações, segundo a NBR 14432:2000, isentas de verificação em situação de incêndio.

TABELA 3.1: *Edificações isentas de verificação estrutural, com base em SILVA (2000).*

Área (m ²)	Ocupação	Carga de incêndio específica	Altura	Meios de proteção contra incêndio(1)
≤ 750	Qualquer	Qualquer	Qualquer	
≤ 1500	Qualquer	≤ 1000 MJ/m ²	≤ 2 pavimentos	
Qualquer	Centros esportivos, term. pass.(2)	Qualquer	≤ 23 m	
Qualquer	Garagens abertas (3)	Qualquer	≤ 30 m	
Qualquer	Depósitos (4)	Baixa	≤ 30 m	
Qualquer	Qualquer	≤ 500 MJ/m ²	Térrea	
Qualquer	Industrial (5)	≤ 1200 MJ/m ²	Térrea	
Qualquer	Depósitos (5)	≤ 2000 MJ/m ²	Térrea	
Qualquer	Qualquer	Qualquer	Térrea	Chuveiros Automáticos (6)
≤ 5000 m ²	Qualquer	Qualquer	Térrea	Fachadas de aproximação (7)

(1) observadas as recomendações constantes das normas brasileiras em vigor ou, na sua falta, de regulamentos de órgãos públicos.

(2) centros esportivos, terminais de passageiros, construções provisórias, etc. (ver Norma), exceto as regiões de ocupação distinta. Para $23\text{m} < h \leq 30\text{m}$ e $h > 30\text{m}$ o TRRF deverá ser de 30min e 60min respectivamente e para subsolo com $h \leq 10\text{m}$ e $h > 10\text{m}$, o TRRF deverá ser de 60min e 90min, respectivamente.

(3) garagens abertas lateralmente, com estrutura em concreto armado ou protendido ou em aço que atenda às condições construtivas descritas na Norma.

(4) depósitos sem risco de incêndio expressivo, com estrutura em concreto armado ou protendido ou em aço.

(5) observados os critérios de compartimentação constantes das normas brasileiras em vigor ou, na sua falta, de regulamentos de órgãos públicos;

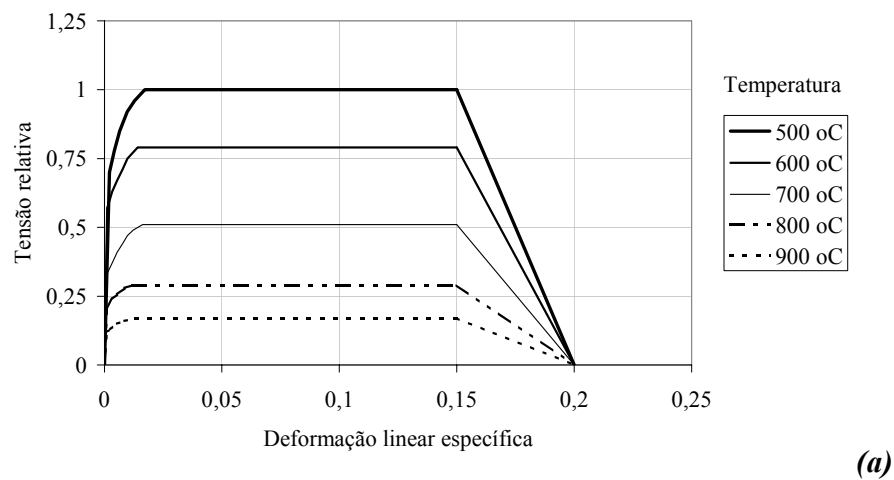
(6) conforme outras Normas Brasileiras;

(7) com pelo menos duas fachadas de aproximação que perfaçam no mínimo 50% do perímetro.

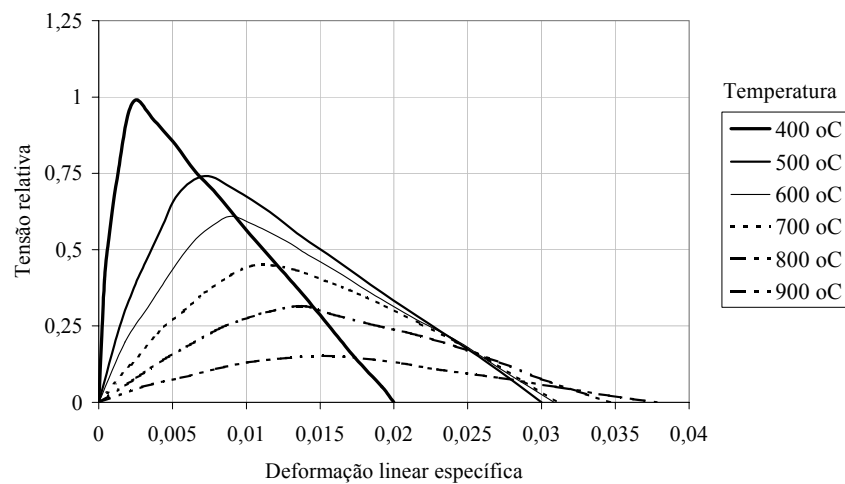
3.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO E DO CONCRETO SOB TEMPERATURAS ELEVADAS

A exposição dos materiais estruturais a temperaturas elevadas, tais como o aço e o concreto, provoca alterações em suas propriedades mecânicas. Isso pode ser traduzido pela

redução no módulo de elasticidade do aço (E) e resistência ao escoamento do aço (f_y), bem como pela redução no módulo de elasticidade do concreto (E_c) e resistência à compressão do concreto (f_{ck}), os quais constituem aspectos que devem ser levados em conta no dimensionamento das estruturas em situação de incêndio. As figuras 3.10 e 3.11, ilustram, respectivamente, os diagramas tensão x deformação do aço e do concreto em função da temperatura, bem como a influência da temperatura na resistência e rigidez dos elementos estruturais de aço e de concreto.



(a)



(b)

FIGURA 3.10: Diagrama tensão x deformação do aço e do concreto, em função da temperatura: (a) aço e (b) concreto.

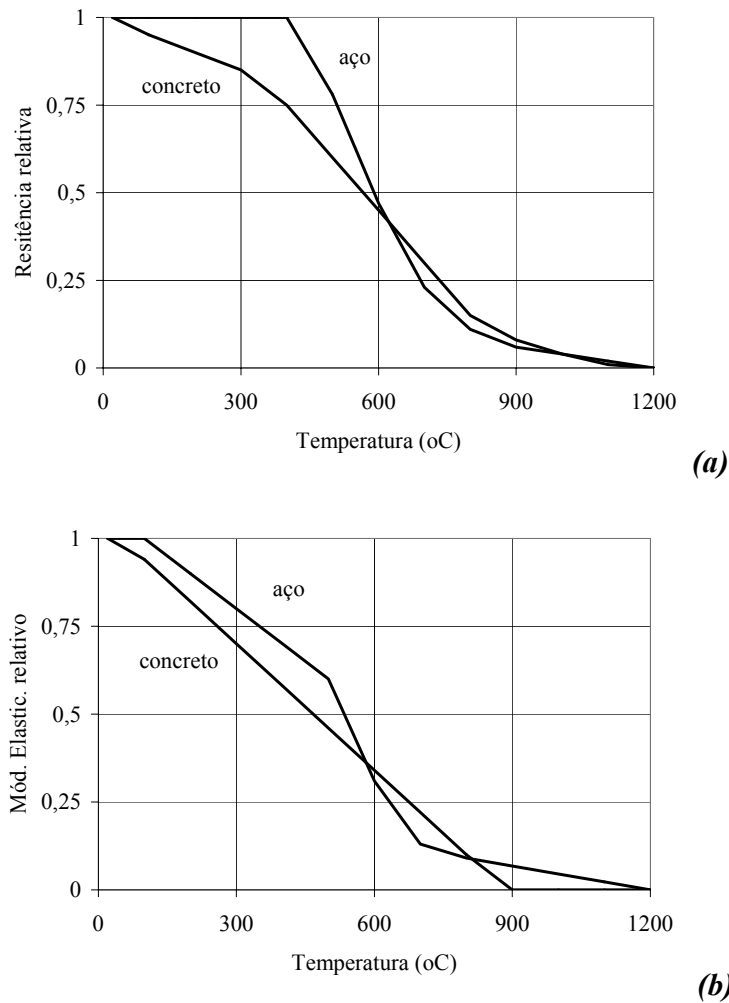


FIGURA 3.11: (a) Redução da resistência em função da temperatura e (b) Redução do módulo de elasticidade em função da temperatura.

Dentro do mesmo contexto a tabela 3.2 apresenta os valores dos fatores de redução para a resistência ao escoamento e módulo de elasticidade dos materiais aço e concreto em função da temperatura, de acordo com o Projeto de Revisão da NBR 14323:1999.

Nesse sentido, a verificação da segurança estrutural em situação de incêndio é feita com vistas a garantir que a temperatura atingida pelos materiais aço e concreto sejam inferior à temperatura crítica do material (temperatura que causa o colapso no elemento estrutural), possibilitando, desta forma, que as devidas medidas para combate ao fogo sejam tomadas, sem provocar riscos à vida humana.

TABELA 3.2: Fatores de redução para os materiais aço e concreto.

Temperatura θ (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{cn,\theta}$	$K_{Ecn,\theta}$	$\epsilon_{cun,\theta} \times 10^{-3}$
20	1,000	1,0000	1,000	1,000	2,5
100	1,000	1,0000	0,950	0,940	3,5
200	1,000	0,9000	0,900	0,820	4,5
300	1,000	0,8000	0,850	0,700	6,0
400	1,000	0,7000	0,750	0,580	7,5
500	0,780	0,6000	0,600	0,460	9,5
600	0,470	0,3100	0,450	0,340	12,5
700	0,230	0,1300	0,300	0,220	14,0
800	0,110	0,0900	0,150	0,100	14,5
900	0,060	0,0675	0,080	0,000	15,0
1000	0,040	0,0450	0,040	0,000	15,0
1100	0,020	0,0225	0,010	0,000	15,0
1200	0,000	0,0000	0,000	0,000	15,0

Nota:
 $K_{y,\theta}$: fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados;
 $K_{E,\theta}$: fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços laminados;
 $K_{cn,\theta}$: fator de redução para resistência característica à compressão do concreto de densidade normal;
 $K_{Ecn,\theta}$: fator de redução para o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal;
 $\epsilon_{cun,\theta}$: deformação do concreto de densidade normal correspondente a $f_{ckn,\theta}$.

Vale ressaltar ainda que os itens anteriormente descritos no presente capítulo, como por exemplo, as reduções da resistência e rigidez dos materiais aço e concreto sob elevadas temperaturas, serão considerados na modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto em situação de incêndio, como poderá ser observado nos capítulos a seguir.

ASPECTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO

CAPÍTULO

4

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A complexidade da análise multiaxial, nos campos das tensões e das deformações, conduz à utilização de modelos matemáticos (analíticos) bastante complexos, descritos por equacionamentos custosos, conforme verificado nos procedimentos de modelagem propostos em OVEN et al. (1997) e em GATTESCO (1999). Atualmente, com a evolução dos micro-computadores e dos códigos de cálculo para análise estrutural, a análise multiaxial (plana ou tridimensional) para as estruturas, de um modo geral, deixa de ser um problema.

Por esta razão, optou-se por estudar o comportamento de vigas mistas em temperatura ambiente e em situação de incêndio, por meio de simulações numéricas que permitem análises mais detalhadas de alguns dos aspectos de interesse do sistema misto, como por exemplo, os níveis de tensões no aço e no concreto na região dos conectores de cisalhamento.

Vale salientar que, dentro do contexto do presente trabalho, optou por uma análise preliminar do elemento estrutural viga mista aço-concreto em temperatura ambiente, com vistas a obter uma identificação adequada das ferramentas disponibilizadas pelo programa, bem como a calibração dos modelos numéricos com referência aos elementos finitos utilizados e do comportamento dos materiais, uma vez que a consideração da não-linearidade imposta pelo efeito da temperatura, associada ao comportamento não-linear do aço e do concreto, poderia trazer maiores dificuldades na calibração dos modelos

numéricos, quando da análise em situação de incêndio, principalmente no referente ao mecanismo de convergência do procedimento incremental-iterativo.

Dessa forma, são propostos modelos tridimensionais de vigas mistas com vistas a simular satisfatoriamente seu comportamento estrutural em temperatura ambiente e em situação de incêndio. Esta simulação numérica é realizada por meio da utilização do código de cálculo *ABAQUS* versão 6.3-1, elaborado com base no Método dos Elementos Finitos, o qual disponibiliza ao pesquisador recursos necessários para a modelagem em questão.

4.2 MODELOS NUMÉRICOS DE VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS – ANÁLISE EM TEMPERATURA AMBIENTE

Os modelos numéricos propostos, denominados **M-IT1** e **M-IT2**, foram construídos em concordância com as geometrias apresentadas em HUANG et al. (1999), que por sua vez teve como base os ensaios experimentais realizados e descritos em CHAPMAN & BALAKRISHNAN (1964). É importante salientar que os resultados dos modelos numéricos **M-IT1** e **M-IT2** serão comparados com valores experimentais extraídos de CHAPMAN & BALAKRISHNAN (1964), bem como aqueles obtidos numericamente em HUANG et al. (1999).

Os modelos numéricos construídos em HUANG et al. (1999) possuem seção transversal constituída por laje de concreto, armada nas duas direções (transversal e longitudinal) e apoiada na mesa superior da viga metálica (seção tipo “I”), cuja ligação entre ambos os elementos é feita (admitida) por meio de conectores de cisalhamento, conforme ilustra a figura 4.1.

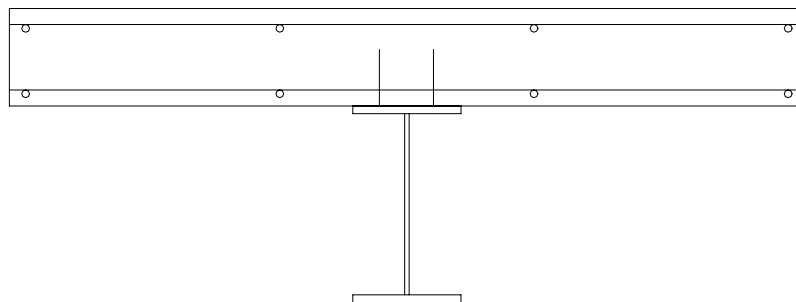


FIGURA 4.1: *Esquematização da seção transversal da viga mista, HUANG et al. (1999).*

A tabela 4.1 apresenta algumas características consideradas para os modelos numéricos em questão, em concordância com as referências mencionadas anteriormente.

TABELA 4.1: *Características dos modelos numéricos adotados.*

MODELO	TIPO DE INTERAÇÃO	L_VÃO (mm)	TIPO DE CARREGAMENTO
M-IT1	Total	5500	Força concentrada
M-IT2	Total	5500	Força distribuída

4.2.1 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

O código de cálculo ABAQUS possui uma extensa biblioteca de elementos finitos que fornece ao usuário ferramentas que possam ajudá-lo na resolução de diferentes problemas. A escolha dos elementos para a simulação numérica deve ser feita levando-se em conta vários aspectos, tais como a família a qual o elemento pertence, graus de liberdade ativos, número de nós, e principalmente, o comportamento que ele apresenta perante a análise desejada.

Para a elaboração dos modelos numéricos em temperatura ambiente, foram utilizados os elementos finitos descritos nos itens que seguem.

4.2.1.1 Elemento finito sólido *C3D8R*

O elemento sólido (ou contínuo), denominado por *C3D8R*, ilustrado na figura 4.2, é um elemento finito tridimensional que possui 8 (oito) nós, com 3 (três) graus de liberdade por nó, referentes às translações nas direções X, Y e Z (coordenadas globais). Este elemento foi utilizado para discretizar tanto o perfil metálico como também a laje de concreto, conforme ilustram as figuras apresentadas no item 4.2.2.

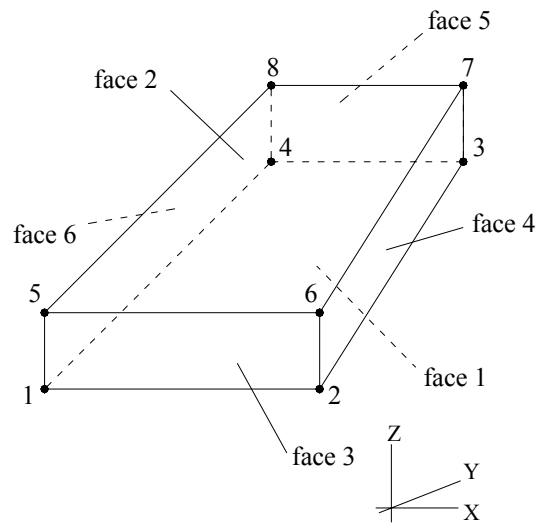


FIGURA 4.2: Elemento finito sólido, denominado C3D8R.

4.2.1.2 Elemento finito treliça T3D2

O elemento treliça T3D2, ilustrado na figura 4.3 e utilizado para discretizar as armaduras transversais e longitudinais, é um elemento finito que possui 2 (dois) nós, apresentando 3 (três) graus de liberdade por nó, referentes às translações nas direções X, Y e Z. Este elemento é usado somente para transmitir forças axiais e, conseqüentemente, admite carregamentos apenas ao longo do eixo do elemento, visto que não possui rigidez para resistir a solicitações perpendiculares ao seu eixo.

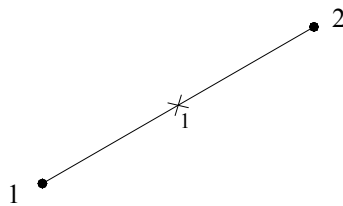


FIGURA 4.3: Elemento finito treliça, denominado T3D2.

4.2.1.3 Elemento finito shell S4R

O elemento finito Shell, denominado S4R, ilustrado na figura 4.4, possui 4 (quatro) nós, com 6 (seis) graus de liberdade por nó, referentes às translações (u_x , u_y e u_z) e as

rotações (ϕ_x , ϕ_y e ϕ_z) segundo as coordenadas X, Y e Z. O elemento *S4R* foi também utilizado para discretizar a laje de concreto, com vistas a comparar a eficiência dos modelos numéricos construídos com este elemento, no referente à estabilidade numérica, com aqueles construídos com o elemento finito *C3D8R*.

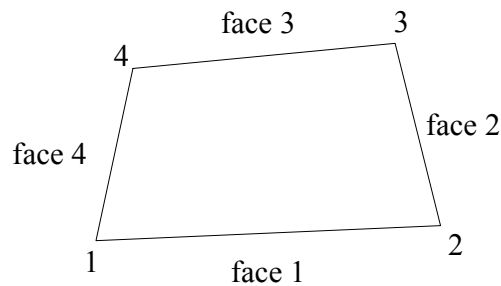


FIGURA 4.4: Elemento finito shell, denominado *S4R*.

4.2.1.4 Elemento finito *REBAR*

O elemento finito *REBAR* foi utilizado para definir as camadas de armaduras que estarão inseridas no elemento Shell *S4R*. É necessário informar ao ABAQUS o espaçamento entre as armaduras na direção desejada, a área da seção transversal de cada barra, bem como a posição de cada camada de armaduras na espessura.

Cabe aqui salientar que a proposta inicial do presente trabalho consistia em construir um modelo numérico tridimensional, que possibilitasse não somente a análise global do comportamento da viga mista em temperatura ambiente e em situação de incêndio, como também permitir uma análise local no sistema, como, por exemplo, a avaliação das concentrações de tensões na região dos conectores, conforme ilustra a figura 4.5.

No entanto, em virtude de a proposta inicial de modelagem, ilustrada na figura 4.5, ter gerado um elevado número de elementos finitos, em especial, por conta do alto grau de refinamento utilizado na discretização dos conectores de cisalhamento, tal fato, por si só, inviabilizou o processamento do modelo numérico em questão, devido ao grande esforço computacional exigido e verificado nos testes preliminares.

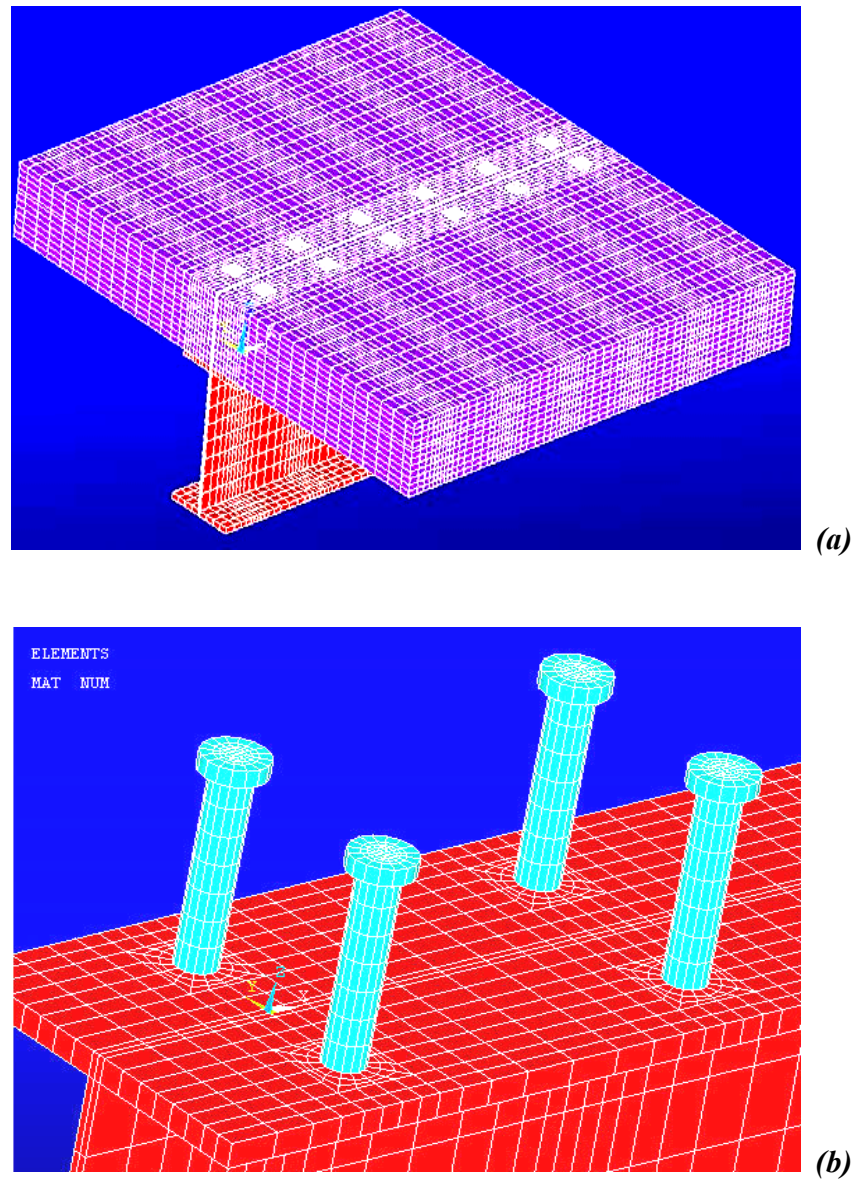


FIGURA 4.5: Modelo numérico tridimensional com conectores de cisalhamento: *(a)* Vista geral do modelo e *(b)* Detalhe da discretização dos conectores pino com cabeça.

Sendo assim, optou-se pela utilização de modelos mais simplificados, sem conectores de cisalhamento e considerando-se apenas interação total entre os materiais aço e concreto, cuja análise de resultados é somente feita, neste caso, dentro de um contexto global do sistema misto.

4.2.2 DEFINIÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS PARA VIGAS MISTAS COM GRAU DE INTERAÇÃO TOTAL

Os modelos construídos para a análise numérica são constituídos por elementos que formam a laje de concreto, as armaduras transversal e longitudinal e a viga metálica (seção I). As figuras 4.6 a 4.9 apresentam a malha de elementos finitos para os componentes citados. É importante salientar que a malha utilizada para o modelo **M-IT2** é a mesma usada no modelo **M-IT1**, já que os modelos possuem a mesma geometria e condições de contorno, porém com diferente condição de carregamento.

A figura 4.6 ilustra a malha de elementos finitos discretizada para laje de concreto, utilizando-se o elemento finito sólido *C3D8R*. Nota-se que a mesma não passou por um processo de refinamento muito grande, quando comparada com o modelo ilustrado na figura 4.5, já que se optou inicialmente por simular um modelo mais simplificado, ou seja, desconsiderando-se a presença dos conectores de cisalhamento na interface aço-concreto.

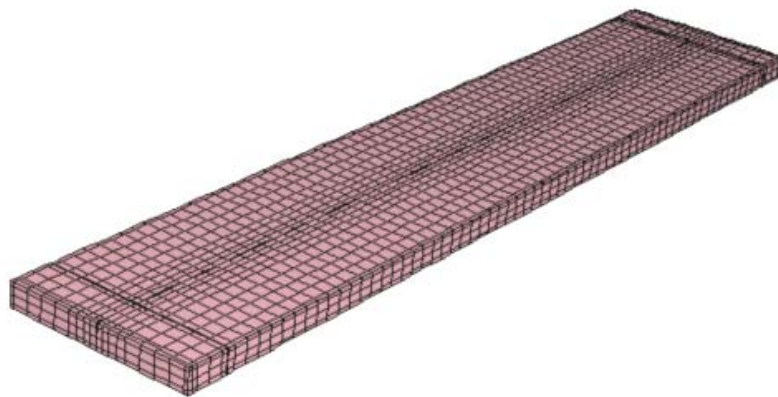


FIGURA 4.6: *Malha de elementos finitos para laje de concreto utilizando-se o elemento finito C3D8R, referente aos modelos M-IT1 e M-IT2.*

Já a figura 4.7 ilustra a discretização da malha de elementos finitos para laje de concreto utilizando-se o elemento finito Shell *S4R*.

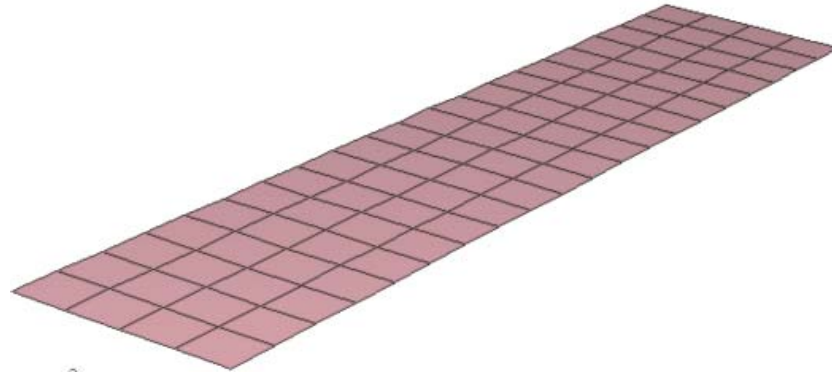


FIGURA 4.7: *Malha de elementos finitos para laje de concreto utilizando-se o elemento finito S4R, referente aos modelos M-IT1 e M-IT2.*

A discretização da malha de elementos finitos referentes ao perfil metálico está ilustrada na figura 4.8. Vale salientar que os nós que constituem a interface laje de concreto e perfil metálico pertencem simultaneamente aos dois componentes, para o caso em que a malha está somente discretizada em elementos sólidos, uma vez que está se admitindo interação total na ligação laje e viga, garantindo assim que não haja deslizamento relativo na interface.

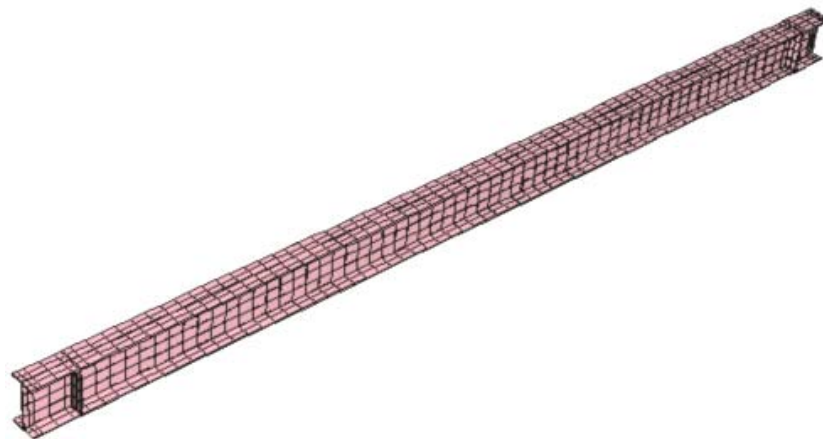


FIGURA 4.8: *Malha de elementos finitos para o perfil metálico, referente aos modelos M-IT1 e M-IT2.*

A armadura, ilustrada na figura 4.9, foi discretizada de tal forma que a posição dos nós que constituem seus elementos também coincida com a posição dos nós que constituem

a malha da laje de concreto. Segundo TRISTÃO (2002), esse procedimento garante a transferência de esforços do concreto para a armadura.

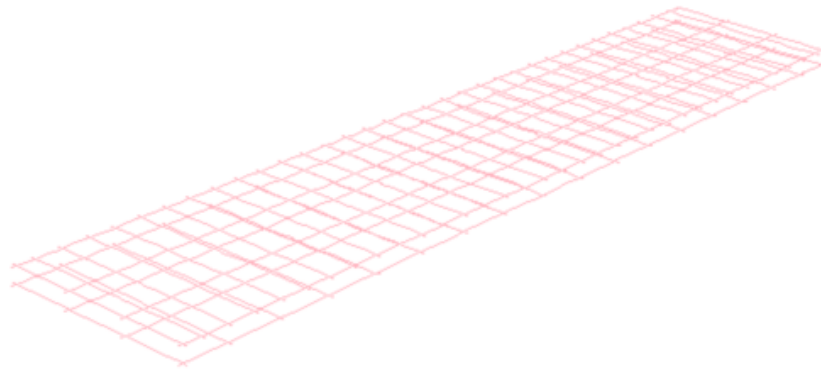


FIGURA 4.9: *Malha de elementos finitos para armadura, referente aos modelos M-IT1 e M-IT2.*

4.2.3. CONDIÇÕES DE CONTORNO E DE CARREGAMENTO

Para os modelos numéricos **M-IT1** e **M-IT2**, as condições de contorno e de carregamento foram adotadas em concordância com aquelas identificadas nos ensaios experimentais realizados em CHAPMAN & BALAKRISHNAN (1964), para posterior comparação de resultados.

A figura 4.10, extraída da última referência, ilustra as condições de contorno e de carregamento utilizadas no ensaio experimental, para uma viga mista simplesmente apoiada. O carregamento concentrado é aplicado no meio do vão e coincidente com o eixo da viga. A viga mista foi apoiada sobre roletes, localizados próximos de suas extremidades, e o carregamento pontual aplicado foi distribuído em uma pequena área por meio de uma chapa de aço associada a uma chapa de madeira compensada.

A figura 4.11 ilustra as condições de contorno e de carregamento, para uma viga mista simplesmente apoiada com carregamento distribuído ao longo do vão. A viga mista também foi apoiada sobre roletes, localizados próximos de suas extremidades, e o carregamento uniformemente distribuído foi aplicado entre os apoios por meio de 18 (dezoito) macacos hidráulicos interconectados.

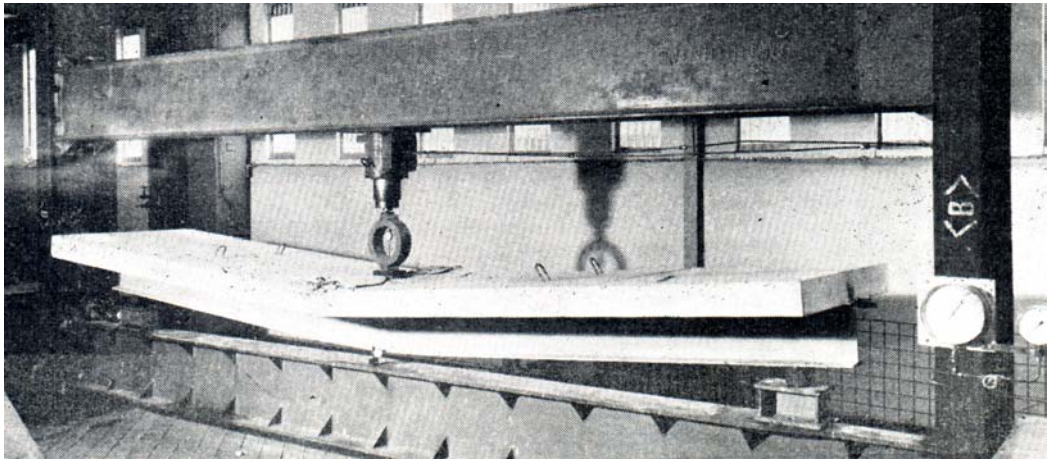


FIGURA 4.10: *Viga mista ensaiada com carregamento concentrado no meio do vão.*

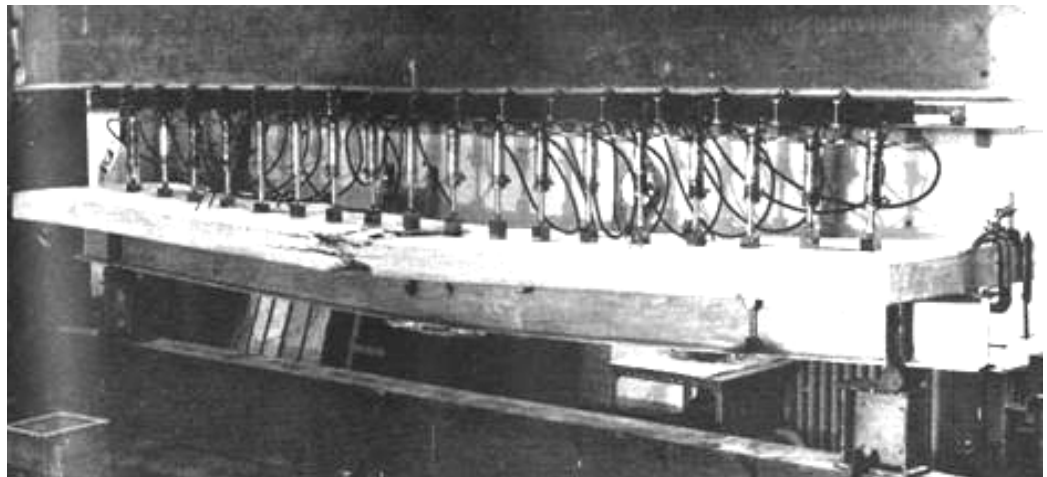


FIGURA 4.11: *Viga mista ensaiada por com carregamento distribuído entre os apoios.*

As figuras 4.12 e 4.13 ilustram a malha de elementos finitos e as condições de contorno e de carregamento utilizadas na elaboração do modelo numérico **M-IT1**. Já as figuras 4.14 e 4.15 ilustram a malha de elementos finitos e as condições de contorno e de carregamento utilizadas na elaboração do modelo numérico **M-IT2**. Ambos os modelos foram construídos, com base nas considerações dos modelos experimentais descritas anteriormente e ilustradas pelas figuras 4.10 e 4.11, respectivamente.

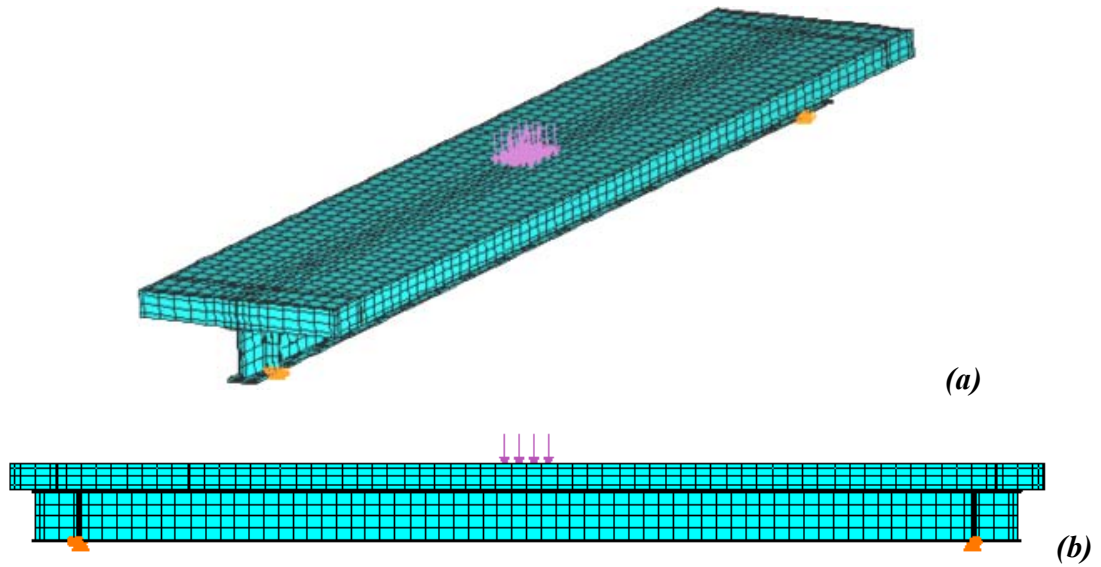


FIGURA 4.12: (a) *Vista Geral do modelo numérico: viga de aço e laje de concreto (discretizada com o elemento C3D8R)* e (b) *Condições de vinculação e solicitação impostas ao modelo numérico M-IT1.*

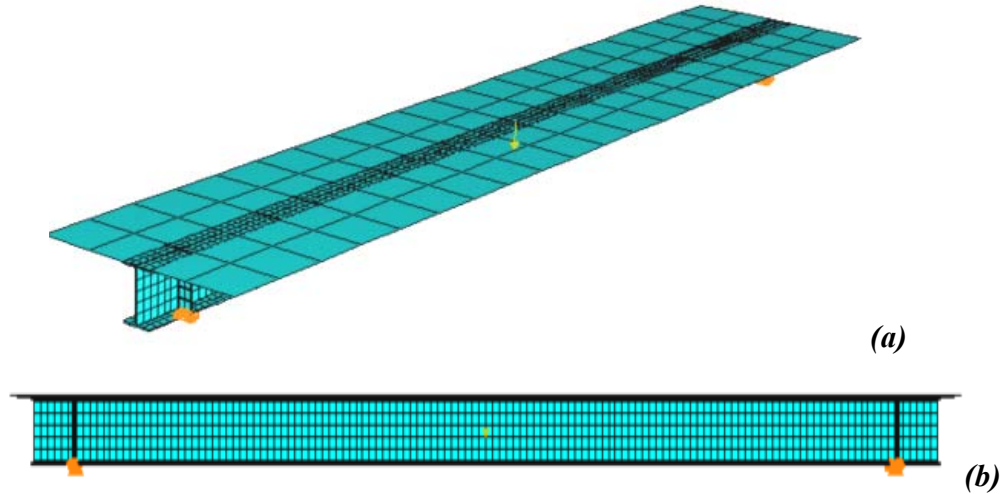


FIGURA 4.13: (a) *Vista Geral do modelo numérico: viga de aço e laje de concreto (discretizada com o elemento S4R)* e (b) *Condições de vinculação e solicitação impostas ao modelo numérico M-IT1.*

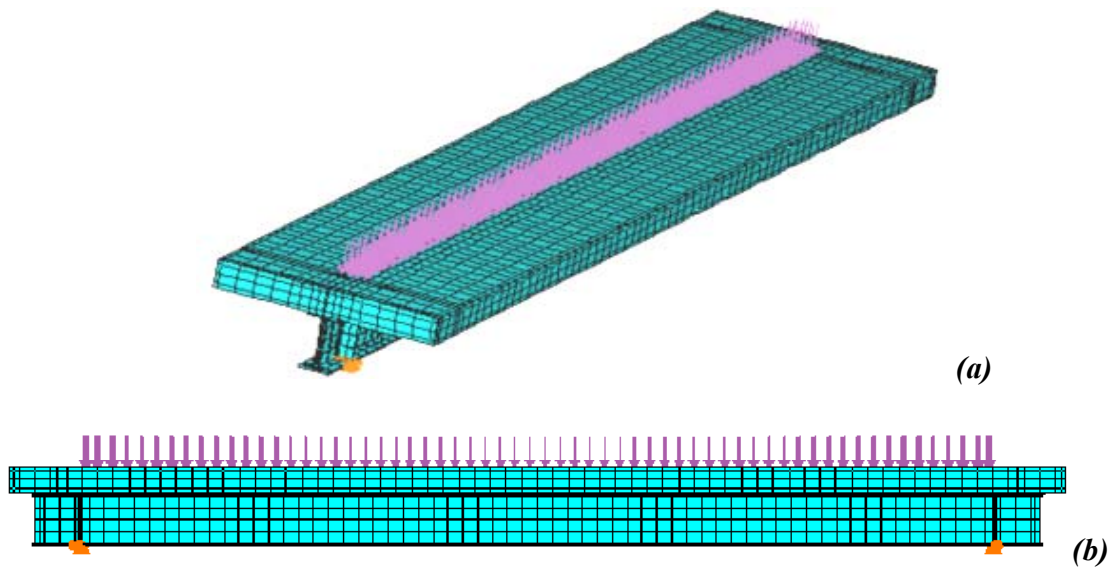


FIGURA 4.14: (a) *Vista Geral do modelo numérico: viga de aço e laje de concreto (discretizada com o elemento C3D8R)* e (b) *Condições de vinculação e solicitação impostas ao modelo numérico M-IT2.*

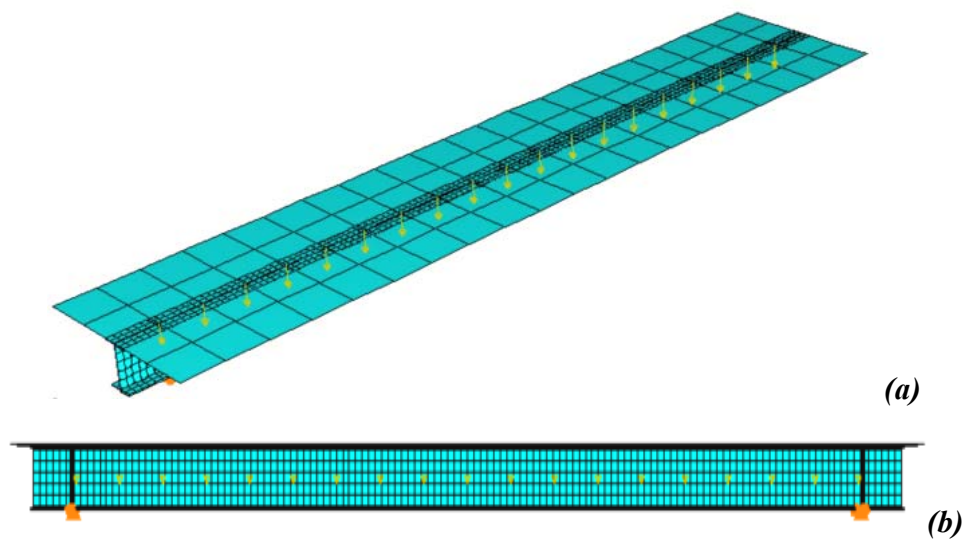


FIGURA 4.15: (a) *Vista Geral do modelo numérico: viga de aço e laje de concreto (discretizada com o elemento S4R)* e (b) *Condições de vinculação e solicitação impostas ao modelo numérico M-IT2.*

As translações do apoio fixo (esquerdo) para ambos modelos (figura 4.12b, 4.13b, 4.14b e 4.15b) foram restringidas nas 3 (três) direções globais (X, Y e Z), enquanto que

para o apoio móvel (direito) foram impedidas as translações vertical e transversal (Y e Z), deixando livre a translação na direção axial.

É importante salientar que as duas superfícies, localizadas na interface entre a malha da laje de concreto discretizada com elementos shell e a malha da viga metálica discretizada com elementos sólidos (figuras 4.13 e 4.15), foram vinculadas de forma a trabalhar conjuntamente durante a simulação numérica. Dessa forma, apesar da diferença de graus de liberdade por nós entre ambos os elementos, os deslocamentos que ocorrem em ambas as superfícies em resposta à aplicação do carregamento (ou da temperatura, para o caso dos modelos numéricos em situação de incêndio a serem apresentados no item 4.3.3), serão aproximadamente iguais dentro de uma tolerância especificada pelo usuário.

4.2.4 RELAÇÕES CONSTITUTIVAS PARA OS MATERIAIS

A simulação do comportamento estrutural do aço da armadura foi feita por meio de uma relação constitutiva $\sigma \times \epsilon$ do tipo elasto-plástico perfeito, associada ao critério de von Mises, com base na relação entre as tensões uniaxiais e suas respectivas deformações plásticas equivalentes. O comportamento adotado está representado por meio do diagrama tensão-deformação, ilustrado na figura 4.16.

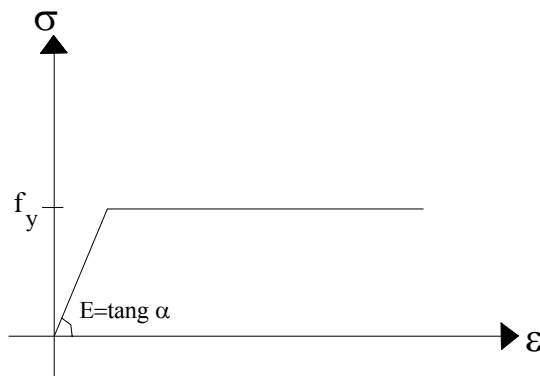


FIGURA 4.16: Modelo elasto-plástico perfeito para as armaduras.

O comportamento adotado para a viga de aço também está associado ao critério de von Mises, para o qual adotam-se sucessivos trechos lineares para representar seu comportamento, por meio do diagrama $\sigma \times \epsilon$.

Neste caso, ao contrário do comportamento descrito para o aço da armadura, admite-se que o aço do perfil desenvolve deformações plásticas após atingir sua tensão de proporcionalidade ($\sigma_p=0,7 f_y$), como também permite o acréscimo de tensões até alcançar a resistência última (σ_u). O diagrama tensão-deformação para o perfil de aço, representado na figura 4.17, é estabelecido por meio das equações apresentadas na tabela 4.2, em que parte das equações foram extraídas do EUROCODE (trechos 1 e 2) e de TRISTÃO (2002) (trecho 3).

TABELA 4.2: Modelo matemático utilizado na representação do diagrama tensão-deformação para o aço.

TRECHO	TENSÃO (σ)
$\varepsilon \leq \varepsilon_p$ (1)	$\sigma = \varepsilon E$
$\varepsilon_p < \varepsilon \leq \varepsilon_y$ (2)	$\sigma = f_p - c + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_y - \varepsilon)^2}$
$\varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_u$ (3)	$\sigma = f_y + E_1 \varepsilon$

Nota:

$$a^2 = (\varepsilon_y - \varepsilon_p) \left(\varepsilon_y - \varepsilon_p + \frac{c}{E} \right); \quad b^2 = c(\varepsilon_y - \varepsilon_p)E + c^2; \quad E_1 = 0,01E;$$

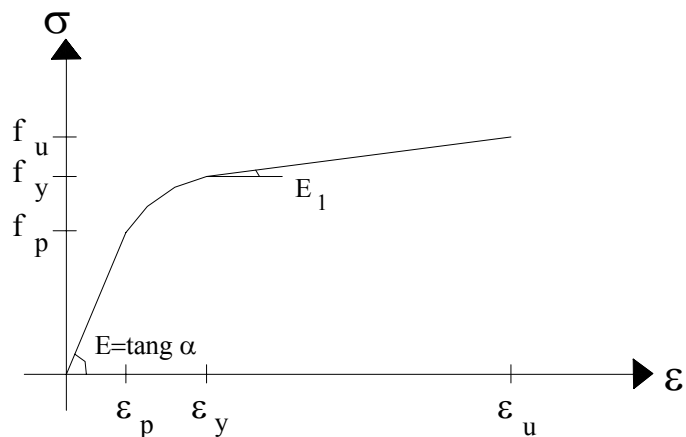
$$c = \frac{(f_y - f_p)^2}{E(\varepsilon_y - \varepsilon_p) - 2(f_y - f_p)}; \quad \varepsilon_p = \frac{f_p}{E}; \quad \varepsilon_y = 0,002; \quad \varepsilon_u = \varepsilon_y + \left(\frac{f_u - f_y}{E_1} \right)$$


FIGURA 4.17: Modelo elasto-plástico multilinear com encruamento isótopo para a viga de aço.

Para a laje de concreto, adotou-se o modelo *CONCRETE* disponibilizado na biblioteca interna do programa ABAQUS. O comportamento estrutural do concreto na compressão é simulado por meio de uma relação constitutiva $\sigma \times \epsilon$ do tipo elasto-plástico multilinear, conforme figura 4.18. O modelo matemático utilizado foi extraído de PINTO (2002), sendo a deformação correspondente à máxima tensão ϵ_0 adotada igual a 0,002.

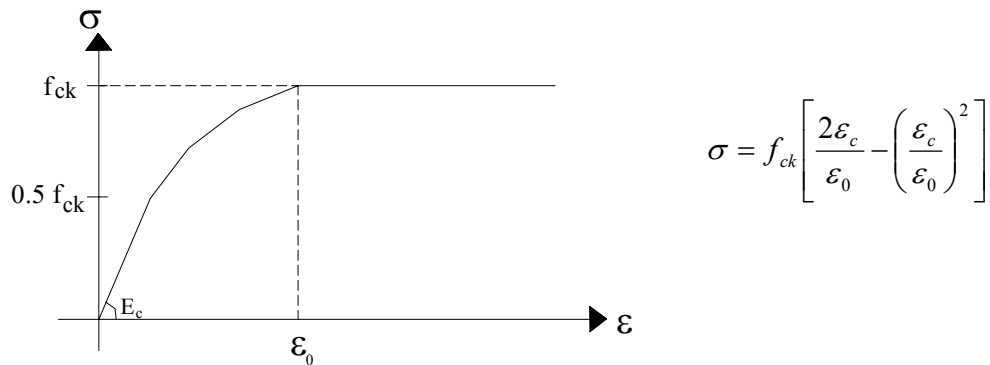


FIGURA 4.18: Diagrama tensão–deformação para o concreto na compressão.

Já o comportamento do concreto na tração é definido pelo ABAQUS por meio da curva descendente denominada “*tension stiffening*”, representada na figura 4.19.

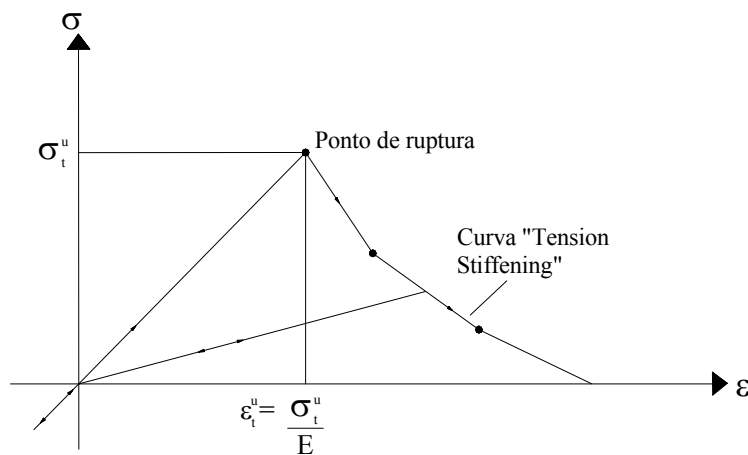


FIGURA 4.19: Modelo “*tension stiffening*” para o concreto.

Conforme citado em PROENÇA (1988), a formação de fissuras no concreto é um processo do tipo frágil e irá se desenvolver e se propagar transversalmente à direção da solicitação de tração.

Em KWAK & KIM (2001) é mencionado que, mesmo depois do aparecimento da fissura, o concreto é ainda parcialmente capaz de resistir aos esforços de tração devido à ligação existente entre o concreto e a armadura (fenômeno de aderência). Isso o torna enrijecido quanto à sua contribuição na resistência à tração (tension stiffening).

O modelo *CONCRETE* permite simular o esmagamento do concreto na compressão e fissuração na tração, com base no critério de ruptura para o estado multiaxial de tensões, conforme é ilustrado na figura 4.20.

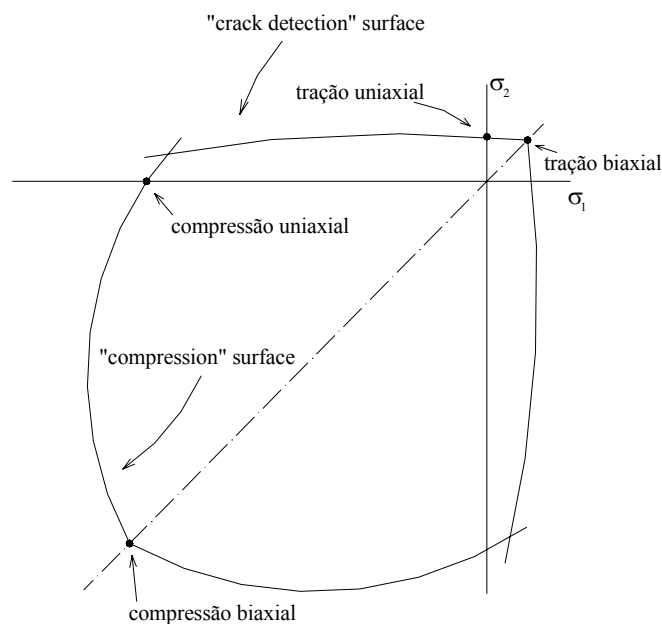


FIGURA 4.20: Superfícies de ruptura no estado de tensões multiaxiais para o concreto.

4.3 MODELOS NUMÉRICOS DE VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS – ANÁLISE EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO SEM REVESTIMENTO TÉRMICO

Os modelos numéricos em situação de incêndio propostos neste trabalho, denominados **M-F1** e **M-F2**, foram construídos em concordância com as geometrias apresentadas em HUANG et al. (1999), que por sua vez, teve como base os ensaios experimentais realizados e descritos em WAINMAN & KIRBY (1988). É importante salientar que os resultados dos modelos numéricos serão comparados com valores

experimentais extraídos de WAINMAN & KIRBY (1988), bem como aqueles obtidos numericamente em HUANG et al. (1999).

Os modelos numéricos construídos em HUANG et al. (1999) possuem seção transversal constituída por laje de concreto, armada nas duas direções (transversal e longitudinal) e apoiada na mesa superior da viga metálica (seção tipo “I”), conforme ilustra a figura 4.21.

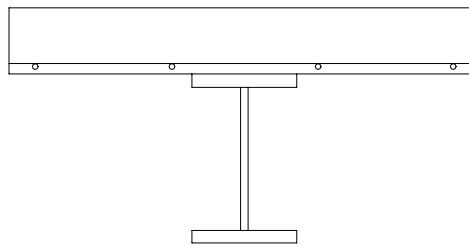


FIGURA 4.21: Esquematização da seção transversal da viga mista, HUANG et al. (1999).

A tabela 4.3 apresenta algumas características consideradas para os modelos numéricos em questão, em concordância com as referências mencionadas anteriormente.

TABELA 4.3: Características dos modelos numéricos adotados em situação de incêndio.

MODELO	TIPO DE INTERAÇÃO	$L_{V\grave{A}O}$ (mm)	TIPO DE CARREGAMENTO
M-F1	Total	4530	4 forças concentradas ($F=32,47$ kN)
M-F2	Total	4530	4 forças concentradas ($F= 62,36$ kN)

4.3.1 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

A construção dos modelos numéricos para análise em situação de incêndio foi feita por meio da utilização dos mesmos elementos finitos adotados para a análise em temperatura ambiente, ou seja, o elemento sólido C3D8R para o perfil metálico, os elementos sólido C3D8R e shell S4R para a laje de concreto, e o elementos treliça T3D2 e REBAR para discretização das armaduras transversais e longitudinais. Suas características estão de acordo com aquelas descritas no item 4.2.1 do presente trabalho.

Vale a pena mencionar que as malhas utilizadas para a simulação dos modelos numéricos **M-F1** e **M-F2** são idênticas (para o caso em que a laje de concreto foi discretizada com elementos finitos Shell S4R), já que os modelos possuem a mesma geometria, condições de contorno e tipo de carregamento (concentrado), porém a intensidade do carregamento aplicado é diferente.

Como a geometria e o carregamento aplicado (4 forças concentradas ao longo do vão) possuem simetria (ver figura 4.22), considerou-se apenas metade do modelo experimental para a elaboração do modelo numérico **M-F1** que possui a malha de elementos finitos discretizada apenas com elemento sólido. As figuras 4.23 a 4.25 apresentam a malha de elementos finitos para os componentes citados.

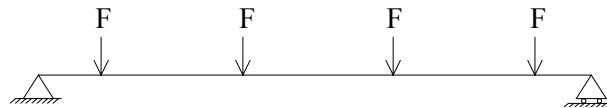


FIGURA 4.22: *Esquema estrutural referente ao modelo experimental com ênfase em incêndio.*

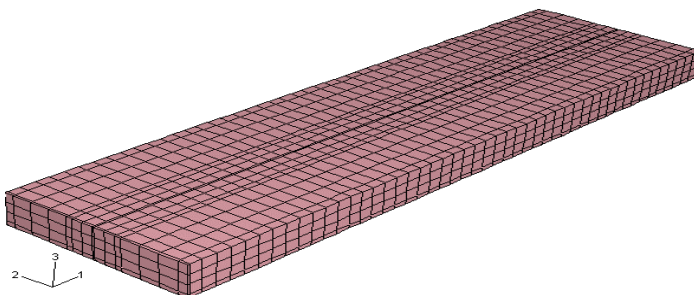


FIGURA 4.23: *Malha de elementos finitos para laje de concreto, referente ao modelo M-F1.*

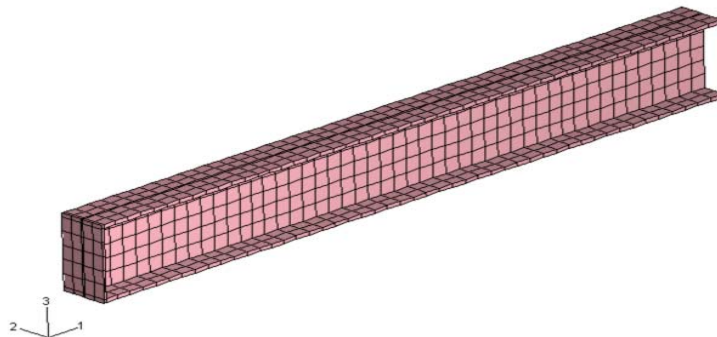


FIGURA 4.24: *Malha de elementos finitos para o perfil metálico, referente ao modelo M-F1.*

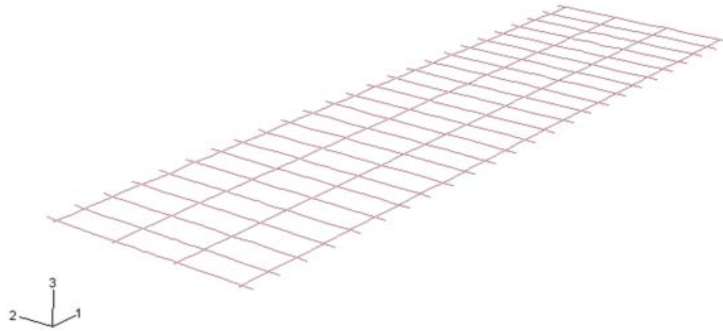


FIGURA 4.25: Malha de elementos finitos para armadura, referente ao modelo M-F1.

Salienta-se que, para os modelos numéricos cuja laje de concreto foi discretizada com elementos finitos do tipo “**S4R**”, optou-se pela construção do modelo completo, ou seja, sem a consideração das condições de simetria do mesmo, diferentemente daquela estratégia de modelagem adotada para lajes discretizadas com elementos finitos do tipo “**C3D8R**”.

A opção em questão deveu-se ao fato de que, neste caso, são geradas duas superfícies distintas para a representação da interface laje-viga, cujos nós são coincidentes segundo a coordenada Z, porém, podem não ser (em geral, não são) coincidentes com relação às coordenadas X e Y. Para situações como esta, o ABAQUS, por meio de seus comandos, não permite a inclusão simultânea da condição de simetria (condição de contorno) e da condição de restrição na interface, ilustradas na figura 4.26. No caso do elemento “**C3D8R**”, é gerada apenas uma superfície entre laje e viga (interface), fato que permite a inclusão da condição de simetria.

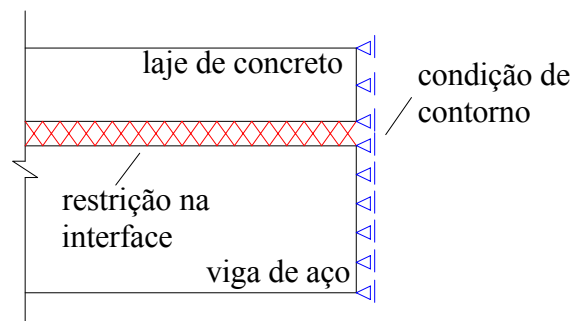


FIGURA 4.26: Esquema das condições de contorno e restrições na interface na região central da viga mista.

As figuras 4.27 e 4.28 ilustram, respectivamente, a malha de elementos finitos utilizadas para laje de concreto, discretizada com o elemento Shell *S4R* e a malha de elementos finitos para o perfil metálico, utilizando-se o elemento finito sólido *C3D8R*.

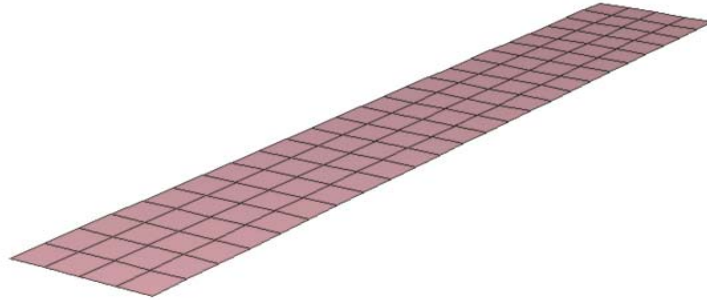


FIGURA 4.27: *Malha de elementos finitos para laje de concreto em shell, referente aos modelos M-F1 e M-F2.*

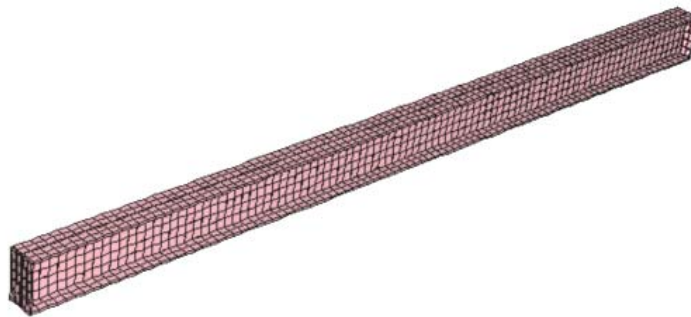


FIGURA 4.28: *Malha de elementos finitos para o perfil metálico referente, aos modelos M-F1 e M-F2.*

4.3.2 RELAÇÕES CONSTITUTIVAS PARA OS MATERIAIS EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA

Como já descrito anteriormente, os materiais aço e concreto, quando expostos a elevadas temperaturas, sofrem alterações em suas propriedades mecânicas, causando a redução de resistência e rigidez do sistema, aspectos estes que sempre devem ser levados em consideração quando do dimensionamento das estruturas em situação de incêndio.

Dessa forma, as simulações do comportamento estrutural da viga de aço, da laje de concreto e das armaduras, em função da temperatura, foram feitas de acordo com os modelos matemáticos apresentados no EUROCODE 2 - Parte 1-2 que trata do

dimensionamento das estruturas de concreto em situação de incêndio e os apresentados no EUROCODE 4 - Parte 1-2 que trata do dimensionamento das estruturas mistas aço-concreto em situação de incêndio.

O diagrama tensão-deformação para os aços estruturais, em função da temperatura, apresentados pelo EUROCODE e representado na figura 4.29, é estabelecido por meio das equações apresentadas na tabela 4.4.

TABELA 4.4: Modelo matemático utilizado na representação do diagrama tensão deformação para o aço em função da temperatura.

TRECHO	TENSÃO (σ)
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\sigma = \varepsilon E_{\theta}$
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$\sigma = f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2}$
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{u,\theta}$	$\sigma = f_{y,\theta}$
$\varepsilon_{u,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{e,\theta}$	$\sigma = f_{y,\theta} \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{u,\theta}}{\varepsilon_{e,\theta} - \varepsilon_{u,\theta}} \right)$
$\varepsilon = \varepsilon_{e,\theta}$	$\sigma = 0$
Nota:	
$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{\theta}} \right);$	$b^2 = c(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{\theta} + c^2;$
$c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{E_{\theta}(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})};$	
$f_{y,\theta} = k_{y,\theta} f_y;$	$f_{p,\theta} = k_{p,\theta} f_p;$
$\varepsilon_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{E_{\theta}};$	$\varepsilon_{y,\theta} = 0,02;$
	$\varepsilon_{u,\theta} = 0,15;$
	$\varepsilon_{e,\theta} = 0,20$
	$E_{\theta} = k_{E,\theta} E;$

O diagrama tensão-deformação em função da temperatura para os aços da armadura apresentado pelo EUROCODE e representado na figura 4.30, é também estabelecido por meio das equações apresentadas na tabela 4.5.

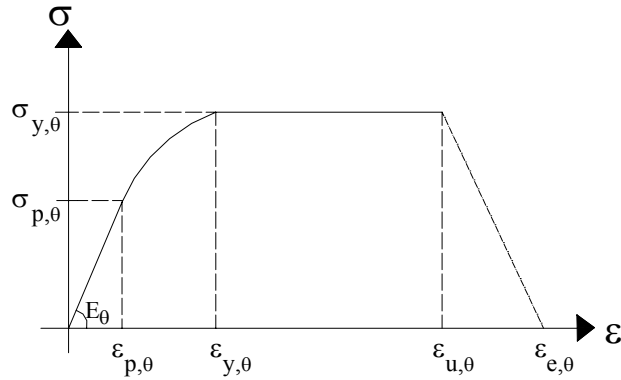


FIGURA 4.29: Diagrama tensão-deformação para aços estruturais submetidos à temperatura θ , conforme EUROCODE.

TABELA 4.5: Modelo matemático utilizado na representação do diagrama tensão-deformação para o aço das armaduras em função da temperatura.

TRECHO	TENSÃO (σ)
$\varepsilon \leq \varepsilon_{sp,\theta}$	$\sigma = \varepsilon E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{sy,\theta}$	$\sigma = f_{sp,\theta} - c + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$\sigma = f_{sy,\theta}$
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$\sigma = f_{sy,\theta} \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}}{\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta}} \right)$
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	$\sigma = 0$

Nota:

$$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \left(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right); \quad b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + c^2;$$

$$c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{E_{s,\theta}(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})};$$

$$f_{sy,\theta} = k_{sy,\theta} f_{sy}; \quad f_{sp,\theta} = k_{sp,\theta} f_{sp}; \quad E_{s,\theta} = k_{sE,\theta} E_s;$$

$$\varepsilon_{sp,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{E_{s,\theta}}; \quad \varepsilon_{sy,\theta} = 0,02; \quad \varepsilon_{st,\theta} = 0,15; \quad \varepsilon_{su,\theta} = 0,20$$

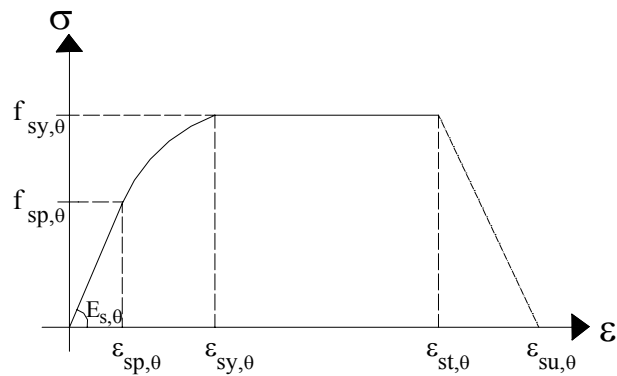


FIGURA 4.30: Diagrama tensão-deformação para o aço da armadura submetida à temperatura θ , conforme EUROCODE.

Os valores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura, utilizados nas equações apresentadas na tabela 4.5, estão apresentados na tabela 3.2 do capítulo 3. A tabela 4.6 apresenta os fatores de redução de resistência e rigidez para o aço da armadura em função da temperatura, segundo os valores estabelecidos pelo EUROCODE.

TABELA 4.6 - Fatores de redução para o aço da armadura.

Temperatura θ (°C)	$k_{sy,\theta}$	$k_{sp,\theta}$	$k_{sE,\theta}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	0,81	0,90
300	1,00	0,61	0,80
400	1,00	0,42	0,70
500	0,78	0,36	0,60
600	0,47	0,18	0,31
700	0,23	0,07	0,13
800	0,11	0,05	0,09
900	0,06	0,04	0,07
1000	0,04	0,02	0,04
1100	0,02	0,01	0,02
1200	0,00	0,00	0,00

O EUROCODE 2 - Parte 1-2 propõe relações constitutivas para a resistência à compressão do concreto quando submetidas a elevadas temperaturas conforme figura 4.31.

A curva tensão-deformação para uma certa temperatura é definida por meio de dois parâmetros: a resistência característica à compressão $f_{ck}(\theta)$ e a sua correspondente deformação $\varepsilon_{c1}(\theta)$, segundo equação apresentada na tabela 4.7.

TABELA 4.7: Modelo matemático utilizado na representação do diagrama tensão-deformação para o concreto em função da temperatura.

TRECHO	TENSÃO (σ)
$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$	$\sigma = \frac{3f_{c,\theta}\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta} \left[2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right]}$
$\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu,\theta}$	Ramo descendente da figura 4.24. Pode ser aproximado por modelos lineares ou não lineares.

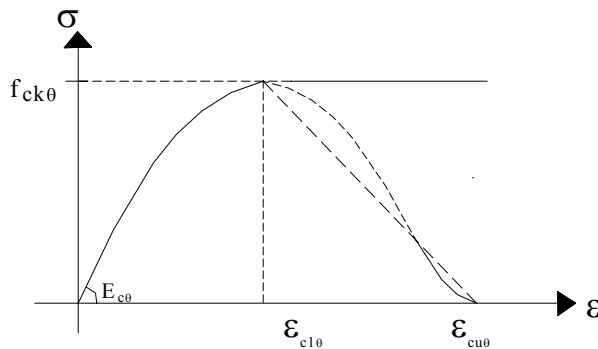


FIGURA 4.31: Diagrama tensão-deformação para o concreto submetido à temperatura θ , conforme EUROCODE.

O ramo descendente da curva pode ser aproximado por modelos numéricos lineares ou não lineares. É possível perceber, por meio da equação apresentada na tabela 4.7, que a redução (ou penalização) do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura, $E_{c,\theta}$, não é explicitamente determinada na curva tensão-deformação proposta pelo EUROCODE.

A NBR 14323:1999 fornece tabelas contendo os fatores de redução para o concreto (tabela resumo apresentada no item 3.4 – tabela 3.2), porém esta não cita um modelo para a obtenção da relação tensão-deformação para o concreto em situação de incêndio.

Segundo LIE (1992) apud COSTA (2002), a resistência do concreto quando submetida a elevadas temperaturas depende diretamente do tipo de agregado, da relação cimento-mistura seca e da taxa de carregamento aplicado.

O intervalo considerado crítico com referência a perda de resistência à compressão do concreto, tanto para os concretos usuais como para os concretos de alta resistência, se encontra no intervalo entre 400 °C e 800 °C, chegando em muitos casos a uma redução superior a 50 % da correspondente resistência à compressão em temperatura ambiente (20°C), conforme mencionado em CHAN et al. (1999) apud COSTA (2002).

Segundo COSTA (2002) a redução da resistência à tração em função da temperatura é maior do que a redução da resistência à compressão, pois o concreto é mais sensível à formação de fissuras. Normalmente, a favor da segurança, a resistência à tração pode ser considerada nula, conforme verificado nos procedimentos de dimensionamento propostos pelo EUROCODE e pelas normas brasileiras NBR 8800 e NBR 14323. É ainda mencionado nessa referência que a resistência à tração do concreto, quando considerada, não deve exceder a 10% da resistência à compressão para uma mesma temperatura.

Vale ressaltar que os modelos constitutivos escolhidos no programa ABAQUS para a simulação do comportamento do aço e do concreto possuem limitações, pois estes não permitem valores decrescentes de tensão para definição dos ramos descendentes da curva, conforme ilustrado nas figuras 4.29 a 4.31. Dessa forma, o diagrama tensão-deformação para o aço estrutural foi obtido até o trecho correspondente a deformação de 0,15, enquanto que o diagrama tensão-deformação para o concreto, após atingida a resistência à compressão em função da temperatura $f_{ck\theta}$, foi considerado elasto-plástico perfeito.

4.3.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO E DE CARREGAMENTO

As condições de contorno e de carregamento referentes aos modelos numéricos em situação de incêndio foram adotadas em concordância com aquelas usadas nos ensaios experimentais com ênfase em incêndio, realizados em vigas mistas simplesmente apoiadas e descritos por WAINMAN e KIRBY (1988) (ver figura 4.22).

As figuras 4.32 e 4.33 ilustram a malha de elementos finitos para os modelos numéricos em situação de incêndio, em que foram utilizados apenas elementos sólidos

$C3D8R$ para discretização da laje de concreto e viga de aço, bem como as respectivas condições de contorno e condições de carregamento aplicadas. Já as figuras 4.34 e 4.35 ilustram a malha de elementos finitos em que a laje de concreto foi discretizada com o elemento finito Shell $S4R$ e a viga metálica com o elemento sólido $C3D8R$.

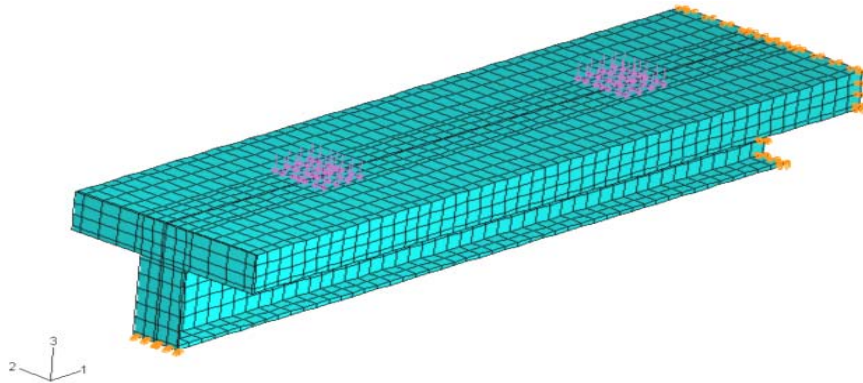


FIGURA 4.32: *Vista Geral do modelo numérico M-F1: viga de aço e laje de concreto (discretizada com o elemento sólido $C3D8R$).*

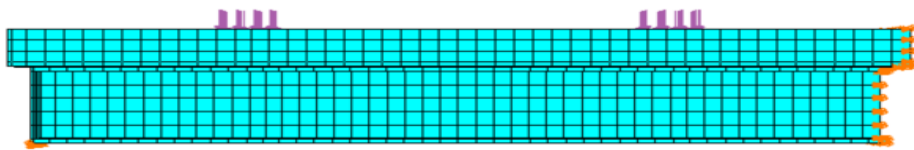


FIGURA 4.33: *Condições de vinculação e carregamento impostas ao modelo numérico M-F1 em situação de incêndio.*

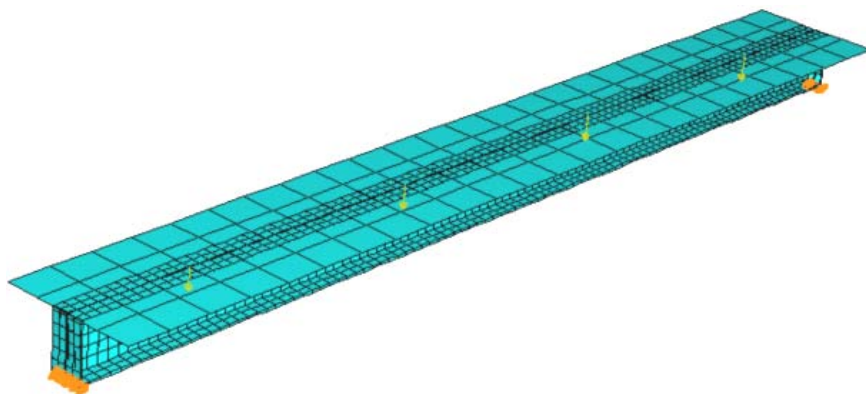


FIGURA 4.34: *Vista Geral dos modelos numéricos M-F1 e M-F2: viga de aço e laje de concreto (discretizada com o elemento Shell $S4R$).*

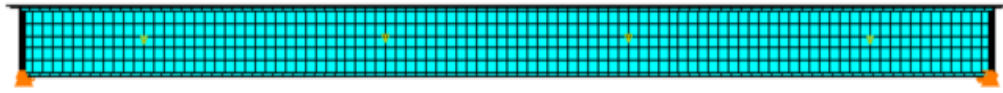


FIGURA 4.35: Condições de vinculação e carregamento impostas aos modelos numéricos *M-F1* e *M-F2* em situação de incêndio.

Salienta-se ainda que a aplicação do carregamento estático e a aplicação da temperatura foram executadas em etapas distintas. Primeiramente foi aplicada aos modelos numéricos uma força F que pode ser considerada como uma solicitação de serviço e, portanto, não causa o colapso do sistema estrutural. Logo após, aplicou-se incrementos de temperatura, de acordo com as prescrições recomendadas pela norma brasileira NBR 14323:1999 com referência ao dimensionamento de vigas mistas aço-concreto em situação de incêndio.

A NBR 14323:1999 prescreve que a distribuição de temperatura em viga de aço não protegida por material de proteção passiva, deve ser tomada como não-uniforme, com a seção transversal dividida em três partes distintas: mesa inferior, alma (a temperatura da alma é considerada igual à temperatura da mesa inferior) e mesa superior, de acordo com a figura 4.36.

O acréscimo de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ das mesas inferior e superior da viga de aço durante o intervalo de tempo Δt foi determinado conforme item 8.5.1.1 apresentado na Norma que trata dos elementos estruturais sem proteção contra incêndio.

O fator de massividade expresso pela relação entre o perímetro exposto ao fogo (u) e a área da seção transversal (A) do elemento em estudo foi determinado, levando-se em conta as seguintes expressões:

- para a mesa inferior: $u/A = 2(b_{fi} + t_{fi})/b_{fi}t_{fi}$
- para a mesa superior sobreposta por laje maciça: $u/A = (b_{fs} + 2t_{fs})/b_{fs}t_{fs}$

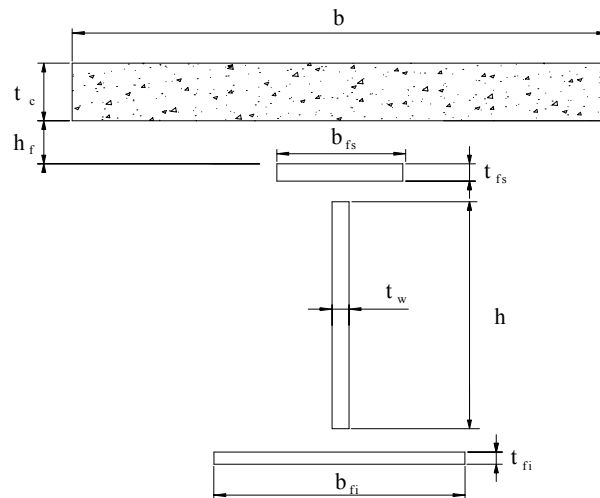
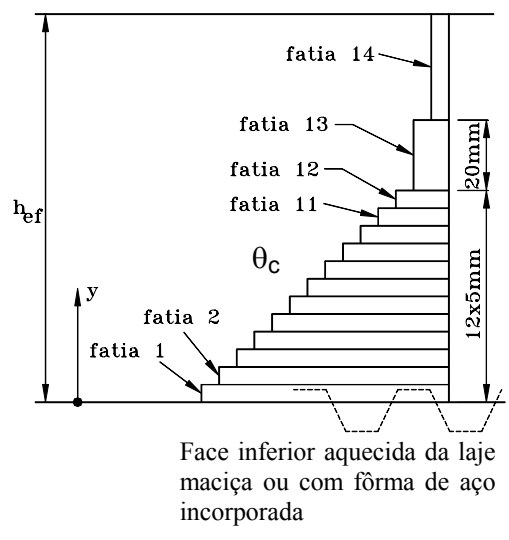


FIGURA 4.36: Divisão da viga de aço para distribuição de temperatura.

Já para a laje de concreto, a Norma prescreve que a variação de temperatura na espessura deve ser obtida dividindo-se a altura da laje em um máximo de 14 fatias, conforme apresentado na tabela 4.8, extraída da NBR 13423:1999. A distribuição de temperatura pode ser tomada constante ao longo da largura efetiva b da laje de concreto.

TABELA 4.8: Variação de temperatura na altura das lajes de concreto.

Fatia j	Altura y (mm)	Temperatura θ_c [°C] após um tempo de duração do incêndio, em minutos, de					
		30	60	90	120	180	240
1	≤ 5	535	705	754	754	754	754
2	5 a 10	470	642	738	754	754	754
3	10 a 15	415	581	681	754	754	754
4	15 a 20	350	525	627	697	754	754
5	20 a 25	300	469	571	642	738	754
6	25 a 30	250	421	519	591	689	740
7	30 a 35	210	374	473	542	635	700
8	35 a 40	180	327	428	493	590	670
9	40 a 45	160	289	387	454	549	645
10	45 a 50	140	250	345	415	508	550
11	50 a 55	125	200	294	369	469	520
12	55 a 60	110	175	271	342	430	495
13	60 a 80	80	140	220	270	330	395
14	≥ 80	60	100	160	210	260	305



Notas:

- 1) A altura efetiva h_{ef} para laje de concreto com fôrma de aço incorporada deve ser obtida na subseção C.3.1.2 do anexo C da norma NBR 14323/99;
- 2) No caso de laje maciça de concreto, a altura h_{ef} é igual à espessura da laje t_c .

A norma ainda permite que a distribuição de temperatura ao longo da altura da laje de concreto, apesar de decrescente da face inferior (exposta ao incêndio) para a face superior, seja tomada como constante e igual a um valor médio, θ_c , determinado por meio de equação prescrita na NBR 14323:1999, na forma:

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

Na última equação, h_{ef} é definido conforme tabela 4.8, n é o número de fatias da laje conforme tabela 4.8 e $\theta_{c,j}$ e e_j são, respectivamente, a temperatura e a espessura das n fatias em que a laje é dividida. Considerou-se a não ocorrência de transferência de calor entre as partes da viga de aço, bem como a não ocorrência de transferência de calor entre a mesa superior e a laje de concreto.

A figura 4.37 ilustra a distribuição de temperatura na seção transversal da viga mista ao longo do tempo, de acordo com as especificações prescritas pela NBR 14323:1999, cujas informações serão utilizadas no capítulo que segue.

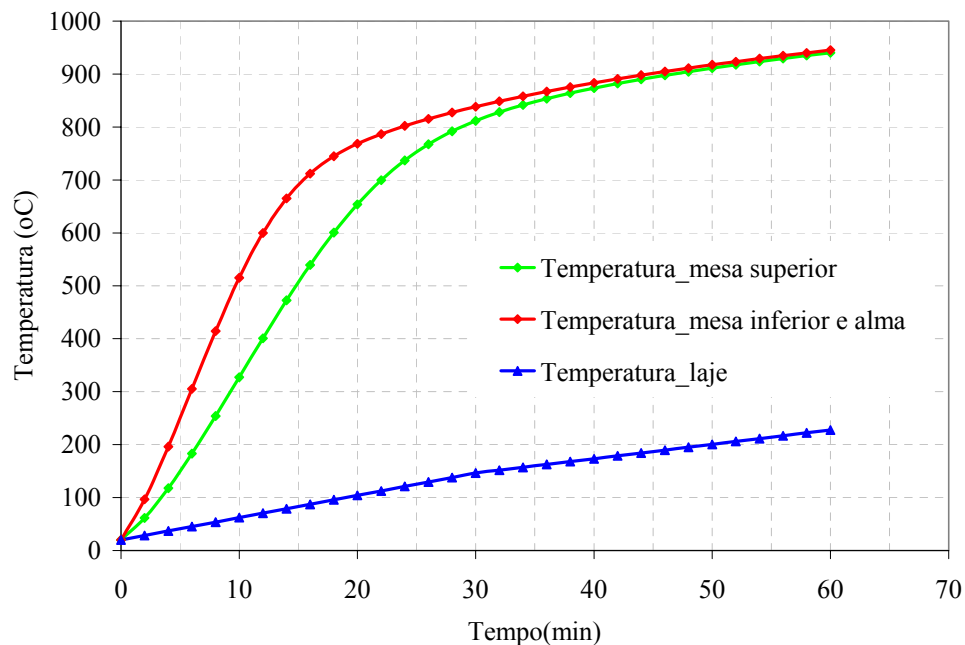


FIGURA 4.37: Distribuição da temperatura na seção transversal dos modelos M-F1 e M-F2 ao longo do tempo.

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS

CAPÍTULO

5

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Serão apresentados neste capítulo os resultados obtidos por meio de análise numérica para os modelos de vigas mistas simplesmente apoiadas, em temperatura ambiente (**M-IT1** e **M-IT2**) e em situação de incêndio (**M-F1** e **M-F2**). As dimensões (seção transversal e comprimento do vão), foram extraídas de CHAPMAN & BALAKRISHNAN (1964) apud HUANG et al. (1999) e de WAINMAN & KIRBY (1988) apud HUANG et al. (1999), respectivamente, tomando-se por base os resultados experimentais e numéricos apresentados nas mesmas referências, conforme descrito no capítulo 4 do presente trabalho.

Adotou-se como hipótese para os modelos numéricos em temperatura ambiente e em situação de incêndio, viga mista com interação total. Para ambas as análises, o procedimento adotado para aplicação dos carregamentos (concentrado e distribuído) e temperatura foi na forma de incrementos, utilizando-se como parâmetro de convergência o resíduo de força com tolerância igual a 0,01.

Por esta razão, o procedimento utilizado para a solução do sistema de equações de equilíbrio foi do tipo “*incremental-iterativo*”, em correspondência com o *Método de Newton-Raphson* para a solução de problemas não-lineares.

5.2 MODELOS NUMÉRICOS DE VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS – ANÁLISE EM TEMPERATURA AMBIENTE

5.2.1 DIMENSÕES DA VIGA MISTA E CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

A figura 5.1 apresenta as dimensões (seção transversal e comprimento do vão) utilizadas na elaboração dos modelos numéricos **M-IT1** e **M-IT2**, bem como apresenta o tipo de carregamento considerado, de acordo com as características observadas nos modelos experimentais.

As tabelas 5.1 e 5.2 apresentam as propriedades consideradas para os materiais que constituem os modelos numéricos **M-IT1** e **M-IT2**, respectivamente, com referência às propriedades físicas das armaduras e da viga de aço, bem como com referência às propriedades do concreto, em que são especificadas as correspondentes resistências à compressão (f_{ck}) e a relação existente entre a resistência última à tração uniaxial (f_t) e à compressão (f_{ck}). Estes dados estão em concordância com as relações constitutivas apresentadas no item 4.2.4 do capítulo 4 do presente trabalho.

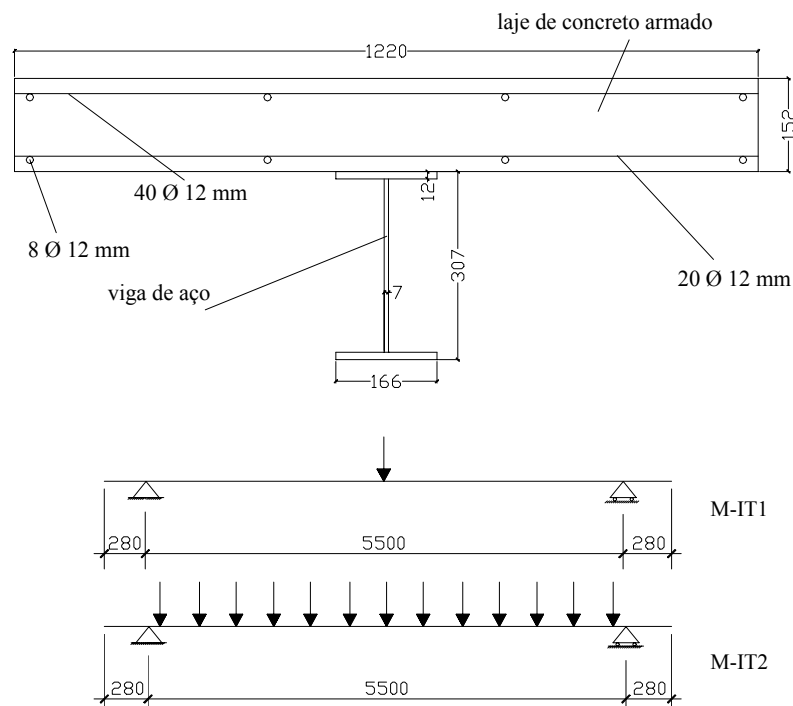


FIGURA 5.1: Dimensões utilizadas no modelo numérico proposto (unidade em mm).

TABELA 5.1: Propriedades dos materiais referentes ao modelo M-IT1.

MATERIAL	E (kN/cm ²)	E₁ (kN/cm ²)	σ_p (kN/cm ²)	σ_y (kN/cm ²)	σ_u (kN/cm ²)	f_{ck} (kN/cm ²)	f_t/f_{ck}
ARMADURA	20500	-	-	60,0	-	-	-
PERFIL METÁLICO	20500	205	21,14	30,2	45,0	-	-
LAJE DE CONCRETO	3104	-	-	-	-	2,7	0,12
Nota: $E_c = 9,5 (f_{ck} + 8)^{1/3}$, sendo que E_c em kN/mm ² e f_{ck} em N/mm ² (EUROCODE 2).							

TABELA 5.2: Propriedades dos materiais referentes ao modelo M-IT2.

MATERIAL	E (kN/cm ²)	E₁ (kN/cm ²)	σ_p (kN/cm ²)	σ_y (kN/cm ²)	σ_u (kN/cm ²)	f_{ck} (kN/cm ²)	f_t/f_{ck}
ARMADURA	20500	-	-	60,0	-	-	-
PERFIL METÁLICO	20500	205	20,3	29,0	52,0	-	-
LAJE DE CONCRETO	3495	-	-	-	-	4,2	0,12
Nota: $E_c = 9,5 (f_{ck} + 8)^{1/3}$, sendo que E_c em kN/mm ² e f_{ck} em N/mm ² (EUROCODE 2).							

5.2.2 COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS NUMÉRICO E EXPERIMENTAL – VALIDAÇÃO DOS MODELOS

• Resultados obtidos com o **MODELO M-IT1**

A figura 5.2 ilustra a comparação entre valores numérico e experimental, obtidos da relação entre o carregamento aplicado e os deslocamentos verticais que ocorrem no meio do vão da viga mista, para o modelo discretizado apenas com o elemento sólido *C3D8R*. Vale destacar que a relação f_t/f_{ck} adotada na tabela 5.1 ($f_t/f_{ck} = 0,12$) está em concordância

com valores obtidos para o concreto em ensaios de laboratório. A representação do comportamento do concreto à tração após o aparecimento da fissura (ramo descendente-curva “tension stiffening”), é obtida por meio dos valores apresentados na tabela 5.3.

TABELA 5.3: Curva “Tension Stiffening” (figura 4.15).

σ	ϵ
1	0
0	0,001

Para este caso, o modelo numérico apresentou uma convergência satisfatória dos resultados obtidos quando comparado com os experimentais, até um nível de carregamento igual a 313,75 kN.

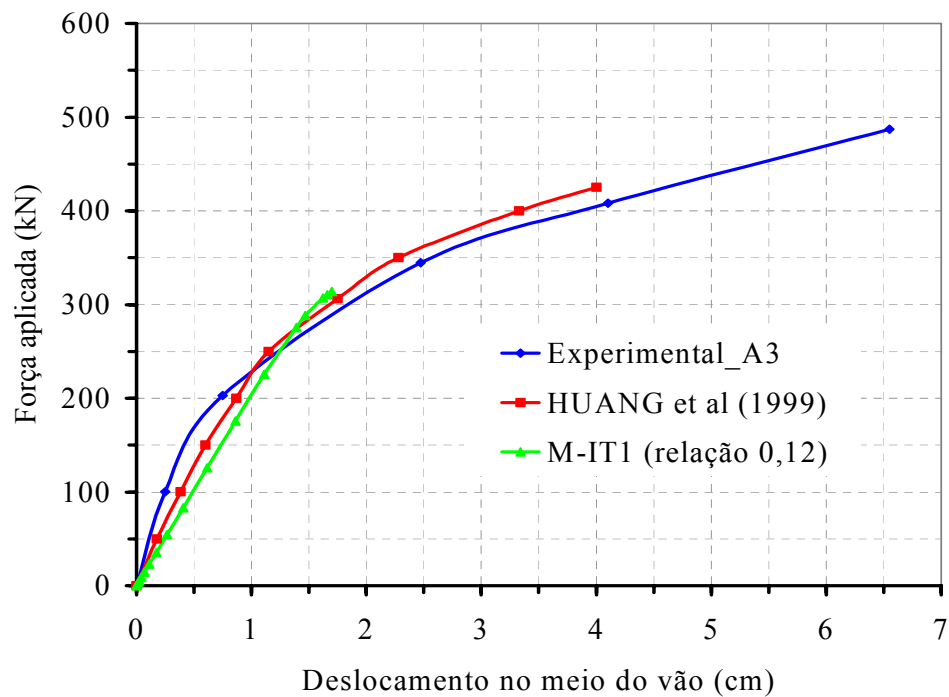


FIGURA 5.2: Comparação entre resultados Numérico e Experimental, para $f_t/f_{ck} = 0,12$.

Por meio de análise com relação à figura 5.2 é possível constatar, conforme já mencionado, que após o nível de carregamento correspondente a aproximadamente 314 kN a execução do programa, em que são consideradas as não linearidades para ambos os

materiais (aço e concreto), é interrompida em resposta às instabilidades verificadas no processo de convergência do mesmo. Vale a pena salientar que em HUANG et al. (1999) foi utilizado o código de cálculo VULCAN na realização da simulação numérica.

Outro detalhe importante com relação aos resultados obtidos da figura 5.2, se refere ao abatimento das curvas de ambos modelos numéricos no trecho linear, quando comparada à curva experimental. Tal fato pode, provavelmente, estar associado às propriedades estabelecidas para os materiais na modelagem numérica, já que, por exemplo, os parâmetros usados para a definição da forma da superfície de ruptura do concreto foram adotados iguais aqueles valores sugeridos nos manuais do código de cálculo ABAQUS. Além disso, outros fatores podem estar associados, tais como, problemas ocorridos quando da instrumentação do modelo experimental, problemas de vinculação, acomodações, entre outros.

A figura 5.3 apresenta os níveis de tensões normais alcançados nos pontos mais críticos da viga mista, ou seja, no meio do vão, para o último incremento de carga, neste caso, igual à 313,75 kN.

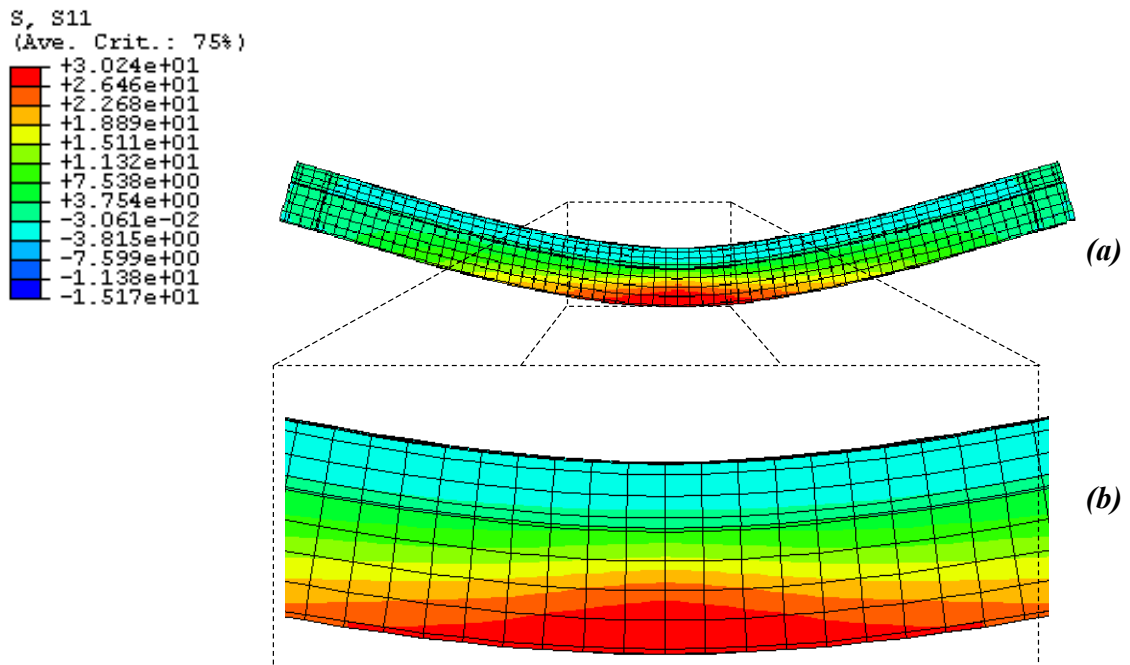


FIGURA 5.3: Níveis de tensões (em kN/cm^2) na viga mista para 313,75 kN:
(a) Vista geral (sem escala) e (b) Detalhe dos níveis de tensões no meio do vão.

Objetivando uma correta identificação das possíveis causas que conduziram às instabilidades verificadas, análises foram feitas com referência aos aspectos de não-linearidade de ambos os materiais. Neste sentido, se verificou que os possíveis problemas de instabilidade numérica ocorreram quando da consideração da não linearidade do material concreto, com forte influência principalmente em regiões de elevadas tensões de tração.

De fato, por meio de análise com relação à figura 5.3, é possível observar a ocorrência de tensões de tração na laje de concreto, identificadas em uma região que, apesar de pequena quando comparada com o comprimento total da viga mista (localizada no centro do vão e ilustrada pela tonalidade verde claro), atinge níveis de tensões com valores entre $-0,03061 \text{ kN/cm}^2$ e $3,754 \text{ kN/cm}^2$, obtidos por consulta aos arquivos de saída dos resultados.

Deste modo, acredita-se que os aspectos de instabilidade estejam associados, provavelmente, a possíveis limitações do modelo “*CONCRETE*” quando associado ao elemento sólido *C3D8R*, disponibilizado pelo ABAQUS. De fato, ao se considerar no processo de convergência apenas a não-linearidade do aço, nota-se, conforme ilustra a figura 5.4, que o processamento ocorre sem apresentar qualquer instabilidade numérica, atingindo valores da relação *Força x deslocamento* e com boa aproximação quando comparados com aqueles identificados nos resultados experimentais, inclusive no que se refere ao valor de força máxima.

Como procedimento para verificação dos aspectos limitantes mencionados, considerando também a não linearidade do material, foram adotados outros valores para relação f_v/f_{ck} , no caso, 0,25 e 0,50, objetivando atingir com o modelo numérico, níveis de carregamento acima daquele identificado na figura 5.2, e, conseqüentemente, o mais próximo possível daquele identificado nos resultados experimentais, com ajuste satisfatório.

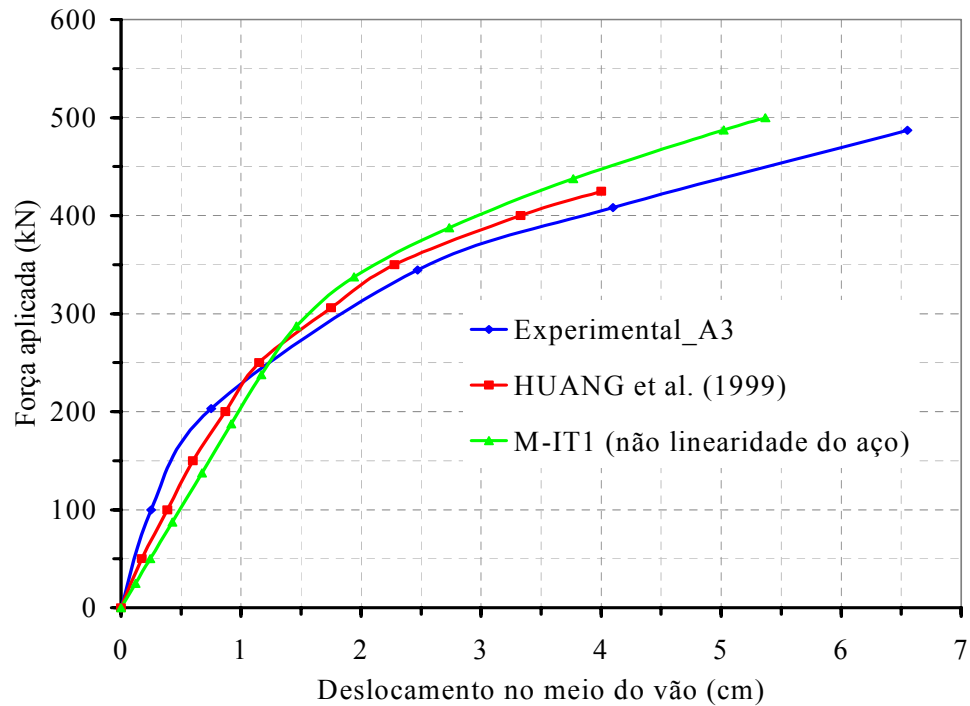


FIGURA 5.4: Comparação entre resultados Numérico e Experimental, considerando apenas a não-linearidade do aço.

Nas figuras 5.5 e 5.6, são apresentados os resultados obtidos para valores da relação f_t/f_{ck} , iguais a 0,25 e 0,50, respectivamente. É importante ressaltar que esta relação não possui sentido físico, pois, como se sabe, o concreto é um material frágil que resiste a tensões de tração muito baixas (da ordem de 10% da resistência última à compressão).

Estas relações de f_t/f_{ck} adotadas são utilizadas apenas como “estratégia numérica”, no sentido de identificar e desconsiderar possíveis limitações do modelo *CONCRETE* quando associado ao elemento sólido *C3D8R*, no referente às tensões de tração.

Por meio de análises com referência às figuras 5.5 e 5.6, é possível perceber que o processo de convergência, em ambos os casos, atinge valores de carregamento iguais a 356,90 kN e 426,40 kN, respectivamente, e com boa aproximação entre resultados numérico e experimental.

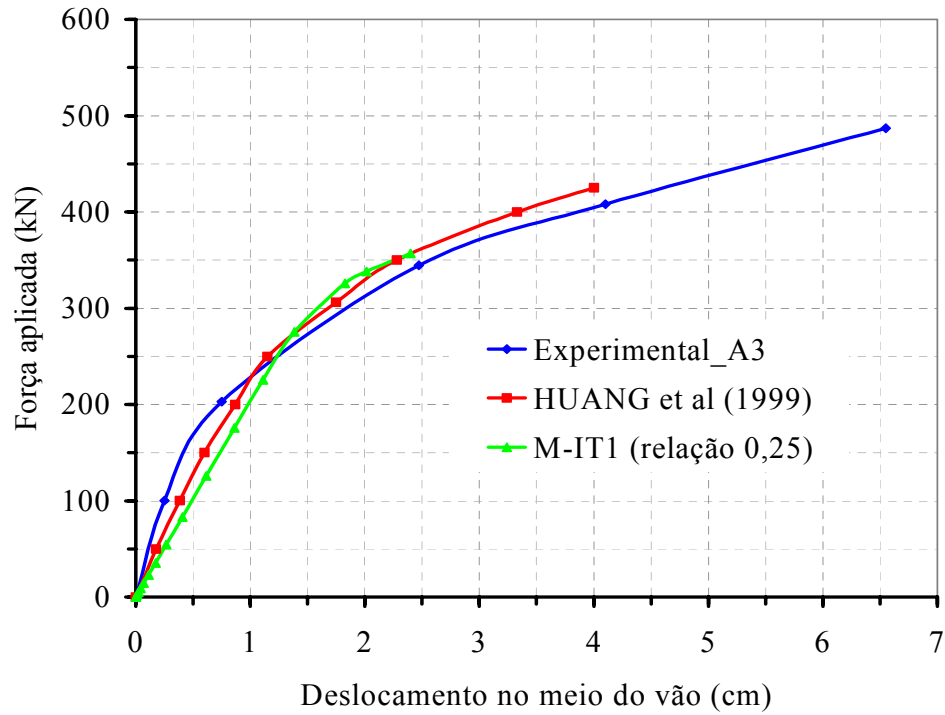


FIGURA 5.5: Comparação entre resultados Numérico e Experimental para $f_t/f_{ck} = 0,25$.

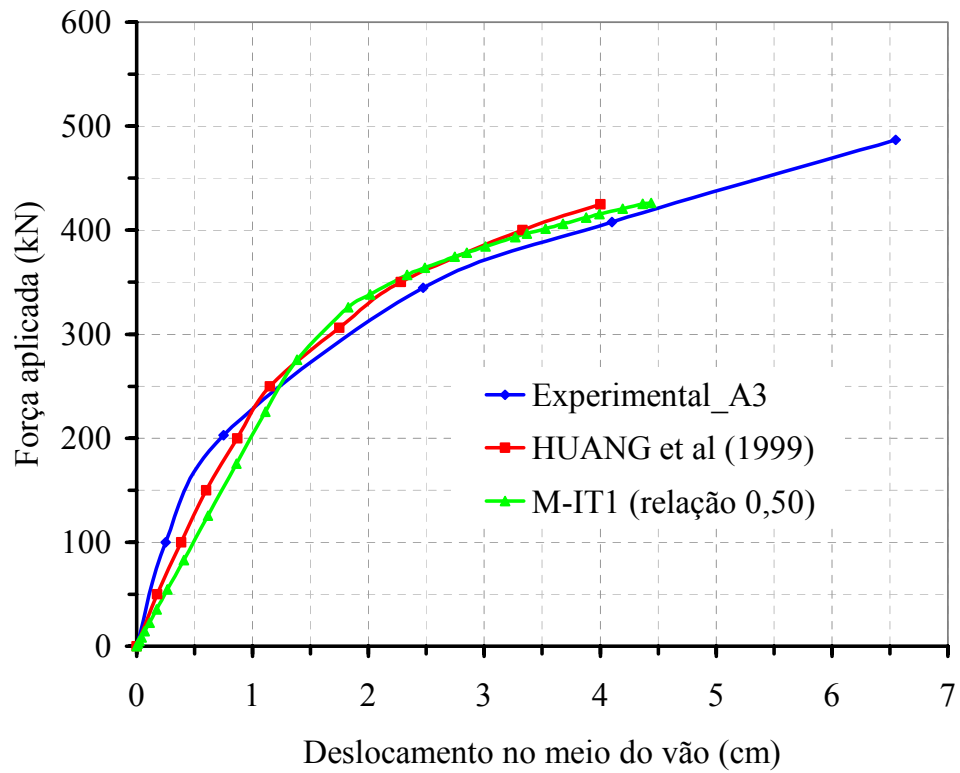


FIGURA 5.6: Comparação entre resultados Numérico e Experimental para $f_t/f_{ck} = 0,50$.

Além do procedimento para verificação dos aspectos limitantes mencionados, por meio da adoção de outros valores para relação f_t/f_{ck} (0,25 e 0,50), optou-se por construir um modelo numérico, com vistas a uma melhor representação do comportamento do concreto quando submetido aos esforços de flexão. Dessa maneira, a malha da laje de concreto referente a modelo **M-IT1** foi discretizada com o elemento finito Shell, denominado *S4R*, conforme se ilustrou na figura 4.7 do capítulo 4.

A figura 5.7 ilustra a comparação entre valores numérico e experimental, obtidos da relação entre o carregamento aplicado e os deslocamentos verticais que ocorrem no meio do vão da viga mista, para o modelo numérico **M-IT1**, em que a laje de concreto foi discretizada tanto com o elemento sólido *C3D8R*, como também com o elemento finito shell *S4R*. A relação f_t/f_{ck} foi mantida igual a 0,12 para posterior comparação de resultados.

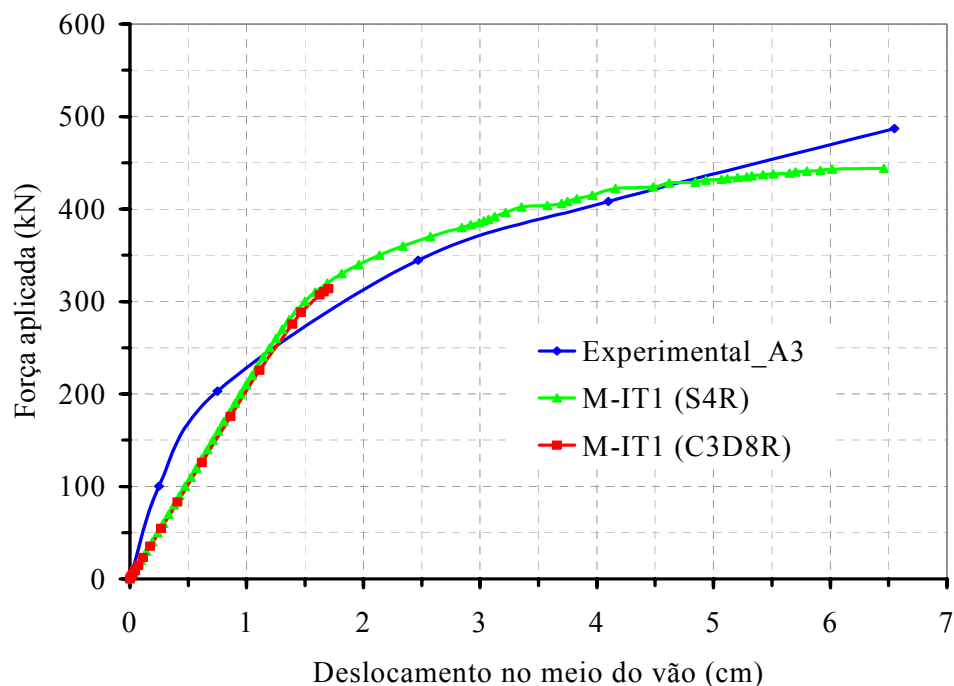


FIGURA 5.7: Comparação entre resultados Numéricos obtidos com o elemento sólido *C3D8R* e com o elemento Shell *S4R*.

Por meio de análise da figura 5.7 é possível perceber uma maior estabilidade no processo de convergência alcançada pelo modelo numérico **M-IT1** quando a laje de concreto foi discretizada com o elemento finito shell *S4R* e com boa aproximação entre os

resultados numéricos e experimentais, inclusive no referente ao valor do carregamento último atingido.

De fato, por apresentar uma formulação, cujas funções aproximadoras são polinômios de graus maiores do que aquela utilizada na formulação do elemento sólido, o elemento Shell possui um melhor desempenho e uma maior flexibilidade quando submetido aos esforços de flexão. Em contrapartida, o elemento sólido possui uma formulação cujos campos de deslocamento formados no elemento são lineares, de maneira que este se deforma com movimento de corpo rígido, conforme ilustra a figura 5.8.

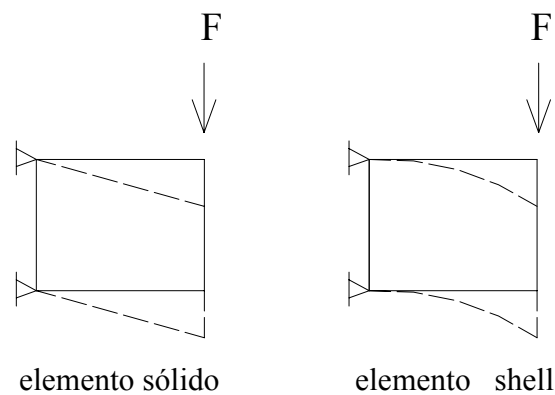


FIGURA 5.8: Configuração deformada no plano (linha tracejada) dos elementos sólido e Shell após a aplicação do carregamento.

Para que o modelo numérico discretizado com elementos sólidos atinja níveis de carregamento próximos daqueles alcançados com elementos Shell, necessita-se de uma malha de elementos finitos com grau de refinamento muito elevado, resultando em um esforço computacional significativo, inviabilizando o processo de convergência. Dessa forma, para a análise proposta neste trabalho, ou seja, vigas mistas simplesmente apoiadas submetidas a esforços de flexão, a utilização do elemento Shell demonstra ser a mais adequada.

• Resultados obtidos com o **MODELO M-IT2**

O modelo numérico apresentado a seguir, denominado de **M-IT2**, foi simulado de maneira análoga àquela utilizada para o modelo **M-IT1**. Salienta-se que as propriedades

adotadas para os materiais do modelo **M-IT2** estão de acordo com aquelas apresentadas na tabela 5.2. A representação do comportamento do concreto à tração após o aparecimento da fissura (ramo descendente-curva “tension stiffening”), é obtida por meio dos valores apresentados na tabela 5.3.

Desta forma, são apresentados neste item, os resultados numéricos obtidos para o modelo em questão, conjuntamente com os resultados experimentais obtidos por CHAPMAN & BALAKRISHNAN (1964).

A figura 5.9 apresenta como resultado a comparação entre os valores numéricos e os experimentais, obtidos por meio da relação entre o carregamento aplicado na viga mista e os correspondentes deslocamentos verticais (flechas) que ocorrem no meio do vão, para o modelo discretizado apenas com o elemento sólido *C3D8R*. Novamente, vale destacar que a relação f_t/f_{ck} adotada na tabela 5.2 ($f_t/f_{ck} = 0,12$) está em concordância com valores obtidos para o concreto em ensaios de laboratório.

Neste caso, como pode ser observado na figura 5.9, os resultados numéricos quando comparados com os experimentais apresentaram uma convergência satisfatória até um nível de carregamento correspondente a 549,56 kN (aproximadamente 550 kN). Para níveis de carregamento acima de 550 kN, não foi possível garantir o processo de convergência, em razão de ocorrência de instabilidades numéricas observadas.

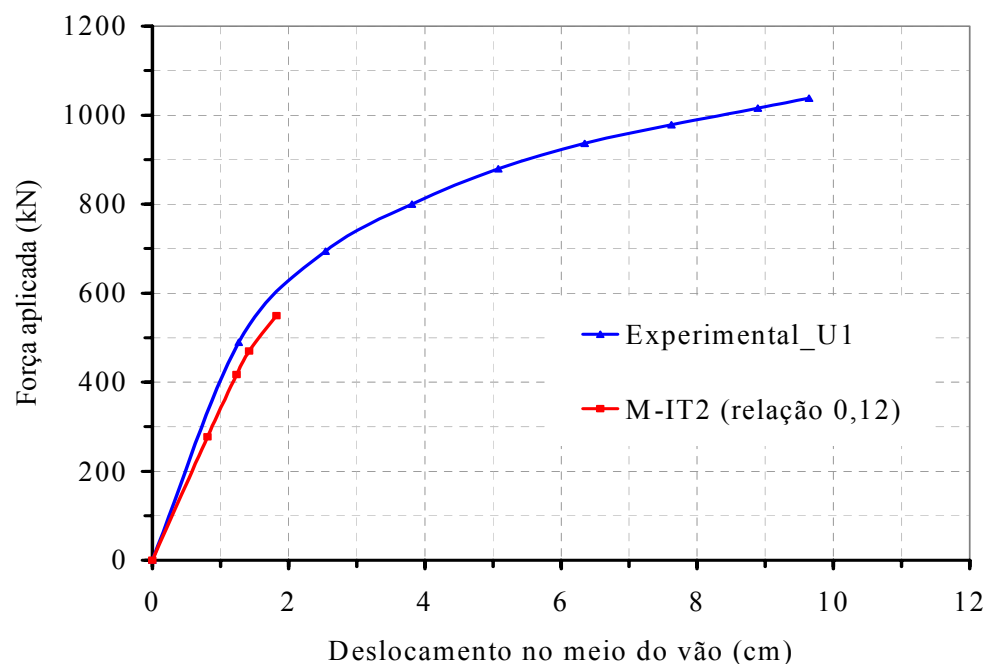


FIGURA 5.9: Comparação entre resultados Numérico e Experimental, para $f_t/f_{ck} = 0,12$.

Novamente, utilizou-se como procedimento à consideração dos mesmos valores para relação f_t/f_{ck} , utilizadas no modelo **M-IT1**, com vistas a atingir com o modelo numérico **M-IT2** níveis de carregamentos maiores do que aqueles identificados na figura 5.9. Assim sendo, nas figuras 5.10 e 5.11 são apresentados, respectivamente, os resultados obtidos para as relações de f_t/f_{ck} iguais a 0,25 e 0,50.

É possível perceber que nos processos de convergência ilustrados nas figuras 5.10 e 5.11 foram atingidos valores de carregamento correspondentes aproximadamente a 633 kN e 757 kN, respectivamente, e com concordância satisfatória entre resultados numérico e experimental até os níveis de carregamento mencionados.

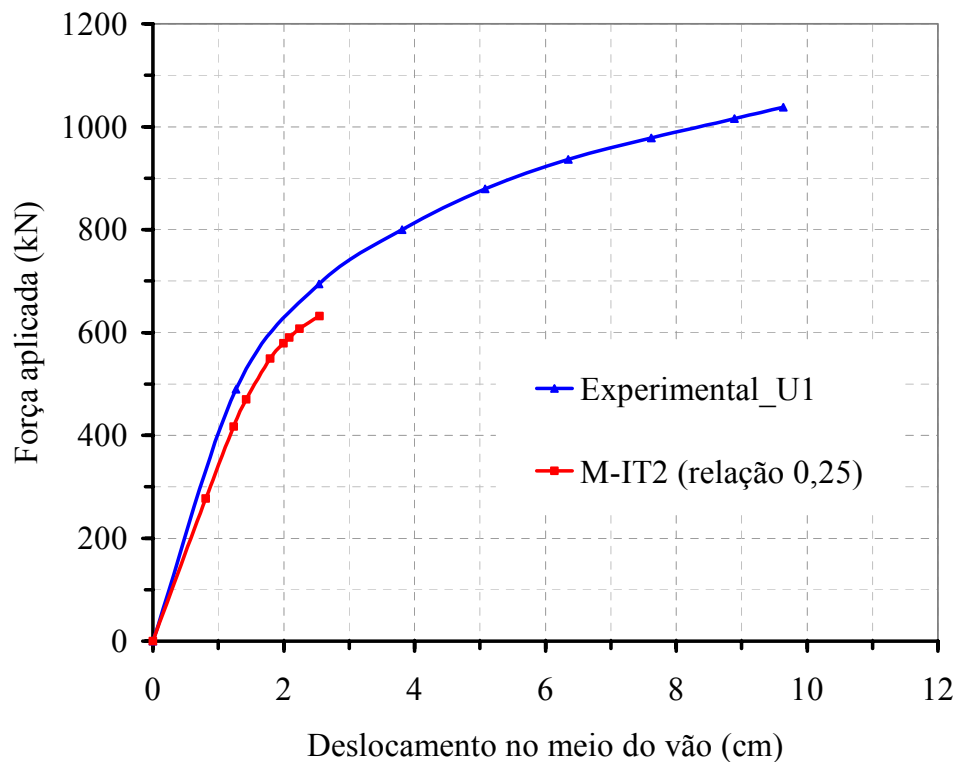


FIGURA 5.10: Comparação entre resultados Numérico e Experimental para $f_t/f_{ck} = 0,25$.

De maneira análoga ao que foi exposto para o modelo numérico **M-IT1**, também foi feita à comparação entre os resultados numéricos obtidos com a malha da laje de concreto discretizada com o elemento sólido *C3D8R* e o elemento Shell *S4R*, conforme ilustra a figura 5.12.

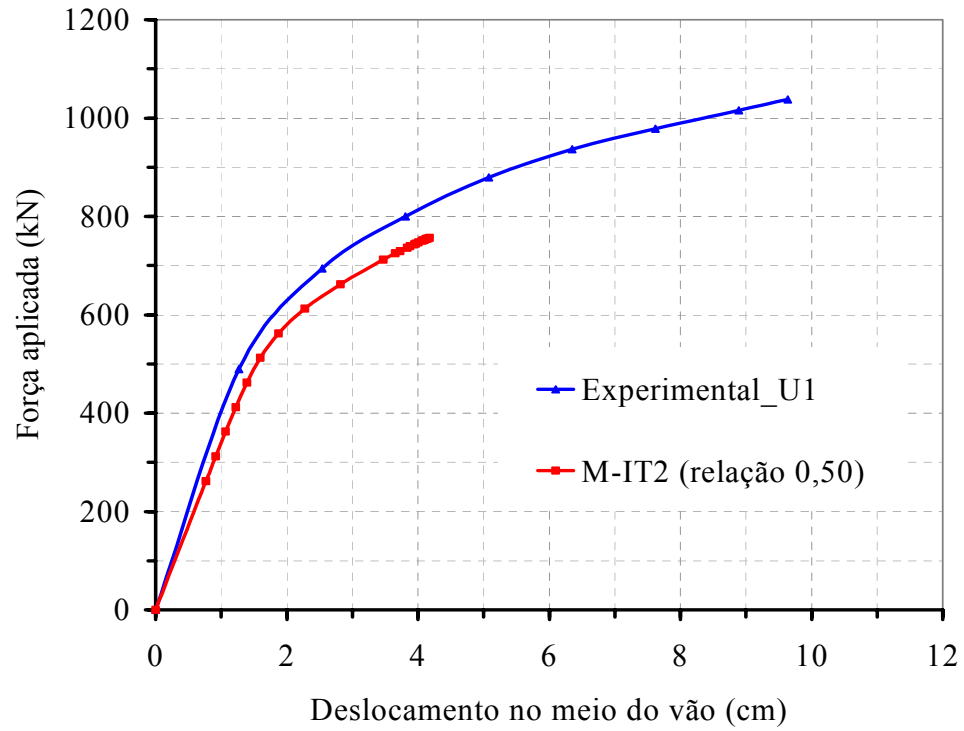


FIGURA 5.11: Comparação entre resultados Numérico e Experimental para $f_t/f_{ck} = 0,50$.

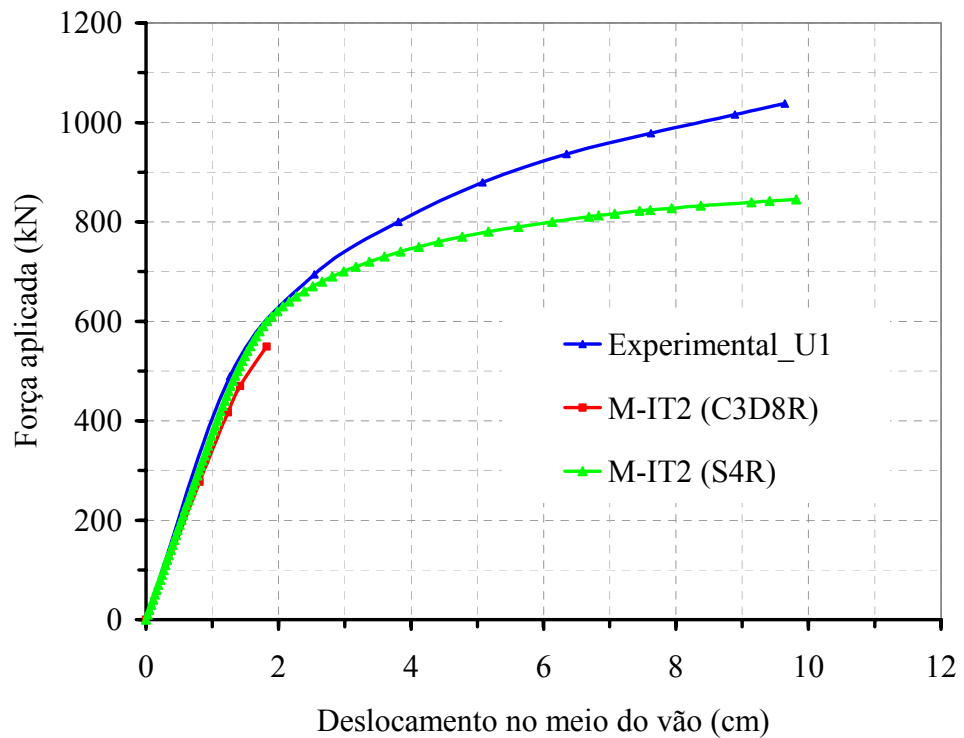


FIGURA 5.12: Comparação entre resultados Numéricos obtidos com o elemento sólido C3D8R e com o elemento Shell S4R.

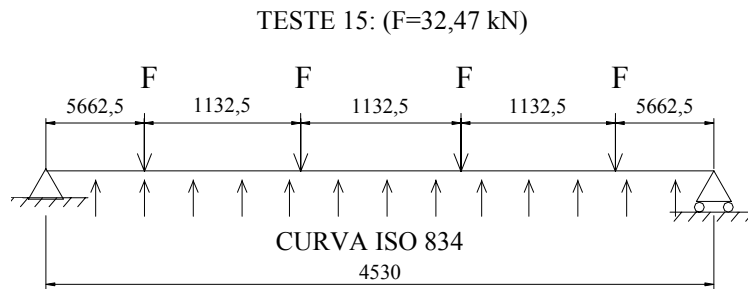
Mais uma vez, é possível notar na figura 5.12, um melhor desempenho do elemento Shell frente à análise em questão. Outro fato importante que deve ser salientado é com referência aos resultados numéricos obtidos com elemento Shell S4R no trecho linear. O modelo numérico conseguiu validar os resultados satisfatoriamente com aqueles obtidos no ensaio experimental.

No entanto, a partir de um certo nível de carregamento correspondente a 630 kN, cujos resultados obtidos compreendem o trecho inelástico da curva *força x deslocamento*, houve um certo distanciamento dos resultados numéricos obtidos quando comparados com os experimentais. Possivelmente, esse fato pode estar associado aos fenômenos inerentes aos aspectos experimentais (acomodação, por exemplo), os quais nem sempre são possíveis de serem recuperados nas análises numéricas. Além disso, os modelos constitutivos estabelecidos para os materiais, podem, eventualmente, não representar com maiores detalhes as reais condições as quais o modelo está submetido durante o ensaio experimental.

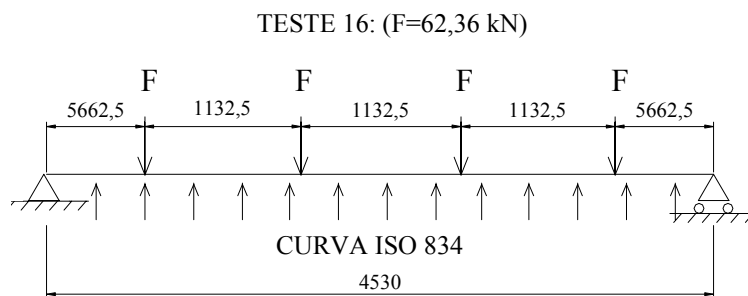
5.3 MODELOS NUMÉRICOS DE VIGAS MISTAS SIMPLEMENTE APOIADAS – ANÁLISE EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO SEM REVESTIMENTO TÉRMICO

5.3.1 DIMENSÕES DA VIGA MISTA E CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

A figura 5.13 ilustra o esquema estático utilizado na elaboração dos modelos numéricos **M-F1** e **M-F2**, contendo o comprimento do vão, o tipo de carregamento estático aplicado (F) na laje de concreto e a ação térmica aplicada na mesa inferior da viga de aço, estabelecida pela curva ISO 834. Já a figura 5.14 ilustra as dimensões da seção transversal utilizada, de acordo com as características observadas nos modelos experimentais.



M-F1



M-F2

FIGURA 5.13: Esquema estrutural utilizado na elaboração dos modelos numéricos M-F1 e M-F2 (unidade em mm).

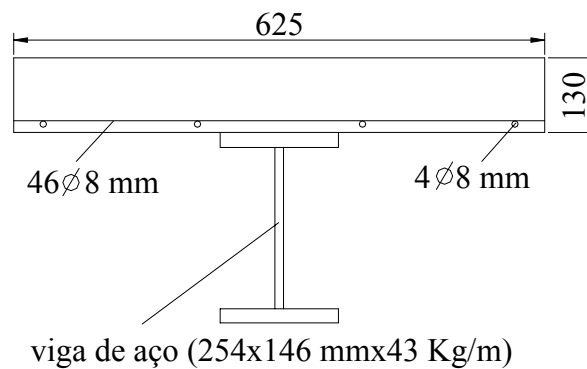


FIGURA 5.14: Dimensões utilizadas nos modelos numéricos em situação de incêndio (unidade em mm).

A tabela 5.4 apresenta os valores nominais das propriedades adotadas para o aço e para o concreto em temperatura ambiente, descritos por WAINMAN & KIRBY (1988) apud HUANG et al. (1999), nos testes de resistência ao fogo.

TABELA 5.4: Propriedades dos materiais referentes aos modelos M-F1 e M-F2.

<i>MATERIAL</i>	E (kN/cm ²)	σ_p (kN/cm ²)	σ_y (kN/cm ²)	σ_u (kN/cm ²)	f_{ck} (kN/cm ²)	f_t/f_{ck}
<i>ARMADURA</i>	20500	-	60,0	-	-	-
<i>PERFIL METÁLICO</i>	20500	17,85	25,5	40,0	-	-
<i>LAJE DE CONCRETO</i>	3180	-	-	-	3,0	0,12
Nota: $E_c = 9,5 (f_{ck}+8)^{1/3}$, sendo que E_c em kN/mm ² e f_{ck} em N/mm ² (EUROCODE 2).						

A tabela 5.5 apresenta os coeficientes de dilatação térmica utilizados para o aço e para o concreto, de acordo com os valores recomendados no projeto de revisão da norma brasileira NBR 14323:1999. Por simplificação, os valores da tabela 5.5 não estão em função da temperatura, ou seja, foram adotados constantes ao longo da análise.

TABELA 5.5: Coeficiente de dilatação térmica para os materiais.

MATERIAL	α ($10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$)
Aço	14
Concreto	18

5.3.2 COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS NUMÉRICO E EXPERIMENTAL

- Resultados obtidos com o **MODELO M-F1**

Realizadas as primeiras simulações numéricas da viga mista em situação de incêndio, para a relação $f_t/f_{ck}=0,12$ e com a malha de elementos finitos discretizadas com o elemento sólido C3D8R, observou-se que o processo de convergência, após o final da aplicação do carregamento estático e início do carregamento térmico, foi interrompido a uma temperatura de aproximadamente 60 °C (medida na mesa inferior da viga), devido ao

aparecimento de fissuras nos elementos finitos que compõem a parte inferior da laje de concreto (zona tracionada).

Vale aqui lembrar que no modelo numérico discretizado com elementos sólidos para análise em temperatura ambiente, o processo de convergência para a relação $f_t/f_{ck}=0,12$ também foi interrompido em resposta a instabilidades numéricas provocadas pelo concreto, com forte influência em regiões de elevadas tensões de tração.

Acredita-se que os aspectos aqui observados tenham relação com o fato de os materiais aço e concreto apresentarem diferentes coeficientes de dilatação térmica e, conseqüentemente, possuem comportamentos diferentes com relação às deformações térmicas, quando da aplicação dos incrementos de temperatura, principalmente na interface entre viga e laje.

De fato, por meio de análise com relação à figura 5.15, é possível observar, na interface entre viga e laje, a ocorrência de tensões de tração na face inferior da laje de concreto, cujos níveis de tensões atingem valores entre $-0,08922 \text{ kN/cm}^2$ e $1,425 \text{ kN/cm}^2$. Na mesma figura, nota-se a ocorrência de tensões de compressão na mesa superior da viga de aço, com valores de níveis de tensões entre $-1,603 \text{ kN/cm}^2$ e $-3,117 \text{ kN/cm}^2$. Os níveis de tensões da figura 5.15 foram obtidos por meio de consulta aos arquivos de saída dos resultados.

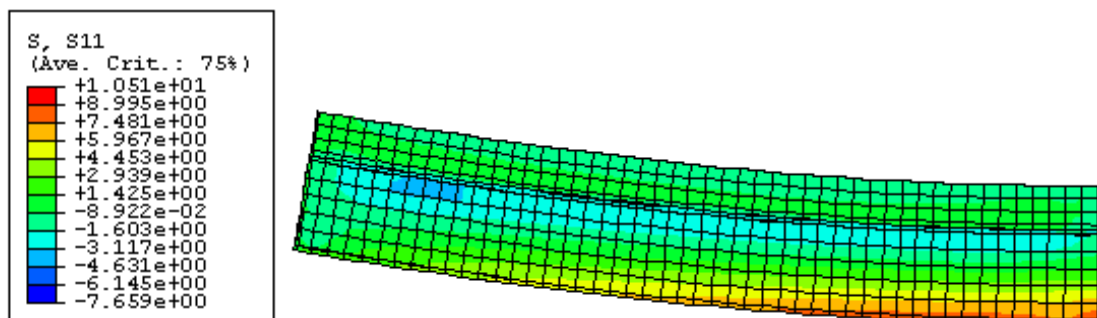


FIGURA 5.15: Níveis de tensões normais (em kN/cm^2) na viga mista para uma temperatura de aproximadamente $60 \text{ }^\circ\text{C}$ (configuração deformada sem escala).

Como procedimentos adotados para verificação de possíveis limitações que surgem quando da consideração do modelo *CONCRETE* associado com o elemento finito sólido *C3D8R*, foi adotado outro valor para relação f_t/f_{ck} , que consiste de procedimento análogo àquele adotado para análise em temperatura ambiente (modelos *M-IT1* e *M-IT2*), objetivando atingir com o modelo numérico, níveis de temperatura acima daquele identificado (60°C) e, conseqüentemente, o mais próximo possível daquele obtido experimentalmente.

Em caráter complementar, optou-se por construir o modelo *M-F1* com a malha de elementos finitos da laje de concreto discretizada com elementos Shell *S4R*, para posterior comparação dos resultados numéricos com os experimentais.

Na figura 5.16 são apresentados os resultados obtidos entre valores numérico e experimental, da relação entre a temperatura aplicada na mesa inferior e os respectivos deslocamentos verticais que ocorrem no meio do vão da viga mista. Os resultados obtidos com a utilização do elemento sólido *C3D8R* correspondem à relação $f_t/f_{ck}=0,75$, enquanto que os resultados obtidos com a utilização do elemento Shell *S4R* correspondem à relação $f_t/f_{ck}=0,12$.

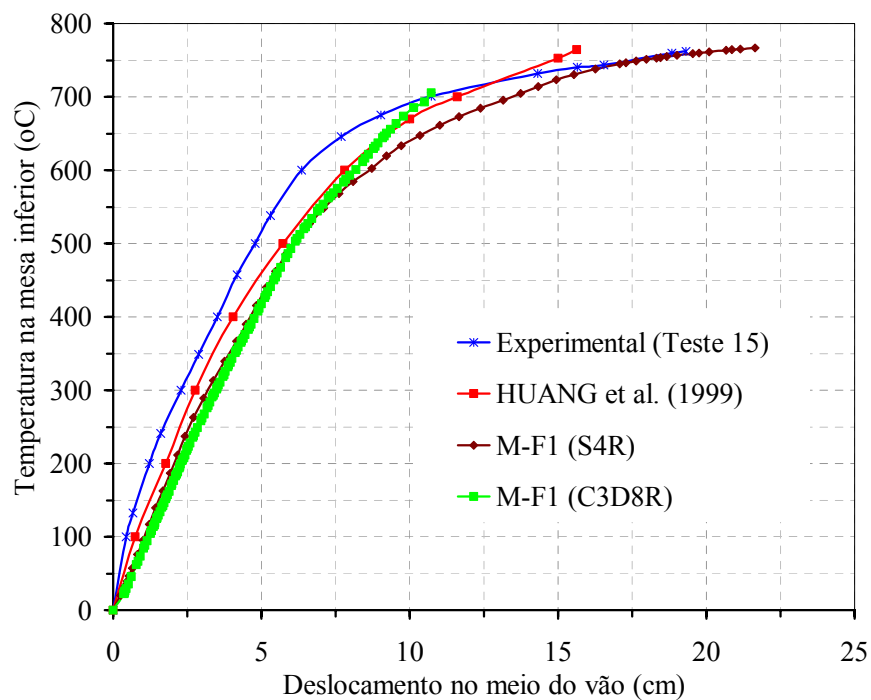


FIGURA 5.16: Comparação entre resultados numéricos obtidos com o elemento sólido *C3D8R* e com o elemento Shell *S4R*.

Após análises com referência a figura 5.16, é possível perceber que o modelo numérico que apresenta a malha de elementos finitos discretizada com elementos Shell S4R se comporta de forma mais satisfatória do que aquele com elementos sólidos, conforme já constatado nos resultados obtidos com os modelos numéricos em temperatura ambiente.

O abatimento das curvas de ambos modelos numéricos no trecho linear quando comparada à curva experimental, podem estar associados, provavelmente, às propriedades estabelecidas para os materiais em função da temperatura que podem não apresentar concordância com aquelas inerentes à viga mista em situação real (ensaio).

Além disso, é importante salientar que os procedimentos adotados para determinação da temperatura no elemento estrutural e, conseqüentemente, a determinação dos coeficientes de redução para os materiais, foram estabelecidos com base nos valores prescritos no texto base do Projeto de Revisão da NBR 14323 de agosto de 2003.

Esse fato, também pode trazer alterações nos resultados numéricos obtidos, já que se trata de um método simplificado de dimensionamento que não considera, por exemplo, a ocorrência de transferência de calor entre as partes que constituem o perfil metálico nem entre a mesa superior e laje de concreto, bem como, por simplificação, permite que a distribuição de temperatura na laje, apesar de decrescente da face inferior (exposta ao incêndio) para a face superior, seja tomada como constante e igual ao seu valor médio.

Finalmente, como já mencionado anteriormente, outros fatores podem estar associados, tais como, problemas ocorridos quando da instrumentação do modelo experimental, problemas de vinculação, acomodações, controle inadequado da temperatura, entre outros.

• *Resultados obtidos com o **MODELO M-F2***

O modelo numérico **M-F2** possui características geométricas idênticas àquelas apresentadas para o modelo numérico **M-F1**, ou seja, comprimento de vão, seção transversal e propriedades dos materiais. Porém, com referência a aplicação do carregamento estático na primeira etapa da análise, o modelo **M-F2** foi submetido à aplicação de uma força igual a 62,36 kN, conforme ilustrado na figura 5.13.

Assim como nos modelos numéricos em temperatura ambiente, no modelo em situação de incêndio **M-F1**, os resultados obtidos, com a laje de concreto discretizada por meio de elementos sólidos *C3D8R*, mostram-se satisfatórios até um certo nível de carregamento, bem abaixo daquele esperado, devido ao aparecimento de fissuras na laje de concreto. Por este elemento apresentar em sua formulação, funções aproximadoras lineares, seria necessária uma malha de elementos finitos muito refinada, resultando em um esforço computacional muito elevado, inviabilizando o processo de convergência.

Dessa forma, a laje de concreto do modelo numérico **M-F2** foi discretizada apenas com elementos finitos Shell *S4R*, que até o presente instante, demonstrou ser mais o adequado para o tipo de análise em questão.

A figura 5.17 apresenta os resultados obtidos entre valores numérico e experimental, da relação entre a temperatura aplicada na mesa inferior e os respectivos deslocamentos verticais que ocorrem no meio do vão, para uma relação de $f_t/f_{ck}=0,12$.

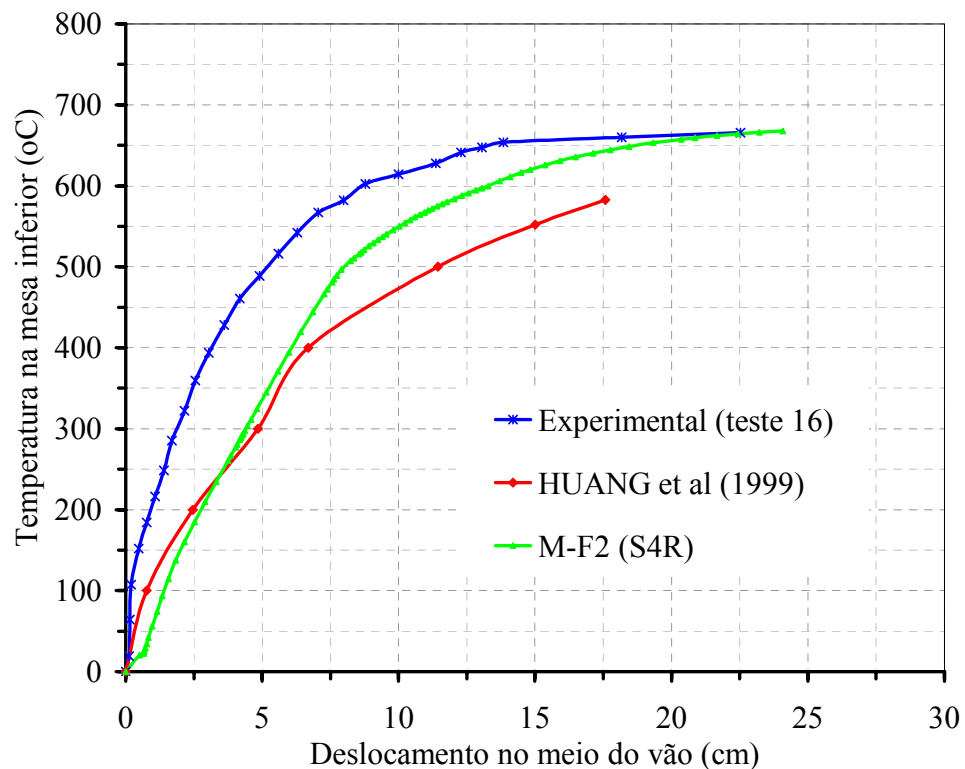


FIGURA 5.17: Comparação entre resultados numéricos e experimentais.

Por meio de análise da figura 5.17, é possível perceber um certo distanciamento dos resultados numéricos quando comparados com os experimentais, tanto para o modelo **M-F1** como para os resultados obtidos em HUANG et al. (1999).

Acredita-se que essa distância esteja relacionada à existência de problemas quando da instrumentação do modelo experimental, pois como se pode notar na figura 5.18, os resultados experimentais obtidos no **teste 15** (curva em azul), apresentaram deslocamentos maiores do que aqueles obtidos no **teste 16** (curva em vermelho), desde o início da aplicação do carregamento estático até a aplicação da temperatura de aproximadamente 500°C.

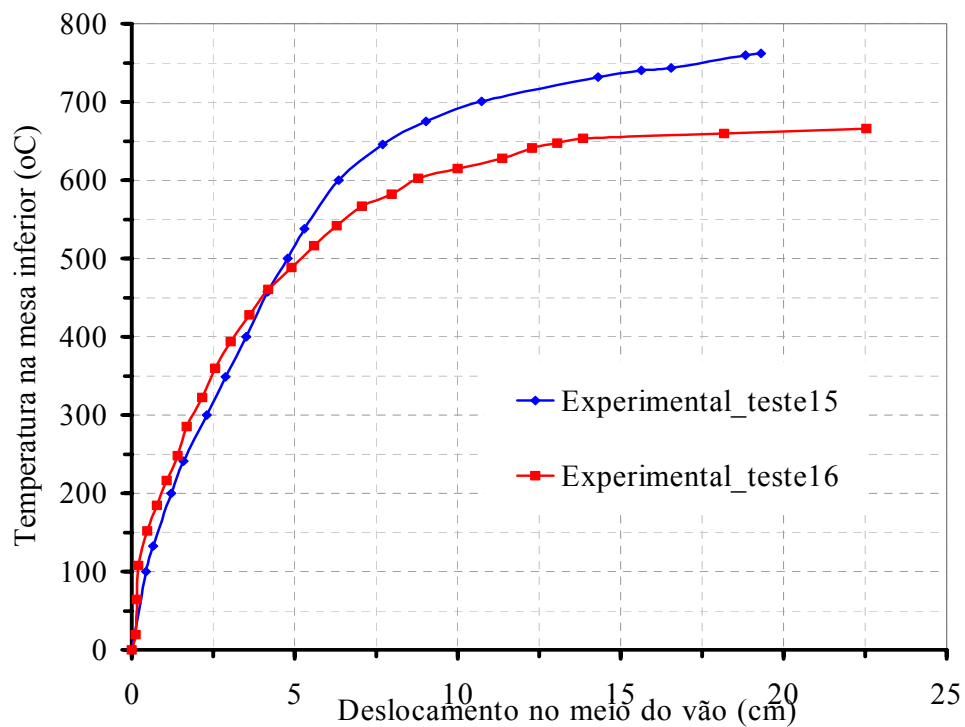


FIGURA 5.18: Comparação de resultados entre os testes experimentais 15 e 16.

Conforme já apresentado na figura 5.13 e tabela 5.4, os modelos experimentais apresentam as mesmas características geométricas e propriedades dos materiais, porém o carregamento aplicado na viga mista referente ao teste 16 é aproximadamente o dobro daquele aplicado na viga mista referente ao teste 15.

Por apresentar um carregamento estático aplicado de valor correspondente a aproximadamente duas vezes o carregamento aplicado no teste 15, entende-se que a curva

que representa os resultados obtidos no teste 16 deveria apresentar deslocamentos iguais ou relativamente maiores do que os apresentados nos teste 15 para uma mesma temperatura, fato este, que ocorre somente a partir de uma temperatura de 500°C.

CONCLUSÕES

A proposta do presente trabalho objetivou pesquisar aspectos com referência ao assunto vigas mistas aço-concreto, bem como avaliar o comportamento global de vigas mistas com interação total, em temperatura ambiente e em situação de incêndio, por meio de análise numérica tridimensional.

Para tanto, tomou-se como ponto de partida a elaboração de um modelo numérico tridimensional que inclui viga de aço, laje de concreto, armaduras e os conectores de cisalhamento. No entanto, esta proposta inicial resultou inviável, em virtude do elevado número de elementos finitos gerados, por conta do alto grau de refinamento da malha na região dos conectores de cisalhamento. Assim, optou-se pela utilização de um modelo mais simplificado, com vistas a avaliar apenas o comportamento global da viga mista.

Primeiramente, fez-se a construção dos modelos numéricos em temperatura ambiente denominados **M-IT1** e **M-IT2**, por meio de discretização da malha de elementos finitos da viga mista apenas com elementos finitos do tipo sólido. Considerando-se esta situação, o modelo numérico **M-IT1** (viga simplesmente apoiada com carregamento concentrado no meio do vão) apresentou para a relação adotada $f_t/f_{ck} = 0,12$, uma convergência satisfatória dos resultados numéricos quando comparado com os experimentais, até um nível de carregamento de aproximadamente 314 kN. A partir deste ponto, se verificou a ocorrência de alguns problemas de instabilidade numérica relacionados, provavelmente, a possíveis limitações do modelo disponibilizado para o concreto quando associado ao elemento finito sólido *C3D8R*.

Objetivando atingir com o modelo numérico proposto níveis de carregamento acima

daquele identificado anteriormente, e em concordância com os resultados experimentais, foram adotados outros valores para a relação f_t/f_{ck} , neste caso, iguais a 0,25 e 0,50, apenas como artifício numérico para identificar as possíveis limitações mencionadas para o concreto. Com estas relações, foi possível obter um ajuste satisfatório entre os resultados numérico e experimental para níveis de carregamento bastante próximos dos valores finais verificados experimentalmente (aproximadamente 500 kN).

Com vistas a evitar as limitações mencionadas para o concreto, optou-se por construir um modelo numérico com uma melhor representação do comportamento do concreto quando submetido a esforços de flexão. Dessa maneira, a malha da laje de concreto referente a modelo **M-IT1** foi discretizada com o elemento finito *Shell*, mantendo-se a relação $f_t/f_{ck} = 0,12$.

O modelo numérico **M-IT1** com laje discretizada em elementos *Shell S4R* apresentou uma convergência satisfatória dos resultados numéricos quando comparado com os experimentais, até um nível de carregamento igual a 444 kN e com boa aproximação entre os resultados numéricos e experimentais, inclusive no referente ao valor do carregamento último atingido.

O modelo numérico **M-IT2** (viga simplesmente apoiada com carregamento uniformemente distribuído entre os apoios) foi discretizado e simulado de forma análoga àquela utilizada para o modelo **M-IT1**, em que para a relação $f_t/f_{ck} = 0,12$, apresentando convergência satisfatória até aproximadamente de 550 kN, enquanto que os valores finais verificados experimentalmente para este caso, foi de aproximadamente 1100 kN.

Novamente, foram aplicadas para as relações f_t/f_{ck} iguais a 0,25 e 0,50 objetivando atingir níveis de carregamento maiores do que aqueles identificados para $f_t/f_{ck} = 0,12$. Como resposta, foram obtidos valores iguais a 632 kN e 757 kN, respectivamente, e com concordância satisfatória entre resultados numérico e experimental.

De maneira análoga ao que foi exposto para o modelo numérico **M-IT1**, também foi feita à comparação entre os resultados numéricos obtidos com a malha da laje de concreto discretizada com o elemento sólido *C3D8R* e o elemento *Shell S4R* para o modelo numérico **M-IT2**. Para a relação $f_t/f_{ck} = 0,12$, o modelo discretizado com elementos *Shell* apresentou uma convergência satisfatória até aproximadamente 845 kN. A partir do carregamento correspondente a 630 kN, observou-se um distanciamento dos resultados

numéricos obtidos quando comparados com os experimentais. Tal fato pode estar associado a fenômenos inerentes aos aspectos experimentais (acomodação, por exemplo), os quais nem sempre são possíveis de serem recuperados nas análises numéricas.

Os modelos numéricos para a simulação do comportamento de vigas mistas aço-concreto em situação de incêndio, denominados de **M-F1** e de **M-F2**, também foram discretizados com elementos finitos sólidos e Shell, analogamente aos modelos numéricos **M-IT1** e **M-IT2**.

Utilizando o elemento sólido *C3D8R*, o modelo numérico **M-F1** em situação de incêndio apresentou, para uma relação $f_t/f_{ck}=0,12$, convergência satisfatória dos resultados numéricos obtidos (quando comparados com os resultados experimentais) até uma temperatura de aproximadamente 50°C, medida na mesa inferior da viga. Para níveis de temperatura acima dos 50°C, se verificou a ocorrência de problemas de instabilidade numérica, devido ao aparecimento de fissuras nos elementos finitos que compõem a parte inferior da laje de concreto (zona tracionada).

Novamente, adotou-se $f_t/f_{ck}=0,75$ como procedimento para verificação de possíveis limitações do modelo *CONCRETE* associado com o elemento sólido *C3D8R*. Com esta relação, foi possível atingir valores de temperatura bastante próximos dos valores finais obtidos experimentalmente (aproximadamente 770 °C), com boa concordância entre resultados numérico e experimental, sem interrupção no processo de convergência.

Já o modelo numérico **M-F1**, construído com elementos finitos Shell *S4R* apresentou, para uma relação $f_t/f_{ck}=0,12$, convergência satisfatória dos resultados numéricos obtidos até uma temperatura de 766°C, também medida na mesa inferior da viga metálica.

Com referência ao modelo numérico **M-F2**, optou-se por construir a malha da laje de concreto apenas com elementos finitos do tipo Shell, uma vez que este se mostrou mais adequado para análise em questão. Tanto o modelo numérico **M-F2** como o modelo numérico apresentado por HUANG et al. (1999), apresentam deslocamentos no meio do vão, para uma certa temperatura, maiores do que aqueles identificados experimentalmente por WAINMAN & KIRBY (1988).

Acredita-se que essa diferença de resultados esteja relacionada à existência de problemas quando da instrumentação do modelo experimental, já que os resultados experimentais apresentados trazem algumas divergências as quais foram devidamente

comentadas e discutidas no capítulo 5.

Outro fato que deve ser mencionado se refere às prescrições estabelecidas na Norma brasileira NBR 14323:1999. Estas prescrições, quando aqui utilizadas na simulação do modelo numérico em situação de incêndio, aparentemente conduziram a resultados mais conservadores quando comparados com os resultados obtidos experimentalmente, conforme verificado nas figuras 5.16 e 5.17 do presente trabalho.

No entanto, deve-se salientar que haveria a necessidade de se realizar um número maior de simulações numéricas que comprovem que as prescrições estabelecidas na norma brasileira NBR 14323:1999 conduzem, de fato, a resultados mais conservadores e, conseqüentemente, a um dimensionamento a favor da segurança estrutural.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O escopo do presente trabalho tratou apenas de estudar o comportamento de vigas mistas simplesmente apoiadas. Dessa forma, fica como sugestão para futuros trabalhos, o desenvolvimento de pesquisas que abordem outros tipos de sistemas estruturais mistos, como, por exemplo, vigas mistas semicontínuas e contínuas, as quais foram recentemente incluídas no projeto de revisão da norma brasileira NBR 8800:2003.

Além disso, as análises numéricas em situação de incêndio desenvolvidas nesta pesquisa poderiam ser estendidas ao estudo do comportamento de vigas mistas aço-concreto com revestimento térmico, que, atualmente, é uma solução construtiva bastante empregada, com vistas a se evitar o aumento excessivo da temperatura da estrutura em situação de incêndio.

Finalmente, com referência às ferramentas utilizadas na modelagem numérica deste trabalho, acredita-se que a consideração de alguns fatores, tais como a utilização de outros critérios de ruptura para o concreto, a utilização de outros elementos disponíveis na biblioteca do ABAQUS, bem como a elaboração de subrotinas que permitam desconsiderar a parcela tracionada do concreto possam conduzir, tanto em temperatura ambiente como em situação de incêndio, a melhores resultados dos modelos numéricos aqui propostos.

BIBLIOGRAFIA

ABREU, L.M.P.; JUNIOR, F.P.F.; FAKURY, R.H.; LAS CASAS, E.B. (2001). *Análise crítica do projeto de vigas mistas de edifícios em situação de incêndio*. Apresentado ao IV Seminário Internacional “O uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil”/ I Congresso Internacional da Construção Metálica (I CICOM), São Paulo, 2001.

ALVA, G.M.S. (2000). *Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto*. São Carlos, 277p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (1994). *AISC-LRFD - Load and resistance factor design*. Chicago.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1967) *Cálculo de estruturas de aço, constituídas por perfis leves*; NB-143. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1967) – NBR 6355. *Perfis estruturais, de aço formados a frio*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). *NBR 8800 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1998). *Perfis estruturais de aço formados a frio*; NB 6355. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1999). *NBR 14323 – Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento*. Rio de Janeiro;

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2000). *NBR 14432 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento*. Rio de Janeiro;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001). *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*; NBR 14762, Rio de Janeiro.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1998). *ASTM E119/00a - Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*.
- ARIZUMI, Y.; HAMADA, S. (1981). *Elastic-plastic analysis of composite beams with incomplete interaction by finite element method*. Computers and Structures, v.14, n.5-6, p.453-62.
- BRITISH STANDARD INSTITUTION (1979). *BS 5400 – Steel, concrete and composite bridges. Parte 5: Code of practice for design of composite bridges*. London.
- BRITISH STANDARD INSTITUTION (1990). *BS 5950 - Structural use of steelwork in building. Parte 3: Section 3.1: Code of practice for design of simple and continuous composite beams*. London.
- BRITISH STANDARD (1990). *BS 5950 – Structural use of steelwork in building, Code of practice for fire resistant design. Part 8*;
- BRITISH STEEL (1997). *Fire Resistance of Steel Framed Buildings. CAFCO Blaze Shield II. Spray Applied Fire Resistive Material. /folder/*.
- CASELI, R.; VILA REAL, P.M.M.; SILVA, V.P.; PILOTO, P.A.G. (2001). *Análise numérica de vigas “I” de aço em situação de incêndio, sujeitas à flambagem lateral. Contribuição para a validação de uma proposta de revisão do EUROCODE 3-Parte 1.2*. Apresentado ao IV Seminário Internacional “O uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil”/ I Congresso Internacional da Construção Metálica (I CICOM), São Paulo, 2001.
- COSTA, C. N. (2002). *Estruturas de concreto em situação de incêndio*. São Paulo. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- CHAPMAN, J. C. (1964). *Composite construction in steel and concrete – The behaviour of composite beams*. The Structural Engineer, v. 42, n. 4, p. 115 – 125.
- CHAPMAN, J. C., BALAKRISHNAN, S. (1964). *Experiments on composite beams*. The Structural Engineer, v. 42, n. 11, p. 369 – 383.
- CLARET, A.M.(2000). *Resistência ao fogo de vigas mistas aço-concreto modeladas pelo método dos elementos finitos*. In: Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, Punta Del Este 2000. *Anais*.

DAVIES, C. (1969). *Tests on half – scale steel – concrete composite beams with welded stud connectors*. The Structural Engineer, v. 47, n.1, p. 29 – 40.

DOTREPPE, J.C. (1996). *Fire Resistance of Steel Structures*, Rio de Janeiro, R.J./ Apresentado ao 5. Internacional Colloquium on Structural Stability, Rio de Janeiro, 1996;

EUGHAZOULI, A. Y., IZZUDDIN, B. A. (2000). *Response of idealized composite beam-slab systems under fire conditions*, Journal of Constructional Steel Research, UK, v. 56, p. 199 – 224.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1991). *ENV 1992-1-1: Eurocode 2 - Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1995). *ENV 1992-1-2: Eurocode 2 - Design of concrete structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design..* Brussels.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1992). *ENV 1993-1-1: Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1992). *ENV 1994-1-1: Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1994). *ENV 1994-1-2: Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules and rules – Structural fire design*. Brussels.

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK (ECCS) (1981). *Composite Structures*. London, The Construction Press.

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK (ECCS) (1993). *Composite Beams and Columns to Eurocode 4*. Brussels, ECCS.

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK (ECCS) (1985). *Design manual on European Recommendations for the fire safety of steel structures*. Brussels, ECCS.

FAKURY, R.H.; SILVA, V.P.; MARTINS, M.M. (2000). *Temperatura Crítica de Elementos Estruturais de Aço em Situação de Incêndio*. In: Jornadas Suldamericanas de Ingenieria Estructural, 29, Punta del Este, 2000. *Anais*;

FIGUEIREDO, L.M.B. (1998). *Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto*. São Carlos. 143p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

- GATTESCO, N. (1999). *Analytical modeling of nonlinear behavior of composite beams with deformable connection*, Journal of Constructional Steel Research, Italy, v.52, p. 195-218.
- GUTIÉRREZ KLINSKI, G.E.R. (1999). *Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas*. São Carlos. 186p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.
- HIBBITT, KARLSSON & SORENSEN, Inc.(2002). *Abaqus Theory Manual & Users Manuals*, Version 6.3 Pawtucket, RI, USA.
- HIRST, M.J.S.; YEO, M.F. (1980). *The analysis of composite beams using standard finite element programs*. Computers and Structures, v.11, n.11, p.233-37.
- HUANG, Z.; BURGESS, I.W.; PLANK, R.J. (1999) *The influence of shear connectors on the behavior of composite steel-framed building in fire*. Journal of Constructional Steel Research, v.51, p.219-237.
- JOHNSON, R.P. (1994). *Composite structures of steel and concrete*, v.1, 2.ed. Oxford, Blackwell Scientific Publications.
- KATHOLIEKE UNIVERSITEIT LEUVEN (2002). Disponível em: www.kuleuven.ac.be>. Acesso em: dezembro/2002.
- KWAK, H.G; KIM, D.Y. (2001). *Nonlinear analysis of RC shear walls considering tension stiffening effect*. Computers and Structures, v.79, n.5, p.499-517.
- KRUPPA, J.; ZHAO, B. (1995). *Fire Resistance of composite beams to EUROCODE 4: Part-1.2*. Journal of Constructional Steel Research, v.33, n.1-2, p.51-69.
- JAYACHANDRAN, P. (1991). *Structural Engineering: A historical perspective*. Innovative Structures, Materials, Design and Construction for the 21st Century, International Research Workshop, Proceedings, MIT, Cambridge, January 23-25. Disponível em: http://cee.wpi.edu/ce1030_b02/structures/history.pdf > Acesso em: agosto/2003.
- JONHSON, R.P. (1981). *Loss of interaction in short-span composite beams and plates*. Journal of Structural Engineering, v.1, n.2, p.11-16, January.
- LAMONT., S. (2001). *The Behaviour of Multi-storey Composite Steel Framed Structures in Response to Compartment Fires*. Disponível em: <http://www.civ.ed.ac.uk/research/fire/project/thesis/masterSL2.pdf> > Acesso em:janeiro/2004.
- LANDESMANN A. (2003). *Modelo não linear inelástico para análise de estruturas metálicas apertadas em condições de incêndio*. Rio de Janeiro. 295p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

LAWSON, R.M. (1990). *Behaviour of steel beam-to-column connections in fire*. The Structural Engineering, v.68, n.14, p.263-71, July.

MALITE, M. (1990). *Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios*. São Carlos. 144p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

MALITE, M. (1993). *Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada*. São Carlos. 2v. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

MALITE, M.; NIMIR, W.A.; SÁLES, J.J.; GONÇALVES, R.M. *Cold-formed shear connectors for composite constructions*. In: 14th INTERNATIONAL SPECIALTY CONFERENCE ON COLD-FORMED STEEL STRUCTURES, St. Louis – USA, 15-16 October 1998. p.409-421.

MALITE, M.; NIMIR, W.A.; GONÇALVES, R.M.; SÁLES, J.J. *On the structural behavior of composite beams using cold-formed shapes*. In: 15th INTERNATIONAL SPECIALTY CONFERENCE ON COLD-FORMED STEEL STRUCTURES, St. Louis – USA, 19-20 October 2000. p.307-319.

MAKELAINEN, P.; MA, Z. (2000). *Fire resistance of composite slim floor beams*. Journal of Constructional Steel Research, v.54, p.345-63.

OEHLERS, D.J.; COUGHLAN, C.G. (1986). *The shear stiffness of stud shear connectors in composite beams*. Journal of Constructional Steel Research, v.6, n.4, p.273-84, october.

OEHLERS, D.J. (1989). *Splitting induced by shear connectors in composite beams*. Journal of Structural Engineering, v.115, n.2, p.341-62, February.

OEHLERS, D.J., PARK, S.M. (1992). *Shear connectors in composite beams with longitudinally cracked slabs*. Journal of Constructional Steel Research, v.118, n.8, p.2004-22, August.

OEHLERS, D.J.; NGUYEN, N.T.; AHMED, M.; BRADFORD, M.A. (1997). *Partial Interaction in Composite Steel and Concrete Beams with Full Shear Connection*. Journal of Constructional Steel Research, v.41, n.2/3, p.235-48, feb/mar.

OEHLERS, D.J.; SVED, G. (1995). *Composite Beams with Limited-Slip Capacity Shear Connectors*. Journal of Structural Engineering, v.121, n.6, p.932-8, june.

OVEN, V.A.; BURGESS, I.W.; PLANK, R.J.; ABUD WALI, A.A. (1997) *An analytical model for the analysis of composite beams with partial interaction*. Computers & Structures, Elsevier Science Ltd., v.62, n.3. p.493-504.

PINTO, R. S. (2002). *Análise não linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado*. São Carlos, 189p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PROENÇA, S.P.B. (1988). *Sobre modelos matemáticos do comportamento não-linear do concreto: análise crítica e contribuições*, São Carlos, 330p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

RAZAQPUR, A.G; NOFAL, M. (1989). *A finite element for modeling the nonlinear behavior of shear connectors in composite structures*. Computers and Structures, v.32, n.1, p.169-74.

RODRIGUES, F.C. (1999). *Comportamento de Estruturas Constituídas por Perfis Formados a Frio em Temperatura Ambiente e em Temperatura Elevada*, II Seminário Internacional “O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil”, Belo Horizonte, MG.

SALARI, M.R.; SCAPONE, E.; SHING, P.B.; FRANGOPOL, D.M. (1998). *Nonlinear analysis of composite beams with deformable shear connectors*. Journal of Structural Engineering, v.124, n.10, p.1148-58, October.

SANAD, A.M.; ROTTER, J.M.; USMANI, A.S.; O’CONNOR, M.A. (2000). *Composite beams in large buildings under fire-numerical modeling and structural behaviour*. Fire Safety Journal. V.35, p.165-88.

SILVA, V.P. (2000). *Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações*. Revista Construção, N. 43, p. 27-34, julho/agosto;

SILVA, V.P. (2000). *O Comportamento de Sistemas Estruturais Básicos de Aço em Situação de Incêndio*. In: Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, 29., Punta Del Este, 2000. *Anais*;

SILVA, V.P. (2001). *Estruturas de Aço em Situação de Incêndio*. São Paulo, Zigurate;

SILVA, V.P., FAKURY, R.H. (2000). *Normas Brasileiras de Estruturas de Aço em Situação de Incêndio*. In: Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, 29., Punta Del Este 2000. *Anais*.

SILVA, C.J. (2002). *Comportamento de estruturas metálicas e mistas em situação de incêndio. Modelagem e aplicações*. Vitória, 191 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo.

SWEDISH INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION AND LUND INSTITUTE OF TECHNOLOGY (1976). *Fire Engineering Design of Steel Structures*, boletim 52 e publicação 50, Sweden;

THE CARDINGTON AND BROADGATE FIRES, Disponível em: <http://members.fortunecity.com/911/fire/cardington.htm>> Acesso em: novembro/2003.

THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE (2000). *P259 Technical Report: The Fire Resistance of Concrete Filled Tubes to Eurocode 4*. SCI Publication. Inglaterra;

THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE (2000). *P288 Fire Safe Design: A new approach to multi-storey steel framed buildings*. SCI Publication. Inglaterra;

THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE. *A new approach to multi-storey steel framed buildings fire and steel construction*. SCI Publication, Inglaterra, Disponível em: <http://members.fortunecity.com/911/fire/SCI.htm> > Acesso em: novembro/2003.

TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J. M. (1961). *Theory of elastic stability*. 2.ed. New York: McGraw-Hill. 541p.

TRISTÃO, G.A. (2002). *Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica*. São Carlos, 114p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

USMANI, A. (2002). *Simulation of Cardington fire tests*. Disponível em: <http://fire.nist.gov/bfrlpubs/fire02/art.html>>. Acesso em: julho/2003.

VIEST, I. (1960). *Review of research on composite steel – concrete beams*. Proc. ASCE, v. 86, ST6, p. 1 – 21.

WANG, Y.C. (1998). *Composite beams with partial fire protection*. Fire Safety Journal. V.30, p.315-32.

YAM, L.C.; CHAPMAN, J.C. (1968). *The inelastic behaviour of simply supported composite beams of steel and concrete*. Inst. Civ. Engr. Proc. v.41, p.651-83.

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS SIMPLESMENTE APOIADAS DE ACORDO COM AS PRESCRIÇÕES DA NBR 8800:1986

Este anexo trata do dimensionamento de vigas mistas aço-concreto quando submetidas aos esforços de flexão, de acordo com as prescrições estabelecidas na norma brasileira NBR 8800: 1986. Vale mencionar que, atualmente, a presente norma passa por processo de revisão, podendo trazer modificações em sua futura edição, no referente a equações e parâmetros que aqui estão apresentados.

Para a determinação da resistência ao momento fletor nas regiões de momentos positivos, a norma brasileira faz distinção a dois tipos de seções:

- seções “compactas” pertencentes às classes 1 e 2, em que se permite a plastificação total da seção mista;
- seções “semi-esbeltas” pertencentes à classe 3, em que a alma pode sofrer flambagem local no regime inelástico.

Não se permitem seções esbeltas pertencentes à classe 4, pois a alma pode sofrer flambagem local no regime elástico.

a) Vigas “Compactas”: $h_w/t_w \leq 3,5\sqrt{E/f_y}$

A resistência de cálculo da seção transversal para este caso é $\phi_b M_n$, onde $\phi_b = 0,90$ e M_n é o momento resistente nominal. O coeficiente 0,66 é determinado pelo produto de

0,85 (efeito Rusch) pela relação entre os coeficientes de segurança do concreto e do aço, respectivamente 0,7 e 0,9.

a .1) Interação Completa – Linha neutra plástica na laje (figura A.1.c)

$$Q_n \geq (Af_y)_a \quad \text{e} \quad 0,66f_{ck}bt_c \geq (Af_y)_a$$

Satisfeitas as seguintes condições:

$$C = 0,66f_{ck}ba \tag{A.1}$$

$$T = (Af_y)_a \tag{A.2}$$

$$a = \frac{(Af_y)_a}{0,66f_{ck}b} < t_c \tag{A.3}$$

$$M_n = T \left(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right) \tag{A.4}$$

a .2) Interação Completa – Linha neutra plástica na viga de aço

$$Q_n \geq 0,85f_{ck}bt_c \quad \text{e} \quad 0,66f_{ck}bt_c \leq (Af_y)_a$$

Satisfeitas as seguintes condições:

$$C = 0,66f_{ck}bt_c \tag{A.5}$$

$$C' = 0,5[(Af_y)_a - C] \tag{A.6}$$

$$T = C + C' \tag{A.7}$$

A posição da linha neutra plástica (\bar{y}), medida a partir do topo da viga de aço pode ser determinada da seguinte maneira:

- para $C' \leq (Af_y)_{tf}$: linha neutra na mesa superior (figura A.1.b)

$$\bar{y} = \frac{C'}{(Af_y)_{tf}} t_f \tag{A.8}$$

- para $C' > (Af_y)_{tf}$: linha neutra na alma (figura A.1.a)

$$\bar{y} = \frac{C' - (Af_y)_{tf}}{(Af_y)_w} h + t_f \tag{A.9}$$

Portanto M_n é obtido por:

$$M_n = C'(d - y_t - y_c) + C\left(\frac{t_c}{2} + h_f + d - y_t\right) \quad (A.10)$$

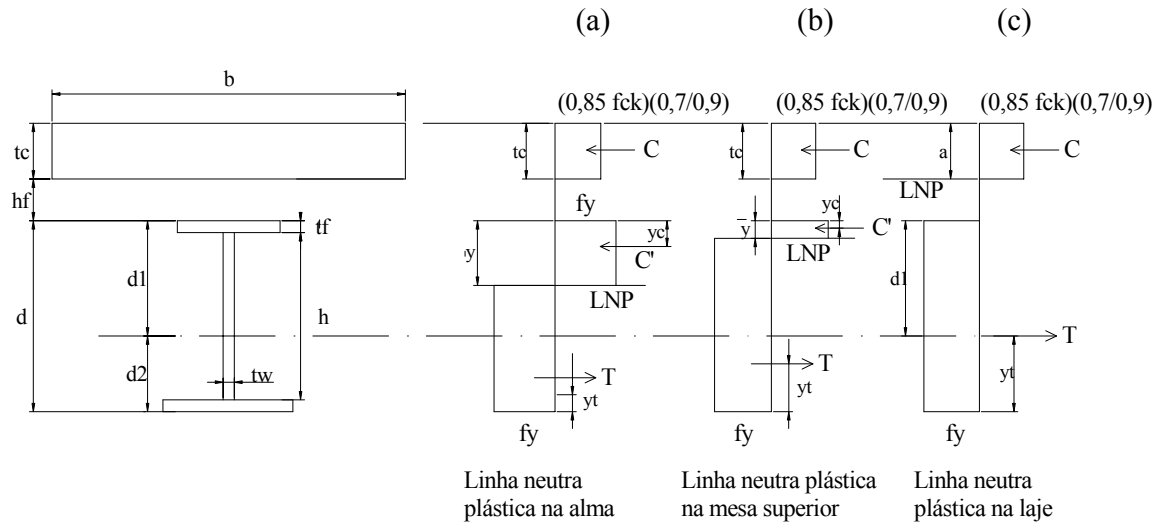


FIGURA A.1: Distribuição de tensões em vigas mistas sob momento fletor – interação completa.

a.3) Interação Parcial (figura A.2)

$Q_n < 0,85 f_{ck} b t_c$ e $Q_n = (A f_y)_a$, limitando-se o valor de Q_n para que não possua valores inferiores a metade do menor valor acima.

Logo, tem-se:

$$C = \left(\frac{0,7}{0,9}\right) Q_n \quad (A.11)$$

Para a determinação de C' , T e \bar{y} são válidas as expressões dadas no item a.2), com o novo valor de C . Dessa forma:

$$M_n = C'[d - y_t - y_c] + C\left[t_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t\right] \quad (A.12)$$

em que:

$$a = \frac{C}{0,66f_{ck}b} \quad (\text{A.13})$$

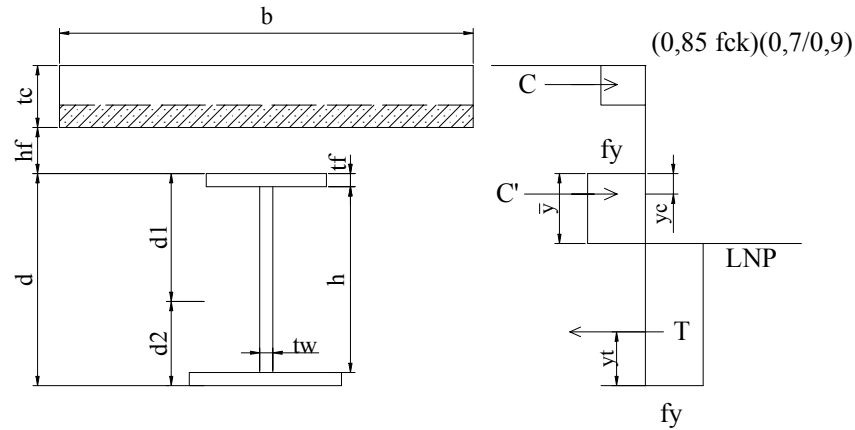


FIGURA A.2: Distribuição de tensões em vigas mistas sob momento fletor – interação parcial.

Notações utilizadas nas expressões a.1), a.2) e a.3):

- b é a largura efetiva da laje;
- t_c é a espessura da laje;
- h_f é a altura nominal da nervura;
- a é a espessura comprimida da laje ou, para interação parcial, espessura considerada efetiva;
- d é a altura total da viga de aço;
- t_f é a espessura da mesa da viga de aço;
- h_w é a espessura da alma da viga de aço;
- f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;
- $Q_n = \sum q_n$ é o somatório das resistências nominais individuais “ q_n ” dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo;
- d_1 é a distância do centro de gravidade da seção da viga de aço até a face superior desta viga;
- y_c é a distância do centro de gravidade da parte comprimida da seção da viga de aço até a face superior desta viga;

- y_t é a distância do centro de gravidade da parte tracionada da seção da viga de aço até a face inferior desta viga;
- \bar{y} é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço;
- $(Afy)_a$ é o produto da área da seção da viga de aço pela sua tensão escoamento;
- $(Afy)_{tf}$ é o produto da área da mesa superior da viga de aço pela tensão de escoamento;
- $(Afy)_w$ é o produto da área da alma da viga de aço pela tensão de escoamento.

b) Vigas “Semi-esbeltas”: $3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h_w}{t_w} \leq 5,6 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Neste caso, a tensão de tração de cálculo na mesa inferior da viga de aço não pode ser superior a ϕf_y , sendo $\phi=0,90$ e a tensão de compressão de cálculo no concreto não pode ser superior a $\phi' f_{ck}$, sendo $\phi'=0,70$.

Considerando-se interação completa, as tensões correspondentes ao momento solicitante M_{sd} devem ser determinadas pelo processo elástico, com base nas propriedades da seção homogeneizada. Para se obter a seção homogeneizada, deve-se desprezar a participação do concreto na zona tracionada e dividir a largura efetiva da laje por $n = \frac{E}{E_c}$,

sendo E_c o módulo de elasticidade do concreto, calculado pela seguinte expressão:

$$E_c = 42(\gamma_c)^{1,5} \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{A.14})$$

em que:

- γ_c é o peso específico do concreto (kN/m^3);
- f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto em MPa.

Podem ser considerados dois casos no processo elástico:

b.1) Linha neutra na laje de concreto (figura A.3.b):

A posição da linha neutra, estabelecida desprezando-se a zona tracionada da laje e o concreto entre as nervuras, e o momento de inércia da seção homogeneizada I_{tr} podem ser determinados pelas expressões:

$$x = \frac{nA_a}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bz_g}{nA_a}} - 1 \right) \quad (\text{A.15})$$

$$I_{tr} = I_a + A_a(z_g - x)^2 + \frac{bx^3}{3n} \quad (\text{A.16})$$

Os módulos de resistência elásticos da seção homogeneizada com relação à fibra inferior $(W_{tr})_i$ e superior $(W_{tr})_s$ são calculados por:

$$(W_{tr})_i = \frac{I_{tr}}{t_c + h_f + d - x} \quad (\text{A.17})$$

$$(W_{tr})_s = \frac{I_{tr}}{x} \quad (\text{A.18})$$

A condição para que a linha neutra se encontre na laje de concreto é:

$$A_a(z_g - t_c) < \frac{1}{2} b \frac{t_c}{n} \quad (\text{A.19})$$

b.2) Linha neutra na viga de aço (figura A.3.c):

Este caso ocorre quando a expressão (A.19) não é satisfeita. A posição da linha neutra e o momento de inércia da seção homogeneizada I_{tr} são calculadas por meio das seguintes expressões:

$$x = \frac{A_a z_g + \frac{bt_c^2}{2n}}{A_a + \frac{bt_c}{n}} \quad (\text{A.20})$$

$$I_{tr} = I_a + A_a(z_g - x)^2 + n \frac{bt_c}{n} \left[\frac{t_c^2}{12} + \left(x - \frac{t_c}{2} \right)^2 \right] \quad (\text{A.21})$$

Os módulos de resistência da seção homogeneizada com relação à fibra inferior $(W_{tr})_i$ e superior $(W_{tr})_s$ são calculados pelas expressões (A.17) e (A.18).

Finalmente, as tensões de cálculo são obtidas por:

$$\sigma_s = \frac{M_{sd}}{(W_{tr})_i} \quad \text{e} \quad \sigma_c = \frac{M_{sd}}{n(W_{tr})_s} \quad (\text{A.22})$$

No caso de interação parcial, a determinação das tensões é feita da mesma maneira, devendo-se apenas substituir o valor de $(W_{tr})_i$ por W_{ef} , conforme expressão:

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{Q_n}{V_h} [(W_{tr})_i - W_a]} \quad (\text{A.23})$$

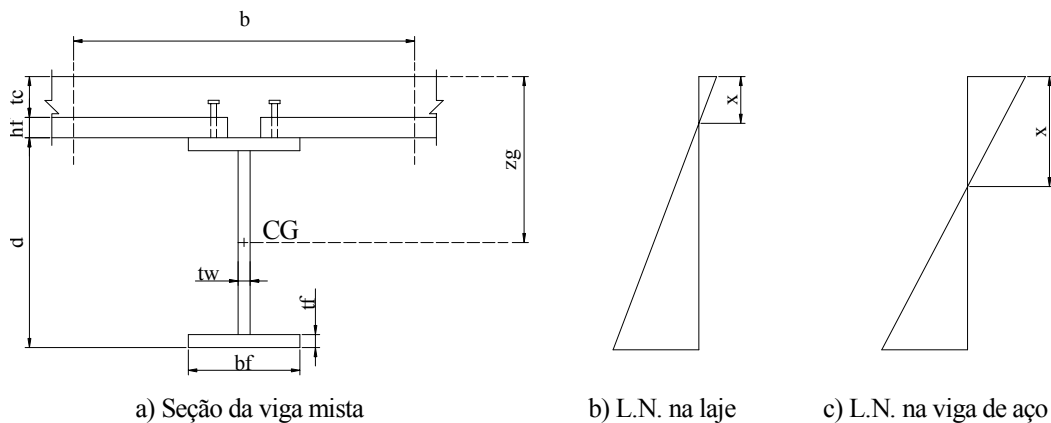


FIGURA A.3: *Deformações em vigas mistas sob momento positivo – Análise elástica / Interação completa.*

Notações utilizadas nas expressões b.1) e b.2):

- z_g é a distância entre o topo da laje e o centro de gravidade da viga de aço;
- I_a é o momento de inércia da viga de aço;
- A_a é a área da seção transversal da viga de aço;
- x é a distância do topo da laje à linha neutra, conforme ilustra figura A.3;
- n é o fator de homogeneização, igual a $\frac{E}{E_c}$.

No caso de construção não escorada, além da verificação como viga mista, deve-se atender a duas exigências adicionais:

a) Resistência de cálculo da viga de aço: a seção da viga de aço por si só deve ter resistência adequada para suportar todas as ações de cálculo aplicadas antes do concreto atingir uma resistência igual a $0,75f_{ck}$;

b) Limitação de tensões: na mesa inferior da seção mais solicitada da viga deve-se ter:

$$\frac{M_G}{W_a} + \frac{M_L}{W_{ef}} \leq 0,90f_y \quad (\text{A.24})$$

em que:

- M_G e M_L : momentos fletores devido às ações nominais aplicadas, respectivamente, antes e depois da resistência do concreto atingir $0,75f_{ck}$;
- W_a : módulo elástico da seção da viga de aço;
- W_{ef} : módulo elástico da seção efetiva, calculado conforme (A.23).

Ainda com respeito à construção escorada, os deslocamentos devem ser obtidos considerando-se a superposição de dois casos: o carregamento atuante na viga de aço antes da cura do concreto e o carregamento atuante após a cura do concreto, analisando-se agora a seção como mista.

A resistência à força cortante em vigas mistas deve ser determinada considerando-se apenas a resistência da viga de aço, não sendo aplicável o conceito de campo de tração, que está relacionado a reserva de resistência pós-flambagem da alma.

Com referência ao cálculo de deslocamentos, deve ser considerado, no caso de interação parcial, o efeito de escorregamento, em que o momento de inércia da seção homogeneizada é substituído por um momento de inércia efetivo, calculado pela seguinte expressão:

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{Q_n}{V_h} [(I_{tr}) - I_a]} \quad (\text{A.25})$$

em que:

- I_a é o momento de inércia de viga de aço;
- I_{ef} é o momento de inércia da seção homogeneizada.

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS
SIMPLESMENTE APOIADAS EM SITUAÇÃO DE
INCÊNDIO DE ACORDO COM AS PRESCRIÇÕES
DA NBR 14323:1999

ANEXO B

Este anexo trata do dimensionamento de vigas mistas aço-concreto em situação de incêndio quando submetidas aos esforços de flexão, de acordo com as prescrições estabelecidas na norma brasileira NBR 14323:1999. Vale mencionar que, atualmente, a presente norma passa por processo de revisão, podendo trazer modificações em sua futura edição, no referente a equações e parâmetros que aqui estão apresentados.

O dimensionamento de vigas mistas aço-concreto em situação de incêndio é abordado pelo anexo B da norma NBR 14323:1999, por meio de um método simplificado, com base no EUROCODE 4- Parte 1.2 (1995). Este método simplificado é aplicável a vigas mistas que tenham sido dimensionadas à temperatura ambiente, de acordo com a NBR 8800:1986, cujo perfil metálico possua seção transversal em forma de I, devendo-se atender às seguintes condições:

- Relação largura/espessura da alma: $\frac{h}{t_w} \leq 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ (elemento compacto)

- Relação largura/espessura da mesa comprimida: $\lambda \leq \lambda_r$

Em que λ e λ_r devem ser obtidos do anexo D da NBR 8800 para o estado limite último de flambagem local da mesa comprimida (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f}$$

$$\lambda_r = 0,62 \sqrt{\frac{EW_c}{M_r}} \text{ para perfis soldados}$$

$$\lambda_r = 0,82 \sqrt{\frac{EW_c}{M_r}} \text{ para laminados.}$$

Em que:

W_c é o módulo resistente elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão;

W_t é o módulo resistente elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão;

M_r é o menor valor entre $(f_y - f_r)W_c$ e $f_y W_t$

F_r é a tensão residual, admitida igual a 115 MPa.

Conforme mencionado no capítulo 4, admite-se uma distribuição não uniforme de temperatura na viga de aço sem proteção passiva, devendo-se dividir a seção transversal em três partes distintas: mesa superior, alma e mesa inferior. Dessa forma, obtém-se a temperatura para os elementos, a partir de expressões fornecidas pela norma, que são função do fator de massividade do elemento, das propriedades térmicas do aço e da existência ou não de proteção passiva.

A determinação da resistência de vigas mistas em regiões de momentos positivos pode ser determinada pela teoria plástica, considerando-se a distribuição de temperatura na seção transversal, ilustrada na figura B.1 e a redução da resistência e rigidez das propriedades mecânicas dos materiais aço e concreto com a temperatura, conforme apresentado nas tabelas 3.2 e 4.6, respectivamente nos capítulos 3 e 4 do presente trabalho.

O valor do momento resistente de cálculo é dado por:

$$M_{f_i,Rd} = \phi_{f_i,a} M_{f_i,n} \tag{B.1}$$

em que:

$\phi_{f_i,a}$ é o coeficiente de resistência, igual a 1,00;

$M_{f_i,n}$ é a resistência nominal ao momento fletor.

De maneira simplificada, a norma permite considerar a temperatura uniforme ao longo da espessura da laje de concreto e igual a:

$$\theta_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_{j=1}^n \theta_{c,j} e_j \quad (\text{B.2})$$

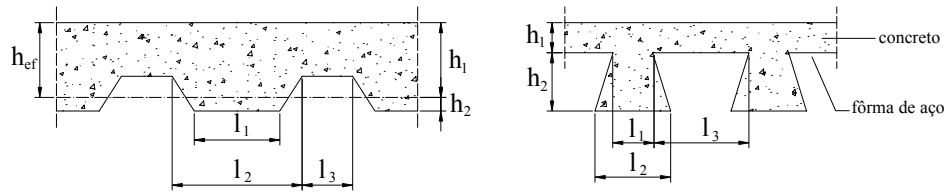
em que:

h_{ef} é a espessura efetiva da laje, igual a: $h_{ef} = h_1 + \frac{h_2}{2} \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right)$, conforme figura X;

n é o número de fatias em que a laje foi dividida, ao longo da espessura;

$\theta_{c,j}$ é a temperatura do trecho j ;

e_j é a espessura de cada fatia.



h_1, h_2, l_1, l_2 e l_3 - seção transversal da laje

Se $l_3 > 2l_1$ - espessura efetiva deve ser tomada igual a h_1

FIGURA B.1: Dimensões da seção transversal da laje com fôrma de aço incorporada.

Com este procedimento, a resistência nominal ao momento fletor $M_{fi,n}$ pode ser calculada de acordo com os tópicos a, b e c a seguir:

a) Interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto (figura A.2)

Ocorre se:

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

com

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

em que k_{y,θ_i} e k_{y,θ_s} são os fatores de redução da resistência ao escoamento do aço em função das temperaturas θ_i e θ_s , respectivamente.

Neste caso, tem-se que:

$$T_{f_i} = (A f_y)_{f_i, a} \quad (\text{B.3})$$

$$C_{f_i} = 0,85 k_{c, \theta} f_{ck} b a \quad (\text{B.4})$$

$$T_{f_i} = C_{f_i} \text{ (condição de equilíbrio)} \quad (\text{B.5})$$

$$a = \frac{(A f_y)_{f_i, a}}{0,85 k_{c, \theta} f_{ck} b} \leq t_c \quad (\text{B.6})$$

$$M_{f_i, n} = k_{y, \theta i} f_y \left[(b_{f_i} t_{f_i}) \left(d + h_F + t_c + \frac{t_{f_i} - a}{2} \right) + (h t_w) \left(t_{f_s} + h_F + t_c + \frac{h - a}{2} \right) \right] + k_{y, \theta s} f_y (b_{f_s} t_{f_s}) \left(h_F + t_c + \frac{t_{f_s} - a}{2} \right) \quad (\text{B.7})$$

b) Interação completa e linha neutra na viga de aço (figura A.2)

Ocorre se:

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

com

$$C_{f_i} = 0,85 k_{c, \theta} f_{ck} b t_c \quad (\text{B.8})$$

$$(A f_y)_{f_i, a} = [k_{y, \theta i} (b_{f_i} t_{f_i} + h t_w) + k_{y, \theta s} (b_{f_s} t_{f_s})] f_y \quad (\text{B.9})$$

As resultantes de compressão e de tração na viga de aço são representadas por C'_{f_i} e

T_{f_i} , respectivamente, e deve-se ter:

$$T_{f_i} = C_{f_i} + C'_{f_i} \quad (\text{B.10})$$

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

- se $C_{fi} + k_{y,\theta_s}(b_{fs}t_{fs})f_y > k_{y,\theta_i}(b_{fi}t_{fi} + ht_w)f_y$, a linha neutra se situará na mesa superior, e

$$y_p = \frac{1(Af_y)_{fi,a} - C_{fi}}{2 k_{y,\theta_s} b_{fs} f_y} \quad (\text{B.11})$$

$$M_{fi,n} = C_{fi} \left(y_p + h_F - \frac{y_c}{2} \right) + k_{y,\theta_s} f_y b_{fs} \left[\frac{y_p^2 + (t_{fs} - y_p)^2}{2} \right] + k_{y,\theta_i} f_y \left[(b_{fi}t_{fi}) \left(d - \frac{t_{fi}}{2} - y_p \right) + (ht_w) \left(\frac{h}{2} + t_{fs} - y_p \right) \right] \quad (\text{B.12})$$

com

$$y_c = t_c$$

- se $C_{fi} + k_{y,\theta_s}(b_{fs}t_{fs})f_y < k_{y,\theta_i}(b_{fi}t_{fi} + ht_w)f_y$, a linha neutra se situará na alma, e

$$y_p = \frac{1 \left[k_{y,\theta_i} (b_{fi}t_{fi} + ht_w + 2t_{fs}t_w) - k_{y,\theta_s} b_{fs}t_{fs} \right] f_y - C_{fi}}{2 k_{y,\theta_i} t_w f_y} \quad (\text{B.13})$$

$$M_{fi,n} = C_{fi} \left(y_p + h_F - \frac{y_c}{2} \right) + k_{y,\theta_s} f_y b_{fs} t_{fs} \left(y_p - \frac{t_{fs}}{2} \right) + k_{y,\theta_i} f_y \left[t_w \frac{(y_p - t_{fs})^2 + (h - y_p + t_{fs})^2}{2} + b_{fi} t_{fi} \left(d - \frac{t_{fi}}{2} - y_p \right) \right] \quad (\text{B.14})$$

com

$$y_c = t_c$$

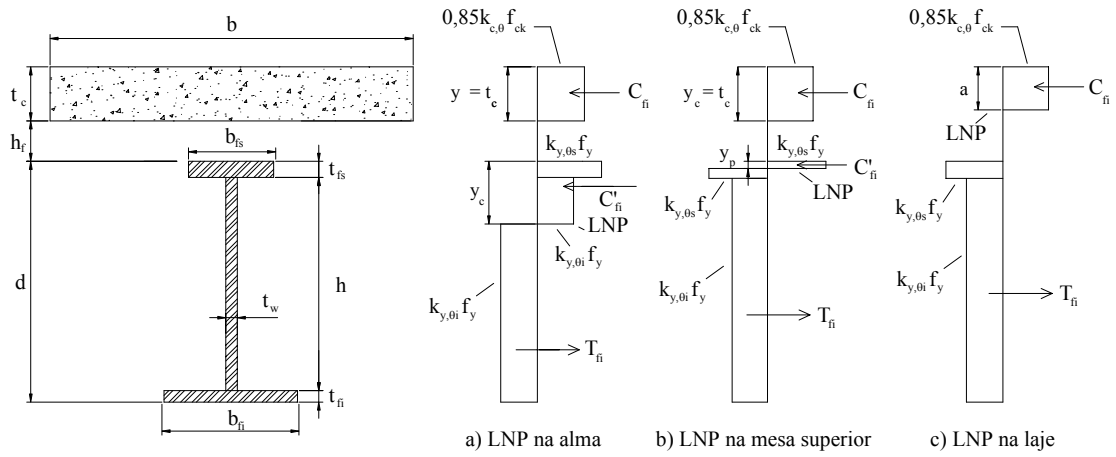


FIGURA B.2: Distribuição de tensões em temperatura elevada para interação completa.

c) Interação parcial (figura A.3)

Ocorre se:

$Q_{fi,n} < 0,85k_{c,\theta} f_{ck} b t_c$ e $Q_{fi,n} < (A f_y)_{fi,a}$, porém $Q_{fi,n}$ não deve ser menor que a metade desses dois valores, com:

$$(A f_y)_{fi,a} = [k_{y,\theta i} (b_{fi} t_{fi} + h t_w) + k_{y,\theta s} (b_{fs} t_{fs})] f_y \tag{B.15}$$

Se isto ocorrer, o número de conectores de cisalhamento deve ser aumentado.

Cumpridas estas condições, tem-se:

$$C_{fi} = Q_{fi,n} \text{ (condição de equilíbrio)} \tag{B.16}$$

A determinação da posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo da viga de aço, (y_p), é feita com as expressões B.11 e B.13. Para determinação da resistência nominal ao momento fletor $M_{fi,n}$, são válidas também as expressões B.12 e B.14 com o novo valor de C_{fi} , e com $y_c = a$

sendo:

$$a = \frac{C_{fi}}{0,85k_{c,\theta} f_{ck} b} \tag{B.17}$$

Notações utilizadas nas expressões a), b) e c):

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

b é a largura efetiva da laje;

b_{fi} é a largura da mesa inferior do perfil metálico;

t_{fi} é a espessura da mesa inferior do perfil metálico;

b_{fs} é a largura da mesa superior do perfil metálico;

t_{fs} é a espessura da mesa superior do perfil metálico;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

$Q_{fi,n}$ é o somatório das resistências individuais em incêndio $q_{fi,t,n}$ dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo;

h_f é a altura das nervuras da forma de aço;

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

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

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

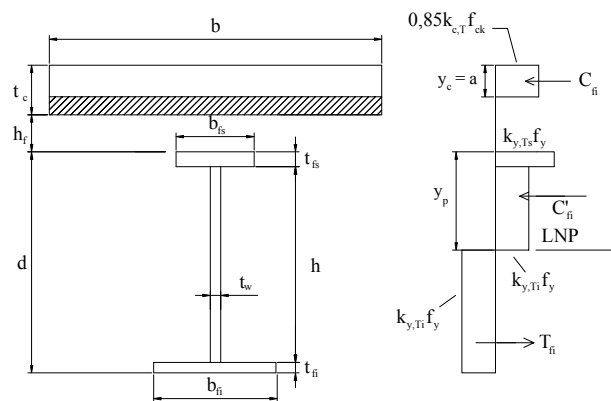


FIGURA B.3: Distribuição de tensões em temperatura elevada para interação parcial.