

**MODELO NUMÉRICO DE VIGA MISTA DE AÇO E CONCRETO
COMPOSTA POR PERFIL FORMADO A FRIO E CONECTORES DO
TIPO PARAFUSOS COM REBITE**

Karen Aparecida Freitas Peroni Maia

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

**"MODELO NUMÉRICO DE VIGA MISTA DE AÇO E CONCRETO
COMPOSTA POR PERFIL FORMADO À FRIO E CONECTORES
DO TIPO PARAFUSOS COM REBITE"**

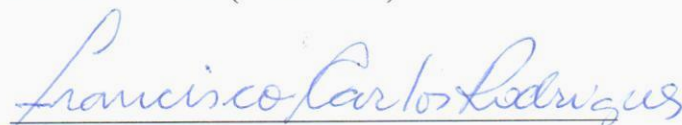
Karen Aparecida Freitas Peroni Maia

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

Comissão Examinadora:



Prof. Dr. Hermes Carvalho
DEES - UFMG (Orientador)



Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues
DEES - UFMG (Coorientador)



Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas
DEES - UFMG



Profa. Dra. Renata Gomes Lanna da Silva
CEFETMG

Belo Horizonte, 19 de dezembro de 2018

M217a

Maia, Karen Aparecida Freitas Peroni.

Modelo numérico de viga mista de aço e concreto composta por perfil formado à frio e conectores do tipo parafusos com rebite [recurso eletrônico] / Karen Aparecida Freitas Peroni Maia. - 2018.

1 recurso online (xviii, 98 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Hermes Carvalho.

Coorientador: Francisco Carlos Rodrigues.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Bibliografia: f. 92-98.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Cisalhamento - Teses. 3. Construção mista - Teses. 4. Lajes - Teses. I. Carvalho, Hermes. II. Rodrigues, Francisco Carlos. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 624(043)

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar a Deus.

Ao meu orientador, Hermes Carvalho, pela disponibilidade, pelo imenso suporte e auxílio no desenvolvimento da pesquisa, pelo incentivo fornecido, pela proposição de novos desafios, pelas correções e pelos ensinamentos.

Ao meu coorientador, Professor Francisco Carlos Rodrigues, pelo apoio na elaboração deste trabalho, pelo suporte prestado, pelo esclarecimento de dúvidas e pela base intelectual fornecida.

Ao meu marido, Cleber, por todo amor, confiança, pelas orações e apoio.

À minha mãe, Selma, por sempre me incentivar e me amar incondicionalmente.

À minha irmã, Karol, à minha avó, Geni, e ao meu tio, Rodrigo, por todo carinho e por sempre torcerem por mim.

Aos colegas do mestrado pela troca de conhecimentos e pelos momentos de descontração. Agradeço especialmente à Júlia Prates, ao Lucas Ribeiro e ao Luiz Fernando por todo apoio na elaboração no modelo numérico.

Aos demais professores e funcionários do departamento de Engenharia de Estruturas que tanto se dedicam no ensino, no suporte e no desenvolvimento dos alunos.

À CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) e à FAPEMIG (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), pelo auxílio financeiro.

Agradeço a todos que não foram citados, mas que contribuíram para que eu chegasse até aqui.

“Que todo o meu ser louve ao Senhor, e que eu não esqueça nenhuma das suas bênçãos!”

Salmos 103:2

RESUMO

MAIA, K. A. F. P. *Modelo numérico de viga mista de aço e concreto composta por perfil formado a frio e conectores do tipo parafusos com rebite*. Belo Horizonte, 2018 – Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

A resistência e a rigidez da ligação entre o perfil de aço e a laje de concreto em vigas mistas são funções diretas da quantidade e do comportamento dos conectores de cisalhamento utilizados. Caso esses conectores sejam flexíveis, a contribuição do atrito é pronunciada tanto para a consideração dos estados limites de serviço quanto para os estados limites últimos. As prescrições das normas brasileira (NBR 8800:2008), americana (AISC: 2016) e europeia (EN 1994-1-1:2004) não consideram a influência do atrito em vigas mistas, apesar de a considerarem para lajes mistas com fôrma de aço incorporada. Este trabalho faz parte de uma extensa pesquisa teórico-experimental supervisionada por professores da UFMG que visa investigar o comportamento de vigas mistas utilizando conectores de cisalhamento do tipo rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado. Neste caso, o estudo se concentra na avaliação do comportamento de tais vigas mistas face à presença de atrito na interface entre o perfil de aço e a laje de concreto. Foi desenvolvida uma metodologia numérica em elementos finitos, utilizando o “*software*” ABAQUS[®], validada por meio de resultados experimentais realizados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG, para ensaios de “*push test*” dos conectores e para vigas mistas com e sem a presença de atrito. Uma vez validada a metodologia numérica, foi realizada uma análise crítica dos resultados com o intuito de considerar a contribuição do atrito no comportamento de vigas mistas com conectores de cisalhamento dúcteis e flexíveis.

Palavras-chave: conectores de cisalhamento flexíveis, vigas mistas, atrito na interface laje-perfil de aço, parafuso sextavado, rebite tubular, perfis formados a frio.

ABSTRACT

MAIA, K. A. F. P. *Numerical model of steel concrete composite beams with cold formed profile and bolt with rivet shear connectors*. Belo Horizonte, 2018 – Master's Thesis. Structural Engineering Department Program, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

The strength and the stiffness of connection between the steel profile and the concrete slab composite beams are in direct function of the amount used and the shear connectors properties used. If these connectors are flexible, the contribution of friction is accentuated both the consideration of the serviceability limit states as to the ultimate limit states. The requirements of the Brazilian, American and European Standards do not include the influence of friction in composite beams although they consider to composite slabs with embedded steel shape. This work is part of an extensive theoretical-experimental research supervision by professors of the UFMG that aims to investigate the behavior of composite beams using tubular rivet type shear connectors with internal thread and bolts with hex head. In this case, the study focuses on the evaluation of the behavior of such composite beams face the presence of friction at the steel profile - concrete slab interface. Using a numerical methodology in finite elements, using ABAQUS[®] software, validation of the experimental results performed in the Laboratory of Experimental Analysis of Structures of UFMG, for connectors push tests and for composite beams with and without a presence of friction. Once validated the numerical methodology will be developed a critical analysis to evaluate the friction contribution in the behavior of composite beams with flexible and ductile shear connectors.

Keywords: flexible shear connectors, composite beams, friction in slab-profile steel interface, bolts with hex head, tubular rivet, cold formed profiles.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Comparação entre uma viga sob flexão sem (a) e com (b) ação mista. (Queiroz et al., 2012).....	2
Figura 1.2: Imagens ilustrativas dos sistemas mistos. (Silva, 2009).....	3
Figura 2.1: Distribuição das deformações para interações nula, total e parcial. (Queiroz et al., 2012).....	7
Figura 2.2: Tipos de conectores de cisalhamento. (Malite, 1990, adaptado)	8
Figura 2.3: Rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado. (Bremer, 2007)	9
Figura 2.4: Comportamento dos conectores quanto à rigidez. (Alva, 2000).....	10
Figura 2.5: Viga mista e carregamentos externos. (Queiroz et al., 2009)	11
Figura 2.6: Viga mista e carregamentos. (Queiroz et al., 2009).....	12
Figura 2.7: Componentes do deslizamento. (Queiroz et al., 2009)	13
Figura 2.8: Relação tensão <i>versus</i> deformação do aço. (Silva, 2009).....	19
Figura 2.9: Relação tensão <i>versus</i> deformação do concreto. (Silva, 2009).....	19
Figura 2.10: Relação força <i>versus</i> deslizamento dos conectores. (Silva, 2009).....	20
Figura 2.11: Relação tensão <i>versus</i> deformação do aço do ensaio realizado por Bremer (2007). (Silva, 2009)	20
Figura 2.12: Relação tensão <i>versus</i> deformação do concreto do ensaio realizado por Bremer (2007). (Silva, 2009).....	20
Figura 2.13: Relação força <i>versus</i> deslizamento dos conectores do ensaio realizado por Bremer (2007). (Silva, 2009).....	21
Figura 2.14: Comparação das curvas força <i>versus</i> flecha no meio do vão (Silva, 2009).....	21
Figura 2.15: Comparação entre os resultados numéricos e experimentais – sem atrito. (Queiroz et al., 2014).....	24
Figura 2.16: Comparação entre os resultados numéricos e experimentais – com atrito. (Queiroz et al., 2014).....	24
Figura 2.17: Modelo utilizado para simular o comportamento de vigas mistas. (Hirst e Yeo, 1980).....	25
Figura 2.18: Elemento finito para simular o comportamento de vigas mistas. (Arizumi, Hamada e Kajita, 1981).....	26

Figura 2.19: Diagramas de corpo livre para os elemento infinitesimais considerados na laje e no perfil de aço. (Porco, Spadea e Zinno, 1994).	27
Figura 2.20: Elemento finito para simular o comportamento de vigas mistas. (Oven et al., 1997).....	27
Figura 2.21: Elemento finito para simular o comportamento de vigas mistas. (Salari et al., 1998).....	28
Figura 2.22: Modelo para simular o comportamento de vigas mistas. (Gattesco, 1999).	29
Figura 2.23: Modelagem de vigas mistas. (Sebastian e McConnel, 2000).	29
Figura 2.24: Modelagem de vigas mistas. (Baskar, Shanmugam e Thevendram, 2002).	30
Figura 2.25: Elemento finito para simular o comportamento de vigas mistas. (Faella, Martinelli e Nigro, 2003).....	30
Figura 2.26: Modelo utilizado para simular o comportamento de vigas mistas. (Liang et al., 2004).....	31
Figura 2.27: Geometria do modelo numérico utilizado para simular o comportamento de vigas mistas. (Qureshi, Lam e Ye., 2011).	32
Figura 2.28: Geometria do modelo numérico utilizado para simular o comportamento de vigas mistas. (Pathirana et al., 2015).	33
Figura 2.29: Geometria do modelo numérico utilizado para simular o comportamento de vigas mistas. (Alves et al., 2015).	34
Figura 3.1: Detalhe do ensaio modelo “ <i>push test</i> ”. (Bremer,2007)	37
Figura 3.2: Seção transversal do modelo “ <i>push test</i> ”. (Bremer,2007)	37
Figura 3.3: Posicionamento dos relógios comparadores nos modelos “ <i>push test</i> ”. (Bremer,2007)	38
Figura 3.4: Curva força <i>versus</i> deslizamento, valores médios. (Bremer, 2007 - Adaptado)....	39
Figura 3.5: Seção transversal dos modelos com atrito VM-CA1 e VM-CA2 (Oliveira, 2009)40	
Figura 3.6: Seção transversal dos modelos sem atrito VM-SA1 e VM-SA2 (Oliveira, 2009) 40	
Figura 3.7: Detalhe dos modelos com atrito. (Oliveira, 2009)	41
Figura 3.8: Detalhe dos modelos sem atrito. (Oliveira, 2009)	41
Figura 3.9: Gabarito para a colocação dos parafusos. (Oliveira, 2009)	41
Figura 3.10: Posicionamento dos enrijecedores. (Oliveira, 2009)	42
Figura 3.11: Esquema geral da montagem dos ensaios. (Oliveira, 2009)	43
Figura 3.12: Gráfico força <i>versus</i> flecha no meio do vão. (Oliveira, 2009).....	44
Figura 3.13: Gráfico momento <i>versus</i> flecha no meio do vão. (Oliveira, 2009).....	44
Figura 4.1: Modelo numérico desenvolvido – ensaio “ <i>push test</i> ”.....	47

Figura 4.2: Modelo numérico desenvolvido – ensaio da viga mista.	47
Figura 4.3: Estudo da influência do ângulo de dilatância no comportamento do concreto.	50
Figura 4.4: Estudo da influência da viscosidade no comportamento do concreto.	51
Figura 4.5: Comportamento uniaxial do concreto para esforços de (a) tração e (b) compressão. (SIMULIA, 2014).	52
Figura 4.6: Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do concreto comprimido. (EN 1992-1-1: 2004).....	53
Figura 4.7: Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do concreto comprimido segundo Pavlovic <i>et al.</i> (2013).	54
Figura 4.8: Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do concreto comprimido segundo Van Gysel e Taerwe (1996).	55
Figura 4.9: Estudo da influência do parâmetro η_2 no comportamento do concreto.	56
Figura 4.10: Curvas tensão <i>versus</i> deformação para os modelos constitutivos do concreto comprimido.....	56
Figura 4.11: Evolução do modelo de dano do concreto comprimido.....	57
Figura 4.12: Parâmetros utilizados para os ajustes das coordenadas das curvas. (Kim e Nguyen, 2010).	58
Figura 4.13: Curvas tensão <i>versus</i> deformação para os modelos constitutivos do concreto tracionado.	58
Figura 4.14: Evolução do modelo de dano do concreto tracionado.	59
Figura 4.15: Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do perfil de aço.....	59
Figura 4.16: Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do parafuso.....	60
Figura 4.17: Elemento finito C3D8R (SIMULIA, 2014).	60
Figura 4.18: Elemento finito C3D6 (SIMULIA, 2014).	61
Figura 4.19: Partições geométricas no modelo do ensaio “ <i>push test</i> ”.....	61
Figura 4.20: Partições geométricas no modelo da viga mista.	62
Figura 4.21: Definições de malha considerando o algoritmo <i>Medial Axis</i>	62
Figura 4.22: Configuração final da malha para o modelo do “ <i>push test</i> ”.	63
Figura 4.23: Configuração final da malha para o modelo da viga mista.	63
Figura 4.24: Ponto de referência ao qual se aplicou uma limitação de deslocamento do tipo <i>Coupling</i> e onde foram aplicados os incrementos de deslocamento.	66
Figura 4.25: Áreas selecionadas para a imposição de carregamento.	66
Figura 4.26: Condições de contorno na base do concreto – modelo do “ <i>push test</i> ”.....	67
Figura 4.27: Condições de contorno no topo do perfil de aço – modelo “ <i>push test</i> ”.	68

Figura 4.28: Condições de contorno de simetria em relação ao plano XZ – modelo “ <i>push test</i> ”.	68
Figura 4.29: Condições de contorno de simetria em relação ao plano YZ – modelo “ <i>push test</i> ”.	69
Figura 4.30: Restrição dos deslocamentos da alma do perfil de aço – modelo “ <i>push test</i> ”.	69
Figura 4.31: Condições de contorno no apoio – modelo da viga mista.	70
Figura 4.32: Condições de contorno de simetria em relação ao plano XY – modelo da viga mista.	70
Figura 4.33: Condições de contorno de simetria em relação ao plano YZ – modelo da viga mista.	71
Figura 4.34: Restrição dos deslocamentos da alma do perfil de aço – modelo viga mista.	71
Figura 5.1: Localização dos nós em que foram medidos os deslocamentos e as forças aplicadas.	72
Figura 5.2: Curvas finais força <i>versus</i> deslizamento – modelo “ <i>push test</i> ”.	73
Figura 5.3: Dano do concreto submetido à compressão.	73
Figura 5.4: Dano do concreto submetido à tração.	74
Figura 5.5: Tensões normais no concreto na direção do eixo Z (em MPa).	74
Figura 5.6: Deslocamentos no perfil de aço e nos conectores de cisalhamento na direção do eixo Z (em mm).	75
Figura 5.7: Distribuição das tensões de <i>von Mises</i> no perfil de aço (em MPa).	75
Figura 5.8: Tensões de <i>von Mises</i> nos conectores de cisalhamento (em MPa).	76
Figura 5.9: Superfície de falha averiguada no modelo numérico.	76
Figura 5.10: Superfície de falha averiguada no modelo experimental.	76
Figura 5.11: Curvas momento <i>versus</i> flecha – modelo sem atrito.	77
Figura 5.12: Curvas força <i>versus</i> flecha – modelo sem atrito.	78
Figura 5.13: Dano à rigidez do concreto submetido à compressão - modelo sem atrito.	79
Figura 5.14: Dano à rigidez do concreto submetido à tração - modelo sem atrito.	79
Figura 5.15: Deslocamentos verticais no perfil de aço e nos conectores de cisalhamento - modelo sem atrito (em mm).	79
Figura 5.16: Tensões de <i>von Mises</i> nos conectores de cisalhamento - modelo sem atrito (em MPa).	80
Figura 5.17: Tensões de <i>von Mises</i> no perfil de aço - modelo sem atrito (em MPa).	80
Figura 5.18: Deformações longitudinais na seção central da viga mista - modelo sem atrito.	81
Figura 5.19: Curvas momento <i>versus</i> flecha – modelo com atrito.	82

Figura 5.20: Comparação das curvas momento <i>versus</i> flecha – modelo com atrito.	83
Figura 5.21: Curvas força <i>versus</i> flecha – modelo com atrito.	83
Figura 5.22: Dano à rigidez do concreto submetido à compressão - modelo com atrito.	84
Figura 5.23: Dano à rigidez do concreto submetido à tração - modelo com atrito.	84
Figura 5.24: Deslocamentos verticais no perfil de aço e nos conectores de cisalhamento - modelo com atrito (em mm).	84
Figura 5.25: Tensões de <i>von Mises</i> nos conectores de cisalhamento - modelo com atrito (em MPa).	85
Figura 5.26: Tensões de <i>von Mises</i> no perfil de aço - modelo com atrito (em MPa).	85
Figura 5.27: Deformações longitudinais na seção central da viga mista - modelo com atrito.	86
Figura 5.28: Comparação das curvas momento <i>versus</i> flecha – modelos numéricos sem e com atrito.	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Dados da interação completa para análise em ELS. (Silva, 2009)	18
Tabela 2.2: Dados da interação parcial para análise em ELS. (Silva, 2009).....	18
Tabela 2.3: Propriedades dos materiais para análise em ELS. (Silva, 2009)	18
Tabela 2.4: Dados da interação completa para análise em ELU. (Silva, 2009)	19
Tabela 2.5: Dados da interação parcial para análise em ELU. (Silva, 2009)	19
Tabela 2.6: Propriedades dos materiais do ensaio realizado por Bremer (2007). (Silva, 2009)	21
Tabela 3.1: Resultados médios das propriedades mecânicas dos aços dos perfis e das fôrmas. (Bremer,2007)	36
Tabela 3.2: Resultados médios das propriedades mecânicas do concreto. (Bremer,2007)	36
Tabela 3.3: Resultados médios das propriedades mecânicas do concreto. (Oliveira, 2009)....	42
Tabela 4.1: Propriedades mecânicas dos materiais.	48
Tabela 4.2: Parâmetros de plasticidade do modelo CPD.	51

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Romanas Minúsculas

a – distância

a_L – distância do topo do perfil até o centro de gravidade da laje

a_P – distância do topo do perfil até o centro de gravidade do perfil

b – largura da seção no nível onde se calcula τ .

b_{ef} – largura efetiva da laje de concreto

b_f – largura da mesa do perfil

d – altura do perfil

e – espaçamento longitudinal entre os conectores de cisalhamento

f_{cd} – resistência de cálculo do concreto à compressão

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto

f_y – tensão de escoamento do aço

f_{yd} – tensão de cálculo de escoamento do aço

h – altura da alma do perfil

h_f – altura da forma de aço

h_l – altura da laje de concreto

k – rigidez por unidade de comprimento da viga para a ligação entre a laje e o perfil

k' – rigidez de um conector

n – número de conectores na mesma seção

q – carga na viga mista

q_i – carga distribuída na interface entre a laje e o perfil

q_L – carga distribuída externa na laje

q_P – carga distribuída externa no perfil

s – escorregamento efetivo entre a laje e o perfil

s_1 – escorregamento associado à rotação φ

s_2 – escorregamento devido ao efeito da força normal N

t_c – espessura da laje de concreto

t_f – espessura da mesa do perfil

t_w – espessura da alma do perfil

v – deslocamento vertical – flecha

x_0 – abscissa onde o escorregamento é nulo

y – distância do centro do elemento de área dA até o eixo neutro

w_c – Abertura de fissura fictícia

Letras Romanas Maiúsculas

A – área da seção transversal

A_L – área da seção transversal da laje de concreto

A_P – área da seção transversal do perfil de aço

C_{cd} – resultantes de compressão na laje de concreto

E – módulo de elasticidade

E_a – módulo de elasticidade do aço

E_c – módulo de elasticidade do concreto

F_h – força longitudinal de cisalhamento

F_x – carga horizontal no conector

I – momento de inércia

I_a, I_P – momento de inércia do perfil de aço

I_c, I_L – momento de inércia da laje de concreto

I_{ef} – momento de inércia efetiva

I_{tr} – momento de inércia da seção homogeneizada

K – rigidez da conexão

K – fator de forma do CPD

K_s – rigidez de contato

L – comprimento do vão da viga

L_c – comprimento de referência para cálculo da largura efetiva da laje de concreto

M – momento fletor

M_L – momento fletor na laje

M_P – momento fletor no perfil

M_{pl} – momento de plastificação

N – força normal

P_v – carga vertical

Q – momento estático

Q_{Rd} – resistência de cálculo dos conectores de cisalhamento

Q_{tr} – momento estático transformado da seção da laje

Q_u – carga última obtida no ensaio “*push test*”

T_{ad} – resultante de tração no perfil de aço

V – força cortante

V_L – força de cisalhamento na laje

V_P – força de cisalhamento no perfil

Y – distância entre o centro de gravidade da laje e o centro de gravidade do perfil

Letras Gregas Minúsculas

α – parâmetros obtidos no ensaio “*push test*”

β – parâmetros obtidos no ensaio “*push test*”

δ – deslocamento relativo, sem escorregamento

δ_u – Deslizamento relativo máximo

δ_{uk} – Deslizamento relativo máximo característico

γ_{a1} – coeficiente de ponderação da resistência do aço – escoamento, flambagem e instabilidade

γ_{a2} – coeficiente de ponderação da resistência do aço – ruptura

γ_c – coeficiente de ponderação da resistência do concreto

λ – parâmetro de esbeltez

λ_p – parâmetro de esbeltez para o qual pode ocorrer plastificação da seção

η – grau de interação

φ – rotação

μ – coeficiente de atrito na interface

ρ_c – peso específico do concreto

ν – coeficiente de Poisson

σ – tensão normal

τ – tensão de cisalhamento

ψ – ângulo de dilatância

ϵ – excentricidade

σ_{b0} – resistência à compressão no estado biaxial

σ_c – Tensão de compressão

σ_{c0} – resistência à compressão no estado uniaxial

σ_t – Tensão de tração

μ_{vis} – viscosidade

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AISC – *American Institute of Steel Construction*

AASHO (AASHTO) – *American Association of State Highway Officials*

CPD – *Concrete Damaged Plasticity*

DEES – Departamento de Engenharia de Estruturas

DP – Transdutor de Pressão

DT – Transdutor de Deslocamento

EER – Extensômetro Elétrico de Resistência

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

EN – *European Standard*

Eurocode – Comitê Europeu de Normatização

FLA – Flambagem lateral da alma

FLM – Flambagem lateral da mesa

FLT – Flambagem lateral com torção

LRFD – *Load Resistance Factor Design*

NBR – Norma Brasileira

RC – Relógio comparador

UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais

USIMINAS – Usinas Siderúrgicas de Minas Gerais

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	<i>i</i>
RESUMO	<i>ii</i>
ABSTRACT	<i>iii</i>
LISTA DE FIGURAS	<i>iv</i>
LISTA DE TABELAS	<i>ix</i>
LISTA DE SÍMBOLOS	<i>x</i>
LISTA DE SIGLAS	<i>xv</i>
SUMÁRIO	<i>xvi</i>
1 Introdução	<i>1</i>
1.1 Considerações Iniciais	<i>1</i>
1.2 Objetivo do trabalho	<i>4</i>
1.3 Justificativa	<i>4</i>
1.4 Metodologia	<i>5</i>
1.5 Organização do trabalho	<i>5</i>
2 Revisão Bibliográfica	<i>6</i>
2.1 Vigas Mistas	<i>6</i>
2.1.1 Considerações gerais	<i>6</i>
2.1.2 Conectores de cisalhamento	<i>8</i>
2.1.3 Influência do atrito no comportamento de vigas mistas	<i>10</i>
2.2 Estudos relacionados ao conector rebite e parafuso	<i>16</i>
2.2.1 Bremer (2007)	<i>16</i>
2.2.2 Silva (2009)	<i>17</i>
2.2.3 Queiroz et al. (2014).....	<i>22</i>
2.3 Estudos relacionados a vigas mistas de aço e concreto	<i>25</i>

3 Ensaaios Experimentais	35
3.1 Considerações Iniciais	35
3.2 Ensaio de caracterização do conector	35
3.2.1 Descrição dos modelos ensaiados	35
3.2.2 Descrição dos ensaios	38
3.2.3 Apresentação e análise dos resultados experimentais	38
3.3 Ensaio da viga mista composta por perfil formado a frio	39
3.3.1 Descrição dos modelos ensaiados	39
3.3.2 Descrição dos ensaios	42
3.3.3 Apresentação e análise dos resultados experimentais	43
4 Modelagem Numérica	46
4.1 Considerações Iniciais	46
4.2 Geometria	46
4.3 Propriedades mecânicas	47
4.4 Modelo constitutivo do concreto	49
4.4.1 Parâmetros de plasticidade do CPD	49
4.4.2 Comportamento do concreto	52
4.4.2.1 Comportamento do concreto comprimido	53
4.4.2.2 Comportamento do concreto tracionado	57
4.5 Modelo constitutivo do aço	59
4.6 Malha de elementos finitos	60
4.7 Contato	64
4.8 Condições de carregamento e método de solução	65
4.8.1 Modelo do ensaio “ <i>push test</i> ”	65
4.8.2 Modelo da viga mista	66
4.9 Condições de contorno	67
4.9.1 Modelo do ensaio “ <i>push test</i> ”	67

4.9.2 Modelo da viga mista	69
5 Resultados	72
5.1 Considerações Iniciais	72
5.2 Avaliação do comportamento do conector – ensaio “ <i>push test</i> ”	72
5.3 Avaliação do comportamento da viga mista.....	77
5.3.1 Avaliação do comportamento da viga mista sem atrito.....	77
5.3.2 Avaliação do comportamento da viga mista com atrito	81
5.3.3 Comparação entre os resultados da viga mista sem e com atrito	86
6 Considerações Finais	88
6.1 Conclusões	88
6.2 Sugestões para trabalhos futuros.....	90
7 Referências Bibliográficas	92

1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

As tendências atuais de mercado levam a uma busca contínua pela descoberta, desenvolvimento e aplicação de novas tecnologias a fim de otimizar o cenário vivenciado e suprir as necessidades crescentes do ramo da construção civil. Nesse contexto, verifica-se um aumento no uso de estruturas mistas de aço e concreto, uma vez que a associação destes materiais acarreta em uma série de vantagens econômicas, construtivas, estruturais e racionaliza o uso de matéria prima.

Os sistemas mistos surgiram por volta de 1914 na Inglaterra, segundo Malite (1990). Nos anos seguintes foram construídas as primeiras pontes com o sistema e, em 1944, a norma americana AASHTO ("*American Association of State Highway and Transportation Officials*" - na época AASHO) foi a primeira a introduzir o conceito de estruturas mistas de aço e concreto.

Inicialmente, o concreto foi considerado como uma espécie de revestimento para o aço, com o objetivo de proteger da corrosão e das altas temperaturas. Atualmente, consideram-se sistemas mistos de aço e concreto aqueles em que os materiais trabalhem em conjunto. Para tanto, deve haver uma interação entre o aço e o concreto, que pode se dar por atrito, por meios mecânicos ou somente por aderência e repartição de cargas (Queiroz et al., 2012). Exemplos dessas interações são dados respectivamente pelos casos de fôrmas de aço com cantos reentrantes, pela presença de conectores, mossas e ressaltos ou pela simples adesão entre os materiais.

Uma vez que o comportamento de estruturas mistas é determinado pela ação conjunta do aço e do concreto, os dois elementos estruturais devem ser interconectados de forma a deformarem-se como um único elemento. A Figura 1.1 apresenta a comparação entre uma viga fletida sem e com a ação mista.

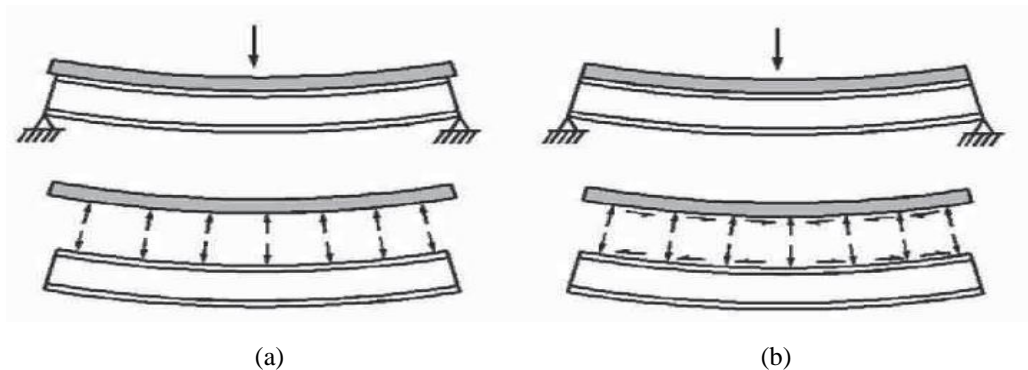
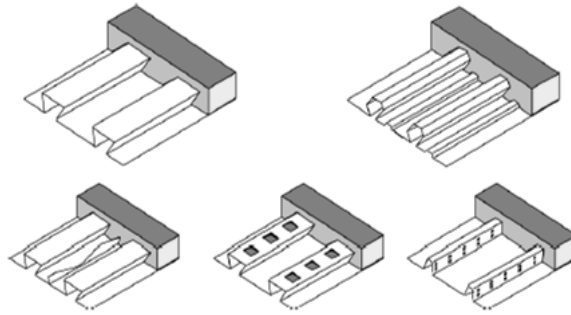


Figura 1.1: Comparação entre uma viga sob flexão sem (a) e com (b) ação mista. (Queiroz et al., 2012)

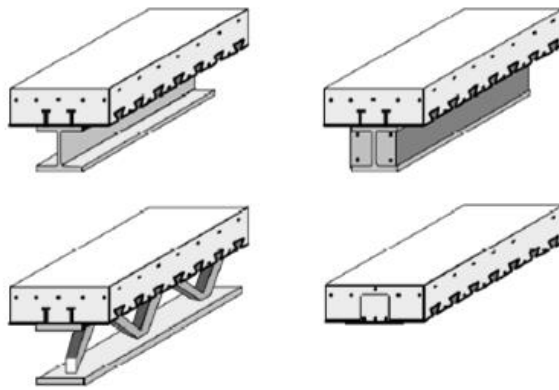
Os sistemas mistos visam aliar as vantagens relacionadas à concepção de elementos mais esbeltos e com bom desempenho à tração do aço e à compressão do concreto. Além disso, a presença do concreto: reduz a ocorrência de problemas de instabilidade que surgem devido à esbelteza dos elementos de aço aumentando a rigidez global da estrutura; melhora a resposta estrutural em situações de incêndio; e minimiza os problemas de corrosão e abrasão. Ao mesmo tempo, o aço: reduz o volume da estrutura de concreto (impactando nos custos nas fundações); torna o processo construtivo mais rápido; minimiza ou até exclui o uso de fôrmas e escoramento em campo; e supre a baixa resistência à tração apresentada pelo concreto. Assim, as estruturas mistas são extremamente vantajosas se comparadas aos sistemas convencionais, justamente por aliar as vantagens e suprir alguns dos principais aspectos negativos dos materiais atuando de forma isolada.

Os elementos de estruturas mistas de aço e concreto são subdivididos em lajes mistas, vigas mistas e pilares mistos, representados esquematicamente na Figura 1.2. O concreto pode ser simples, armado ou protendido e os perfis de aço soldados, laminados ou formados a frio.

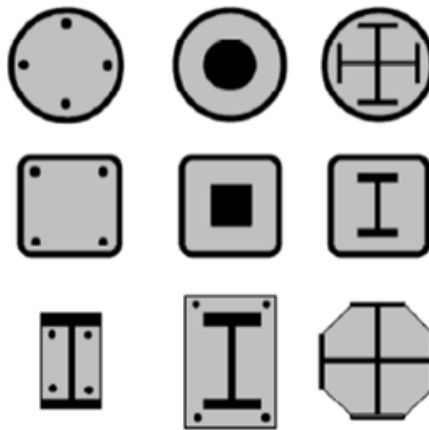
As vigas mistas são compostas por uma combinação entre um perfil de aço e uma laje de concreto, que se deformam segundo a ação conjunta dos materiais. A interação em vigas mistas se dá por meio dos conectores de cisalhamento, entretanto, pesquisas recentes, tais como a de Oliveira (2009), Silva (2009) e Queiroz et al. (2014), apontaram que o atrito pode contribuir significativamente para o aumento deste grau de interação entre o perfil de aço e a laje de concreto.



(a) Lajes mistas



(b): Vigas mistas



(c): Pilares mistos

Figura 1.2: Imagens ilustrativas dos sistemas mistos. (Silva, 2009)

As normas brasileira (ABNT NBR 8800: 2008), americana (AISC: 2016) e europeia (EN 1994-1-1: 2004) ainda não contemplam a influência do atrito no comportamento de vigas mistas de aço e concreto. A contribuição do atrito deverá ser incorporada a essas normas nos próximos anos, tão logo os estudos em andamento acerca do tema a quantifiquem.

1.2 Objetivo do trabalho

Esse trabalho tem basicamente o objetivo de desenvolver dois modelos numéricos: um primeiro modelo visando reproduzir o comportamento do ensaio “*push test*” dos conectores de cisalhamento do tipo rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado; e um segundo modelo visando reproduzir o comportamento de uma viga mista considerando a influência do atrito entre o perfil metálico e a laje mista com posterior validação por meio dos resultados dos ensaios experimentais disponíveis. Por fim será apresentada uma análise crítica dos resultados para a avaliação da influência do atrito no comportamento das vigas estudadas.

1.3 Justificativa

O desempenho das vigas mistas depende do grau de interação existente entre o aço e o concreto, o que torna o estudo das ligações e da interface entre os materiais extremamente importante.

As vigas mistas constituídas por perfis formados a frio são cada vez mais utilizadas no Brasil, tanto em elementos secundários quanto em elementos primários (Queiroz et al., 2010). A contribuição do atrito torna-se muito relevante quando o grau de interação entre aço e concreto é muito baixo ou quando os conectores de cisalhamento são flexíveis (Silva, 2009).

Ainda há uma demanda bibliográfica por pesquisas que considerem o sistema de vigas mistas com perfis formados a frio e avaliem também a influência do atrito e da flexibilidade dos conectores de cisalhamento. Até o momento, os principais trabalhos desenvolvidos nesse sentido foram elaborados no “*software*” ANSYS® por Silva (2009) e Queiroz et al. (2014). Contudo, os resultados apresentados por esses autores ainda apresentam diferenças quando comparados aos resultados experimentais e podem ser aperfeiçoados.

O presente trabalho se justifica por propor a elaboração e a validação de um modelo numérico mais refinado do que os desenvolvidos por outros autores, com o intuito de descrever melhor o comportamento observado experimentalmente. Dessa forma, far-se-á uma abordagem do comportamento das ligações entre a viga e a laje, considerando a flexibilidade e a ductilidade dos conectores de cisalhamento e a contribuição do atrito na interface entre o aço e o concreto.

1.4 Metodologia

A metodologia utilizada neste trabalho consistiu no desenvolvimento de dois modelos numéricos em elementos finitos desenvolvidos no *ABAQUS*[®]: um modelo visando reproduzir o comportamento do ensaio “*push test*” dos conectores de cisalhamento e outro para reproduzir o comportamento de uma viga mista sem e com a influência do atrito entre o perfil metálico e a laje mista. Ambos os modelos foram validados por meio de resultados de ensaios desenvolvidos no Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

1.5 Organização do trabalho

Este trabalho está organizado nos seguintes capítulos:

- 1) No **Capítulo 2**, apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre estudos relacionados a vigas mistas, conectores de cisalhamento e modelagem numérica de vigas mistas de aço e concreto relevantes ao tema;
- 2) No **Capítulo 3**, apresenta-se uma descrição dos ensaios experimentais desenvolvidos por Bremer (2007) e Oliveira (2009), referências para este trabalho;
- 3) No **Capítulo 4**, apresenta-se o desenvolvimento dos modelos numéricos propostos para simulação do comportamento de vigas mistas com conectores de cisalhamento e da influência do atrito no comportamento de tais vigas;
- 4) No **Capítulo 5**, apresenta-se a calibração dos modelos numéricos desenvolvidos, a partir da comparação com os estudos experimentais desenvolvidos por Bremer (2007) e Oliveira (2009) e com os estudos numéricos propostos por Queiroz et al. (2014);
- 5) Os **Capítulos 6 e 7** são compostos pelas considerações finais do trabalho e as referências bibliográficas, respectivamente.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Vigas Mistas

2.1.1 Considerações gerais

As vigas mistas são formadas pela associação do perfil de aço com a laje de concreto de modo que ambos trabalhem em conjunto para resistir aos esforços solicitantes. A interação entre o aço e o concreto é decorrente do aparecimento de forças na interface entre esses elementos, ocasionados pela resistência de elementos metálicos denominados conectores de cisalhamento ou por atrito. Contudo, de forma conservadora, a ABNT NBR 8800:2008 considera apenas o primeiro caso para as vigas mistas.

De acordo com Queiroz et al. (2012), nas regiões de momento positivo podem ocorrer a interação completa ou a parcial entre o perfil de aço e o concreto. A interação completa ocorre quando os conectores possuírem resistência de cálculo maior ou igual ao menor entre os dois valores: à resistência do perfil de aço à tração ou à resistência da laje de concreto à compressão, ambos em valores de cálculo. Já no caso da região estar sujeita a momentos negativos, só pode haver interação completa, obtida com a resistência de cálculo dos conectores maior ou igual à apresentada pelas barras de armadura que compõem a viga mista. Quando não há nenhum tipo de interação entre o perfil de aço e a laje de concreto, os dois elementos trabalham independentemente, de forma que cada um resiste a uma parcela dos esforços de flexão. As deformações apresentadas para cada um desses tipos de interação são mostradas na Figura 2.1.

Quanto à continuidade, as vigas mistas podem ser consideradas contínuas, semicontínuas ou simplesmente apoiadas. A eficiência verificada para o sistema misto é maior para o caso de vigas simplesmente apoiadas, uma vez que, neste caso, a laje de concreto trabalha predominantemente à compressão e o perfil de aço à tração.

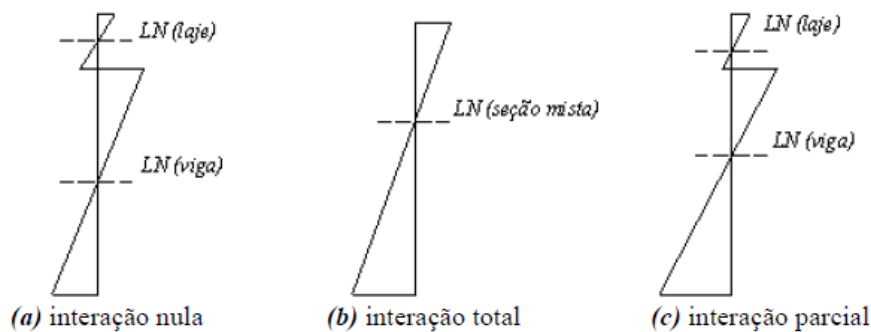


Figura 2.1: Distribuição das deformações para interações nula, total e parcial. (Queiroz et al., 2012)

A faixa da laje que trabalha em conjunto com o perfil de aço, aumentando a resistência do sistema misto em relação ao perfil de aço isolado, é denominada largura efetiva. Uma vez que se utiliza a consideração do sistema de viga mista, pode-se reduzir o volume e o peso das estruturas sem que a capacidade estrutural seja prejudicada, o que torna a solução competitiva e econômica.

As prescrições da ABNT NBR 8800:2008 para cálculo da largura efetiva recomendam valores máximos a considerar para vigas contínuas, semicontínuas ou simplesmente apoiadas. O valor recomendado é constituído pela soma das larguras tomadas à esquerda e à direita da linha de centro do perfil de aço.

Caso a região seja de momento fletor positivo, a largura efetiva não pode ultrapassar:

- 1/8 do comprimento de referência L_c , sendo L_c igual ao vão L em vigas biapoiadas, 70% de L para vãos intermediários de vigas semicontínuas e 80% de L para vãos extremos de vigas semicontínuas;
- A metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga paralela adjacente;
- A distância da linha de centro da viga analisada à borda de uma laje em balanço.

Já no caso das vigas solicitadas a momentos fletores negativos, os valores máximos são de:

- 1/8 do comprimento de referência L_c , sendo L_c igual a 25% da soma dos vãos adjacentes ao apoio considerado;

- A metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga paralela adjacente;
- A distância da linha de centro da viga analisada à borda de uma laje em balanço.

2.1.2 Conectores de cisalhamento

Os conectores de cisalhamento têm por objetivo principal realizar a ligação entre a laje de concreto e o perfil de aço. Portanto, eles devem ser capazes de absorver os esforços de cisalhamento que surgem na interface perfil de aço-laje, impedindo o escorregamento relativo e o afastamento vertical entre os elementos estruturais.

A ABNT NBR 8800:2008 prevê dois tipos de conectores de cisalhamento, à saber: os pinos com cabeça e os perfis U laminados ou formados a frio. Os pinos com cabeça são popularmente conhecidos como “*stud bolt*” e são os mais utilizados na construção civil. Estes e outros modelos de conectores de cisalhamento, pouco comuns e empregados antigamente em pontes, são ilustrados na Figura 2.2.

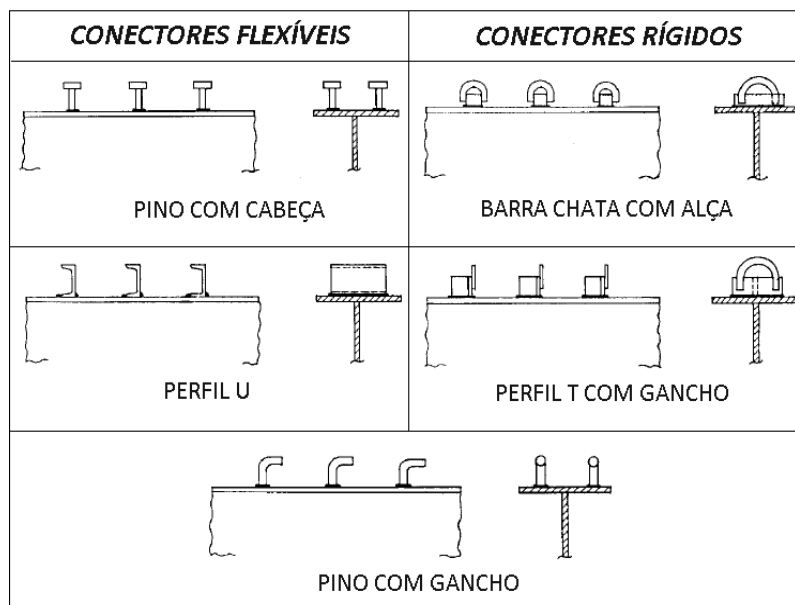
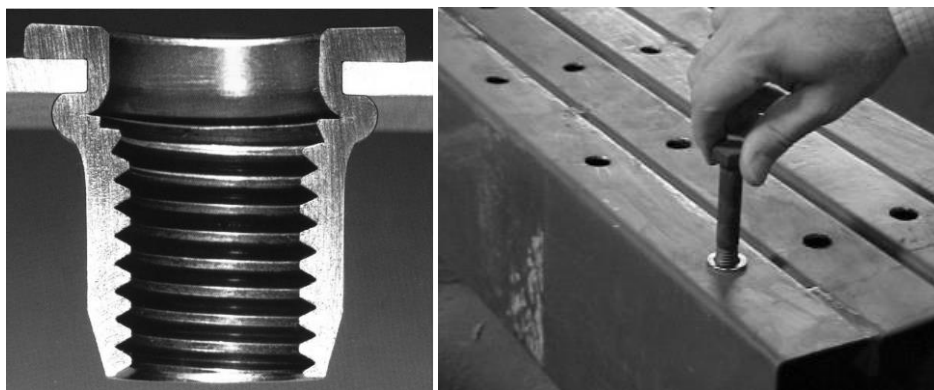


Figura 2.2: Tipos de conectores de cisalhamento. (Malite, 1990, adaptado)

Um conector de cisalhamento não convencional que está sendo amplamente estudado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG é o rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado, esquematizado na Figura 2.3.



(a) Rebite com rosca interna

(b) Parafuso sextavado

Figura 2.3: Rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado. (Bremer, 2007)

O rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado teve origem na indústria aeronáutica em 1936 e, atualmente, seu uso é muito difundido na indústria automobilística. Na construção civil, o emprego desse dispositivo foi proposto em 2001 por pesquisadores da UFMG, apresentando-se como uma inovação tecnológica em termos de conectores de cisalhamento para estruturas mistas.

Esse conector é uma solução muito atraente para perfis formados a frio, apresentando vantagens em relação a outros tipos de conectores, entre as quais citam-se: ser adequado para chapas finas; permitir a fixação em mais de uma chapa; não carecer de operador especializado; apresentar alta resistência na região da rosca; proporcionar um baixo custo; ser adequado para um posicionamento preciso; permitir a aplicação em linha de fabricação ou montagem; dispensar o aquecimento oriundo da soldagem, evitando as distorções nas chapas; ser mais rígido que um conector com parafuso comum, devido à rebiteagem; ser aplicável em superfícies acabadas; apresentar uma instalação rápida, manual ou automatizada e possuir tanto a função de rebiteagem quanto a de parafusamento.

Os conectores de cisalhamento podem ser classificados em relação a sua rigidez (como rígidos ou flexíveis) e ductilidade (como dúcteis ou frágeis).

O conceito de rigidez, neste caso, é associado à relação entre a força horizontal no conector e o escorregamento relativo devido ao fluxo de cisalhamento longitudinal proveniente da transferência de esforços entre o perfil de aço e a laje. O comportamento rígido ou flexível dos conectores pode ser visto na Figura 2.4.

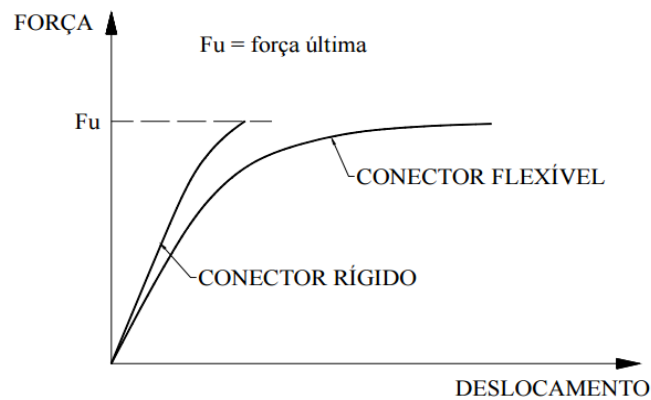


Figura 2.4: Comportamento dos conectores quanto à rigidez. (Alva, 2000)

Os conectores flexíveis apresentam um comportamento dúctil que é então caracterizado pela alta capacidade de deformação apresentada antes da ruptura. Assim, à medida que se aumenta o carregamento imposto, ocorre uma redistribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal, o que permite que todos conectores atinjam a resistência máxima.

A norma europeia EN 1994 1-1: 2004 caracteriza como dúctil o conector que apresenta o valor característico da capacidade de deformação (deslizamento relativo último convencional) δ_{uk} igual ou maior a 6 mm. A norma sugere que δ_{uk} seja tomado como o valor de δ_u , obtido no ensaio “*push test*”, reduzido em 10%, ou determinado por uma avaliação estatística dos resultados ensaiados.

2.1.3 Influência do atrito no comportamento de vigas mistas

Estudos recentes desenvolvidos na UFMG comprovaram que nas situações em que o grau de interação da viga mista é baixo e naquelas em que os conectores são muito flexíveis, uma parcela dos esforços horizontais é resistida pelo atrito desenvolvido na interface entre o aço e o concreto. Todavia, a ABNT NBR 8800:2008 só considera a influência do atrito no dimensionamento das lajes mistas.

O cálculo da força de cisalhamento na interface entre os elementos estruturais de uma viga mista, considerando a influência do atrito e dos conectores de cisalhamento, foi proposta por Queiroz et al. (2009) e será brevemente exposta na sequência.

Considera-se que todos os componentes da viga mista comportam-se em regime elástico linear e que o deslizamento na interface entre o perfil de aço e a laje de concreto pode ocorrer, no entanto, o deslocamento vertical relativo é restringido. O modelo exposto na Figura 2.5 mostra o modelo estudado, sendo os índices L , P , c e a referentes à laje (não fissurada), ao perfil metálico, ao concreto e ao aço, respectivamente.

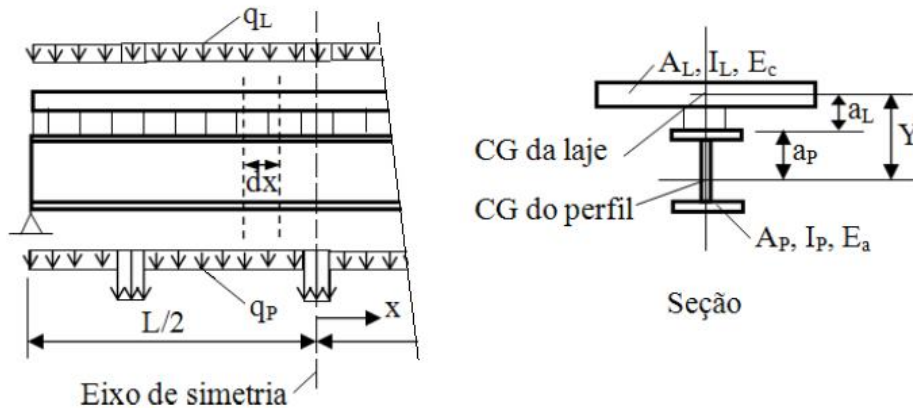


Figura 2.5: Viga mista e carregamentos externos. (Queiroz et al., 2009)

Assume-se comportamento linear para os conectores de cisalhamento, isto é, o deslocamento s na seção em que o conector está instalado é proporcional à força horizontal F_x que ele suporta.

$$k' = \frac{F_x}{s} \quad (2.1)$$

Sendo e o espaçamento dos conectores ao longo da viga e n o número de conectores na mesma seção, a rigidez da conexão por unidade de comprimento da viga é dada por:

$$k = \frac{n * k'}{e} \quad (2.2)$$

Os diagramas de corpo livre de elementos infinitesimais considerados na laje e no perfil de aço estão ilustrados na Figura 2.6. Na interface entre o perfil de aço e o concreto se destacam a força de compressão q_i e o fluxo de cisalhamento dF .

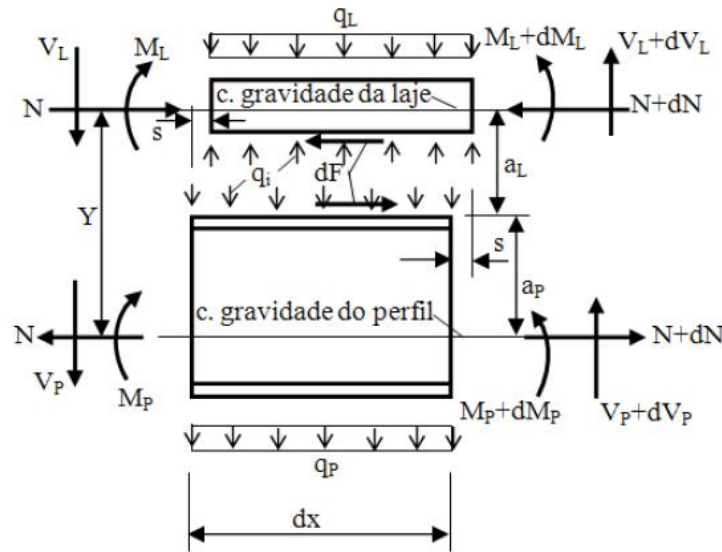


Figura 2.6: Viga mista e carregamentos. (Queiroz et al., 2009)

A viga mista é submetida à uma força distribuída dada em função da abscissa x , sendo:

$$q = q_L + q_P \quad (2.3)$$

O momento M e a força de cisalhamento V na seção transversal estudada são funções da força q e, de acordo com a Figura 2.5, podem ser calculadas como:

$$M = M_L + M_P + NY \quad (2.4)$$

$$V = V_L + V_P \quad (2.5)$$

As equações de equilíbrio para um elemento dx representado na Figura 2.6 são dadas por:

$$dV_L = (q_L - q_i)dx \quad (2.6)$$

$$dV_P = (q_i + q_P)dx \quad (2.7)$$

$$dM_L = a_L dF - V_L dx \quad (2.8)$$

$$dM_P = a_P dF - V_P dx \quad (2.9)$$

Se a força de atrito por unidade de comprimento dada pelo produto μq_i (μ é o coeficiente de atrito estático) for maior que o fluxo de cisalhamento elástico na interface não ocorre escorregamento e dF é igual ao fluxo de cisalhamento elástico. Em contrapartida, se o deslizamento ocorre, dF passa a ser igual à soma entre a força de atrito e a força de cisalhamento resistida pelos conectores. Para o último caso, o fluxo de cisalhamento dF é dado pela Equação (2.10).

$$\begin{cases} dF = ks + q_i\mu, & \text{se } q_i\mu < V \frac{Q_{tr}}{I_{tr}} \\ dF = \left(V \frac{Q_{tr}}{I_{tr}} \right) dx, & \text{se } q_i\mu \geq V \frac{Q_{tr}}{I_{tr}} \end{cases} \quad (2.10)$$

Considerando a seção homogeneizada, Q_{tr} é o momento estático da laje em relação à linha neutra, I_{tr} é o momento de inércia; k é a rigidez dos conectores de cisalhamento por unidade de comprimento e s é o escorregamento relativo entre o aço e o concreto.

Sendo s_1 e s_2 as componentes de s associadas, respectivamente, à rotação e à variação de comprimento da seção em relação aos eixos neutros (ver Figura 2.7), o deslizamento total s em qualquer seção é obtido aplicando-se as equações de compatibilidade entre os deslocamentos do eixo neutro, em relação à rotação e à deformação axial.

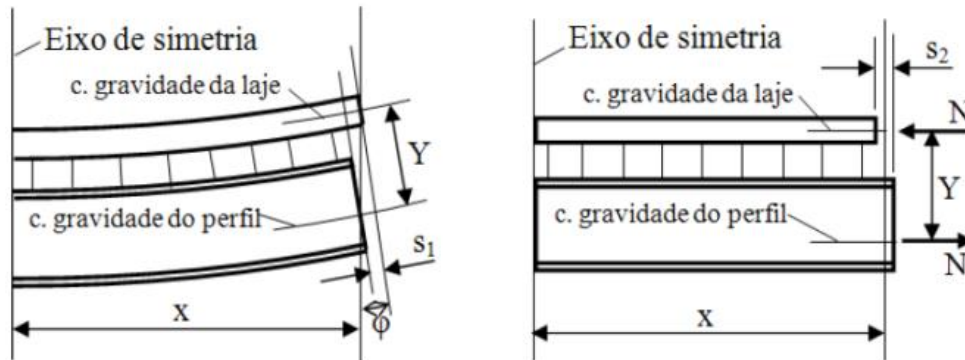


Figura 2.7: Componentes do deslizamento. (Queiroz et al., 2009)

Sendo v o deslocamento vertical da viga, considerando positivo para cima, as equações que regem a compatibilidade dos deslocamentos são dadas por:

$$s_1 = \varphi Y = \varphi(a_L + a_p) \quad (2.11)$$

$$ds_2 = Ndx \left(\frac{1}{E_a A_P} + \frac{1}{E_c A_L} \right) \quad (2.12)$$

$$s = s_1 - s_2 \quad (2.13)$$

$$\varphi = \frac{dv}{dx} \quad (2.14)$$

$$\frac{d\varphi}{dx} = \frac{d^2v}{dx^2} = \frac{M_L}{E_c I_L} = \frac{M_P}{E_a I_P} \quad (2.15)$$

Usando as equações (2.6), (2.7), (2.8), (2.9), (2.15) e (2.16), obtêm-se as forças na interface:

$$\frac{d^2 M_L}{dx^2} = \alpha \frac{d^2 M_P}{dx^2}, \text{ sendo } \alpha = \frac{E_c I_L}{E_a I_P} \quad (2.16)$$

$$q_i = \frac{1}{1+\alpha} \left(q_L - \alpha q_P - \beta \frac{d^2 F}{dx^2} \right), \text{ em que } \beta = a_L - \alpha a_P \quad (2.17)$$

As equações diferenciais que regem o problema foram obtidas por meio de manipulações algébricas realizadas nas equações acima.

Sendo x_0 a coordenada da seção em que $q_i \mu = \frac{VQ_{tr}}{I_{tr}}$, tem-se duas possibilidades:

- a) Para as seções em que há deslizamento entre a laje de concreto e o perfil de aço, com $x > x_0$:

$$\left(\frac{\beta \mu}{1+\alpha} \right) \frac{d^3 N}{dx^3} + \frac{d^2 N}{dx^2} - k k_2 N = \left(\frac{\mu}{1+\alpha} \right) \left(\alpha \frac{dq_P}{dx} - \frac{dq_L}{dx} \right) - k k_1 M \quad (2.18a)$$

$$\text{Sendo: } k_1 = \frac{Y}{E_c I_L + E_a I_P} \text{ e } k_2 = \frac{1}{E_a I_P} + \frac{1}{E_c I_L} + Y k_1$$

- b) Para as seções em que não há deslizamento entre a laje de concreto e o perfil de aço, com $x \leq x_0$:

$$\frac{dN}{dx} = - \left(V \frac{Q_{tr}}{I_{tr}} \right) \quad (2.18b)$$

As forças internas no perfil e na laje de concreto e as flechas elásticas podem ser apresentadas como funções de N , sendo expressas na sequência.

$$M_L = \frac{E_c I_L (M - NY)}{E_c I_L + E_a I_P} = \frac{\alpha (M - NY)}{1 + \alpha} \quad (2.19)$$

$$M_P = \frac{E_a I_P (M - NY)}{E_c I_L + E_a I_P} = \frac{(M - NY)}{1 + \alpha} \quad (2.20)$$

$$\frac{d^2 v}{dx^2} = \frac{M - NY}{E_c I_L + E_a I_P} = \frac{k_1 (M - NY)}{Y} \quad (2.21)$$

As condições de contorno para as flechas são dadas por:

$$dv/dx = 0 \text{ para } x = 0 < x_0, \text{ equação (2.18b)}$$

$$v = 0 \text{ para } x = L/2 > x_0, \text{ equação (2.18a)}$$

Para $x = x_0$, tem-se $s = 0$ e as duas condições de continuidade expressas a seguir que aplicadas levam à equação 2.24.

$$V_L = -a_L \frac{dN}{dx} - \frac{dM_L}{dx} \quad (2.22)$$

$$V_P = -a_P \frac{dN}{dx} - \frac{dM_P}{dx} \quad (2.23)$$

$$\frac{ds}{dx} = M k_1 - N k_2 \quad (2.24)$$

O valor do coeficiente de atrito estático depende do tipo de contato, mas o AISC (2005) propõe valores entre 0,55 e 0,70, para a superfície de contato entre o aço e o concreto.

2.2 Estudos relacionados ao conector rebite e parafuso

Pesquisas envolvendo o comportamento do conector rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado em vigas e pilares mistos já foram desenvolvidas na Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). Alguns desses trabalhos serão abordados brevemente, dando-se destaque aos trabalhos de Bremer (2007) e Oliveira (2009) - abordados no Capítulo 3 - e Silva (2009) que nortearam a elaboração do estudo numérico aqui desenvolvido e serão vistos de forma mais detalhada.

2.2.1 Bremer (2007)

Bremer (2007) estudou dois sistemas de vigas mistas de aço e concreto, constituídas por perfis formados a frio. No primeiro, as lajes foram consideradas sobre painéis de concreto celular com conectores de cisalhamento do tipo perfil U simples (também formados a frio). O segundo sistema estudado era composto por lajes mistas com fôrma de aço incorporada e conectores de cisalhamento do tipo parafusos de cabeça sextavada e rebites tubulares com rosca interna, sendo este o modelo de interesse para este trabalho e, portanto, o único descrito sucintamente na sequência.

O colapso referente às vigas mistas foi caracterizado pela plastificação parcial ou completa da seção do perfil de aço. As capacidades resistentes obtidas experimentalmente variaram muito pouco entre os modelos e a diferença foi principalmente devida a utilização de diâmetros diferentes para os conectores de cisalhamento. O deslizamento entre a fôrma metálica e o concreto da laje foi praticamente nulo, caracterizando um comportamento de interação completa quanto ao cisalhamento para a laje mista.

A autora comparou o momento fletor resistente (calculado considerando interação completa entre a viga e a laje) com o momento fletor de colapso, determinado via ensaio experimental, e verificou que a previsão analítica foi superior à experimental, logo, concluindo que em todos os ensaios ocorreu a interação parcial entre o perfil de aço e a laje mista com fôrma de aço incorporada.

A flexibilidade da conexão entre o aço e o concreto na viga mista foi bem elevada, sendo a flecha medida em serviço (considerada em 2/3 da carga de colapso) superior ao valor recomendado para estado limite de utilização da ABNT NBR 14762 (2001).

Adicionalmente, foram realizados oito ensaios “*push test*” (quatro para cada modelo de viga mista) com o intuito de determinar o comportamento e a resistência dos conectores de cisalhamento. Maiores informações sobre estes experimentos serão fornecidas no Capítulo 3.

2.2.2 Silva (2009)

Silva (2009) realizou a análise numérica de vigas mistas de aço e concreto simplesmente apoiadas, com dimensões geométricas e condições de contorno parametrizadas, levando em conta a flexibilidade e a ductilidade dos conectores de cisalhamento bem como a influência do atrito na interface entre o aço e o concreto.

O modelo numérico em elementos finitos foi desenvolvido com o programa ANSYS® v.11. A laje de concreto e a viga de aço foram modeladas com o elemento de casca *Shell 181*. Esse elemento apresenta quatro nós com seis graus de liberdade por nó: translação e rotação em x, y e z. Os conectores de cisalhamento foram representados com elementos tridimensionais de treliça, *Link 8 e Link 10*, com dois nós e três graus de liberdade por nó: translação em x, y, e z. A rigidez dos conectores foi representada com uso do elemento unidimensional de mola *Combin 39*, com característica não linear. O atrito na interface entre o aço e o concreto foi representada por meio de elemento contato, *Contac 12*, com dois graus de liberdade em cada nó: translação em x e y. O *Contac 12* é utilizado para representar duas superfícies que podem sofrer deslocamento relativo, suportando esforços de compressão na direção normal ao plano de cisalhamento.

A autora desenvolveu modelos numéricos de vigas mistas simplesmente apoiadas variando os vãos, carregamentos, graus de interação e coeficientes de atrito entre a laje de concreto e o perfil de aço.

Independentemente do comprimento da viga mista modelada, foram mantidos 17 conectores de cisalhamento distribuídos longitudinalmente. A autora dividiu os modelos em dois grupos, sendo que o primeiro considerava interação completa e era composto pelos Casos 01 a 04, e o segundo considerava interação parcial e era composto pelos Casos 05 a 08. As análises foram processadas, para todos os casos, tanto em estado limite de serviço (ELS) quanto em estado limite último (ELU). Foram modeladas vigas mistas com vãos de 3,50 e 7,00 metros.

Nos casos em que se considerou o atrito na interface entre o aço e o concreto, adotou-se um coeficiente de atrito μ igual a 0,7. Nos demais casos, o coeficiente de atrito adotado foi μ igual a 0,01. Ainda na interface, considerou-se a rigidez de contato na interface entre o aço e o concreto K_s igual a 10.000 kN/cm.

Durante a análise em estado limite de serviço, os carregamentos distribuídos nas lajes de concreto foram escolhidos de forma a se obter a mesma relação entre a flecha e o vão para todos os casos. A rigidez da ligação entre o aço e concreto para interação parcial foi considerada como sendo um décimo da utilizada na interação completa. Estes e outros dados das interações são apresentados nas Tabelas 2.1 e 2.2.

Tabela 2.1: Dados da interação completa para análise em ELS. (Silva, 2009)

Casos	L (cm)	q_L (kN/cm)	μ	k' (kN/cm)	b_{ef} (cm)
01	700	0,25	0,70	1142	175
02	700	0,25	0,01	1142	175
03	350	2,00	0,70	1142	175
04	350	2,00	0,01	1142	175

Tabela 2.2: Dados da interação parcial para análise em ELS. (Silva, 2009)

Casos	L (cm)	q_L (kN/cm)	μ	k' (kN/cm)	b_{ef} (cm)
05	700	0,25	0,70	114,2	175
06	700	0,25	0,01	114,2	175
07	350	2,00	0,70	114,2	175
08	350	2,00	0,01	114,2	175

A Tabela 2.3 apresenta as propriedades dos materiais consideradas nesta etapa. As relações constitutivas do aço e do concreto obedecem à lei de Hooke durante a análise para estado limite de serviço.

Tabela 2.3: Propriedades dos materiais para análise em ELS. (Silva, 2009)

Material	E_x (kN/cm ²)	ν	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
Concreto	2000	0,2	20	-
Aço	20000	0,3	-	300

Para as análises em estado limite último, os carregamentos distribuídos nas lajes de concreto foram escolhidos com base na carga última necessária para a plastificação da seção. Nesta etapa, houve a necessidade de se reduzir a largura efetiva da laje para evitar o aparecimento

de tensões de tração no concreto, uma vez que se desconsidera a resistência do concreto à tração. Estes e outros dados das interações são apresentados nas Tabelas 2.4 e 2.5.

Tabela 2.4: Dados da interação completa para análise em ELU. (Silva, 2009)

Casos	L (cm)	q_L (kN/cm)	μ	$q_{u,con}$ (kN)	b_{ef} (cm)
01	700	1,00	0,70	115	130
02	700	1,00	0,01	115	130
03	350	3,00	0,70	115	130
04	350	3,00	0,01	115	130

Tabela 2.5: Dados da interação parcial para análise em ELU. (Silva, 2009)

Casos	L (cm)	q_L (kN/cm)	μ	$q_{u,con}$ (kN/cm)	b_{ef} (cm)
05	700	0,5	0,70	11,5	35
06	700	0,5	0,01	11,5	25
07	350	2,0	0,70	11,5	35
08	350	2,0	0,01	11,5	25

O modelo constitutivo adotado para o aço, apresentado na Figura 2.8, foi o elasto-plástico multilinear. Para o concreto, adotou-se o diagrama tensão *versus* deformação idealizado permitido pela ABNT NBR 6118:2007, ilustrado na Figura 2.9, onde a tensão última é igual a $0,85f_{ck}$. O critério de falha de *von Mises* foi adotado tanto para o concreto como para o aço.

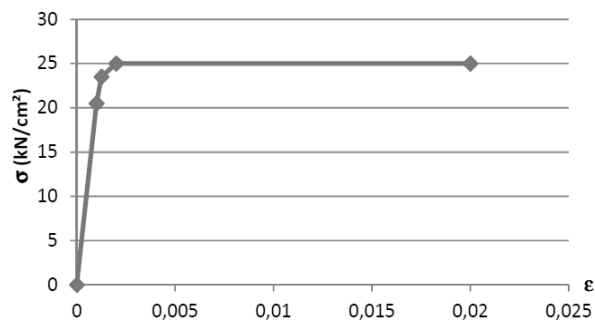


Figura 2.8: Relação tensão *versus* deformação do aço. (Silva, 2009)

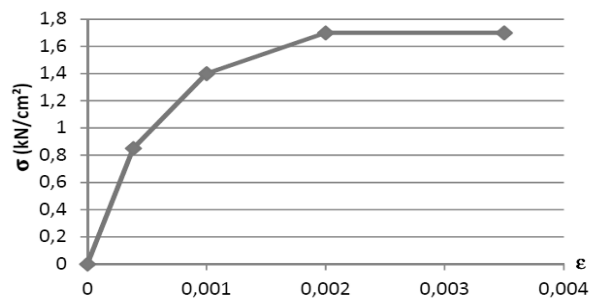


Figura 2.9: Relação tensão *versus* deformação do concreto. (Silva, 2009)

A rigidez dos conectores de cisalhamento, expressa pela relação força *versus* deslizamento é mostrada na Figura 2.10.

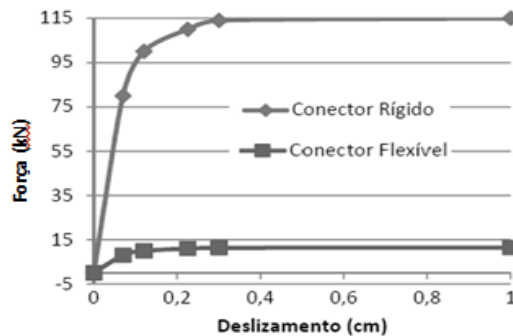


Figura 2.10: Relação força *versus* deslizamento dos conectores. (Silva, 2009)

A autora também simulou o comportamento das vigas ensaiadas por Bremer (2007). Nessa etapa foram modeladas quatro vigas idênticas, porém com diferentes valores do coeficiente de atrito na interface entre o aço e concreto ($\mu=0,01$; $\mu=0,5$; $\mu=0,7$ e $\mu=1$). Para tanto, fez-se uma transformação da seção caixa ensaiada para uma seção I equivalente.

Para estes modelos, as relações constitutivas do aço (Figura 2.11) e do concreto (Figura 2.12), a rigidez dos conectores (Figura 2.13) e as propriedades dos materiais (Tabela 2.6) foram compatíveis com os resultados experimentais de caracterização realizados por Bremer (2007).

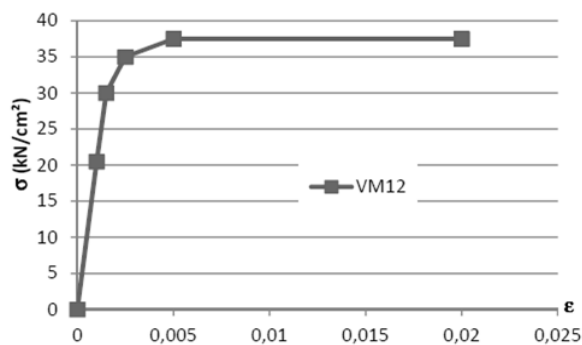


Figura 2.11: Relação tensão *versus* deformação do aço do ensaio realizado por Bremer (2007). (Silva, 2009)

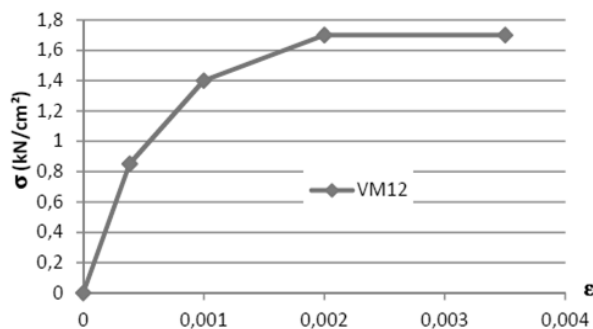


Figura 2.12: Relação tensão *versus* deformação do concreto do ensaio realizado por Bremer (2007). (Silva, 2009)

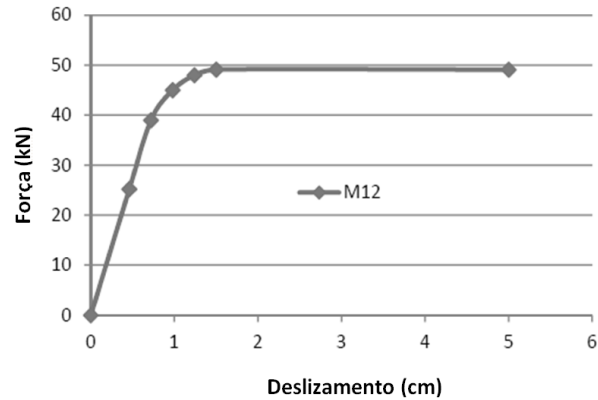


Figura 2.13: Relação força *versus* deslizamento dos conectores do ensaio realizado por Bremer (2007). (Silva, 2009)

Tabela 2.6: Propriedades dos materiais do ensaio realizado por Bremer (2007). (Silva, 2009)

Material	E_x (kN/cm ²)	ν	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
Concreto	2100	0,2	20	-
Aço	20500	0,3	-	373

A comparação das curvas força-flecha no meio do vão das vigas mistas modeladas encontra-se na Figura 2.14. Percebe-se que a curva que mais se aproxima dos resultados experimentais foi aquela em que se considera um coeficiente de atrito estático μ igual a 1.

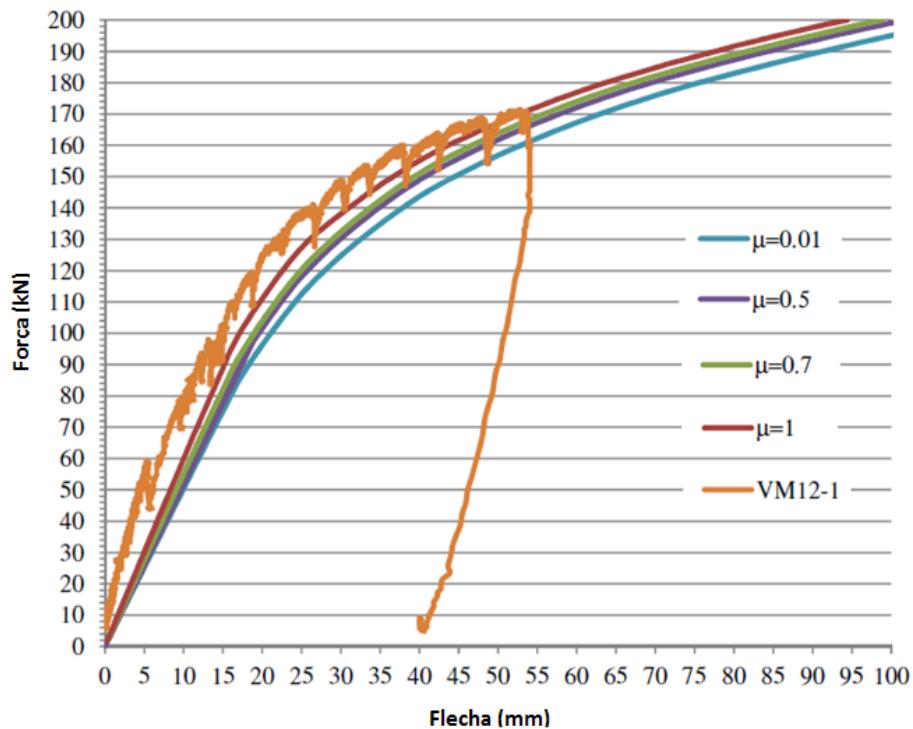


Figura 2.14: Comparação das curvas força *versus* flecha no meio do vão (Silva, 2009)

O modelo foi validado por meio de soluções das equações diferenciais que governam o problema, propostas por Queiroz et al. (2009), e por comparação dos resultados numéricos com os resultados de ensaios experimentais.

A autora concluiu que a influência do atrito é considerável para os casos em que os vãos são curtos e os conectores são muito flexíveis ou o grau de interação é muito baixo. Nos casos de interação completa, a força resistida pelo atrito chegou a 31% da força horizontal total desenvolvida na interface. Nos casos de interação parcial, a força resistida pelo atrito chegou a 48% da força total.

Quanto à influência da flexibilidade e da ductilidade dos conectores de cisalhamento, percebeu-se que as vigas mistas podem atingir interação completa quando seus conectores são flexíveis e dúcteis o suficiente para suportar os esforços horizontais que surgem na interface entre a laje e o perfil sem apresentar ruptura. Os conectores do tipo parafuso com cabeça sextavada e rebite tubular com rosca interna são dúcteis e flexíveis, uma vez que sua resistência não é reduzida para valores elevados de escorregamento relativo entre o perfil e a laje.

Ainda foi verificado que o cálculo das flechas em vigas mistas segundo a ABNT NBR 8800:2008 fica subestimado, uma vez que a norma só considera a resistência dos conectores no cálculo do momento de inércia efetivo, desprezando a influência flexibilidade dos mesmos no comportamento de vigas mistas.

2.2.3 Queiroz et al. (2014)

Houve uma preocupação por parte de Queiroz et al. (2014) em apresentar um modelo numérico mais refinado, capaz de descrever com mais exatidão o comportamento das vigas mistas constituídas por perfis formados a frio e conectores do tipo rebite com rosca interna e parafuso com cabeça sextavada. O estudo dos autores foi baseado nos trabalhos de Bremer (2007), Oliveira (2009) e Silva (2009), com a implementação de aperfeiçoamentos no modelo numérico desenvolvido pela última autora.

Os resultados experimentais que se desejavam reproduzir para as vigas mistas eram os produzidos por Oliveira (2009), descritos em detalhes no Capítulo 3 deste trabalho. O

comportamento dos conectores de cisalhamento (tal como em Oliveira (2009)) foram compreendidos dos resultados dos ensaios “*push test*” realizados por Bremer (2007), adotando-se uma rigidez inicial associada a cada conector de 70 kN /cm.

Quanto à análise numérica, similarmente ao que foi realizado por Silva (2009), utilizou-se a versão 11.0 do ANSYS® e os elementos utilizados para simular a viga de aço, os conectores de cisalhamento, a relação força *versus* deslizamento dos conectores e o atrito na interface entre o aço e o concreto foram, respectivamente, o elemento de casca *Shell 181*, os elementos tridimensionais *Link 8* e *Link 10*, o elemento de mola unidirecional *Combin 39* e o elemento de contato *Contac 12*. Para a modelagem do concreto da laje, foram avaliados dois tipos de elementos, a saber: o elemento de casca (*Shell 181*) e o elemento sólido (*Solid 65*), ambos representados por uma curva multilinear tensão *versus* deformação, com critério de escoamento de *von Mises*. No elemento sólido é considerada a degradação da resistência devido à fissuração do concreto.

A laje de concreto foi modelada com largura de 87,5 centímetros e 4 camadas de elementos na direção da espessura, que totaliza 6,5 cm. As barras de armadura transversais foram consideradas distribuídas ao longo dos elementos finitos sólidos nas duas camadas superiores, enquanto que as armaduras longitudinais foram modeladas entre os elementos de concreto, em suas respectivas localizações. Adotaram-se o modelo de encruamento cinemático multilinear e o critério de escoamento de *von Mises* para as barras de aço.

Os modelos das séries F (com atrito) e NF (sem atrito) analisados experimentalmente foram simulados com os modelos de elementos finitos descritos anteriormente. Para tanto, a seção caixa em perfil formado a frio foi transformada em uma seção I equivalente.

Durante as simulações numéricas problemas associados à instabilidade numérica foram observados nos modelos que apresentaram elementos sólidos na laje de concreto. Tais instabilidades resultaram na parada precoce a simulação, como será observado nas figuras a seguir.

As Figuras 2.15 e 2.16 apresentam a comparação entre os resultados experimentais com e sem atrito e os respectivos resultados obtidos com dois modelos numéricos: o modelo em que a

laje é representada por elementos de casca e o modelo com a laje representada em elementos sólidos.

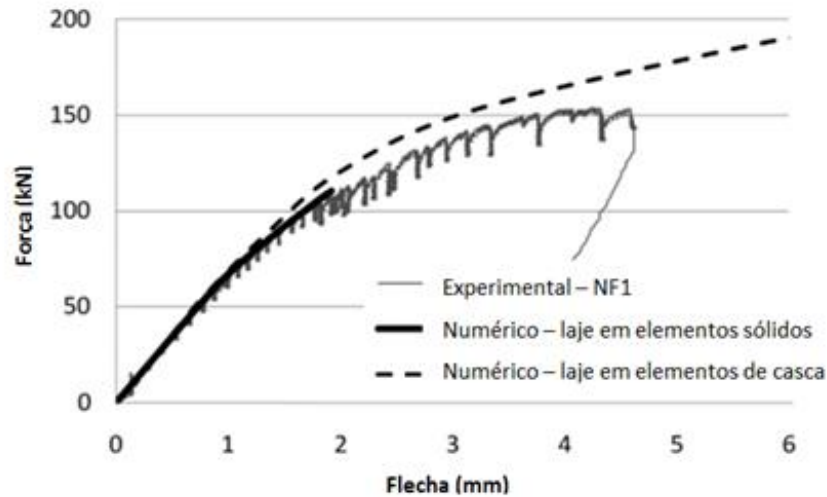


Figura 2.15: Comparação entre os resultados numéricos e experimentais – sem atrito. (Queiroz et al., 2014)

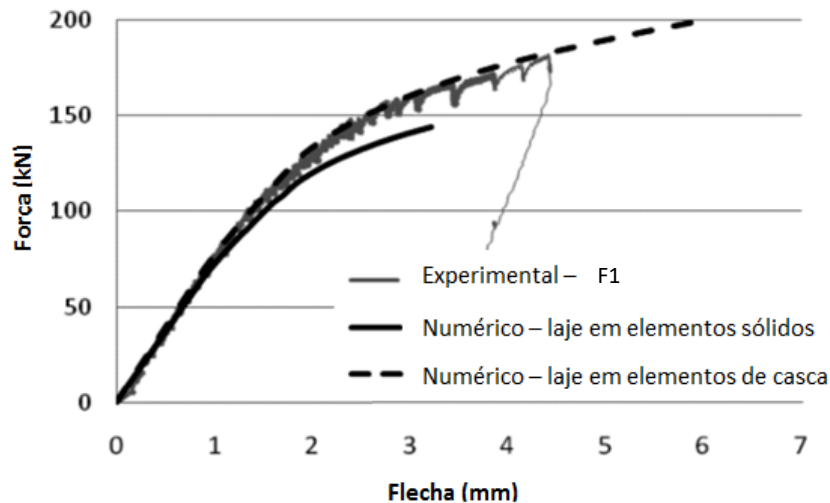


Figura 2.16: Comparação entre os resultados numéricos e experimentais – com atrito. (Queiroz et al., 2014)

Apesar dos problemas de convergência verificados, analisando as curvas da Figura 2.15 observa-se que o resultado obtido com o modelo numérico proposto pelos autores apresentou boa correlação com os resultados experimentais, sem atrito. Além disso, verificou-se que o modelo em que a laje foi representada por elementos de casca exibiu um comportamento mais rígido que aquele apresentado pelo modelo com elementos sólidos, uma vez que no primeiro caso não se considera a degradação da rigidez do concreto após a fissuração.

Contudo, a análise das curvas da Figura 2.16 revela que quando o atrito foi considerado na interface entre os materiais, o comportamento da viga mista foi bem simulado até metade da força última. A partir desse ponto, o modelo numérico apresentou maior flexibilidade do que o experimental. Isso foi explicado por Queiroz et al. (2014) como um problema na simulação do atrito no modelo numérico que, neste caso, conduziu a uma diferença significativa nos resultados.

Também foi verificado que o modelo em que a laje foi considerada com elementos de casca apresentou boa correlação com os resultados experimentais, contudo, dois efeitos opostos acabaram contribuindo para este desempenho: a ausência das armaduras na laje e o uso de elementos inapropriados para modelar o concreto nas regiões de tração.

Queiroz et al. (2014) relataram que o atrito na interface entre a laje de concreto e o perfil de aço desempenha um papel importante no comportamento de vigas curtas. No caso estudado pelos autores, houve um aumento de 16% no momento fletor de colapso com efeito favorável para o atrito. Concluiu-se que, além do atrito, na avaliação da deflexão das vigas mistas são importantes: as forças nos conectores, sua rigidez e ductilidade.

2.3 Estudos relacionados a vigas mistas de aço e concreto

Hirst e Yeo (1980) desenvolveram um modelo numérico utilizando elementos planos bidimensionais para representar o perfil de aço e a laje de concreto. A conexão entre o aço e o concreto foi desenvolvida por meio de elementos quadriláteros com rigidez e resistência compatíveis aos conectores de cisalhamento. Os autores utilizaram um programa desenvolvido na Austrália para a construção do modelo proposto, representado na Figura 2.17.

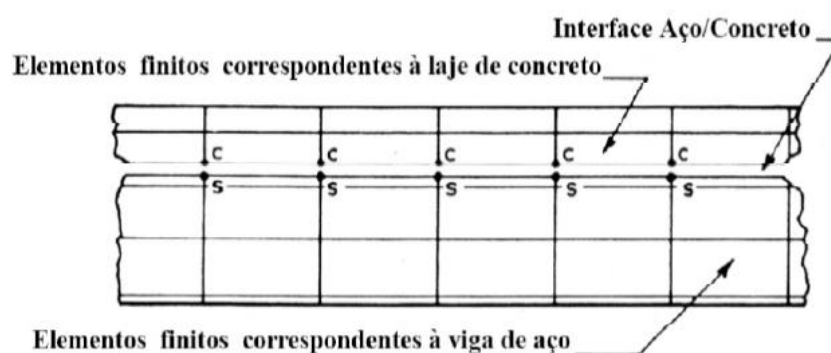


Figura 2.17: Modelo utilizado para simular o comportamento de vigas mistas. (Hirst e Yeo, 1980).

Arizumi, Hamada e Kajita (1981) descreveram a formulação de um elemento finito para simular o comportamento de vigas mistas de aço e concreto. Tal elemento, representado na Figura 2.18, é composto por um meio contínuo descrito pela relação força *versus* deslizamento obtida por meio do ensaio “*push test*” (para representar os conectores de cisalhamento) e por dois elementos de viga (para representar o perfil metálico e a laje de concreto).

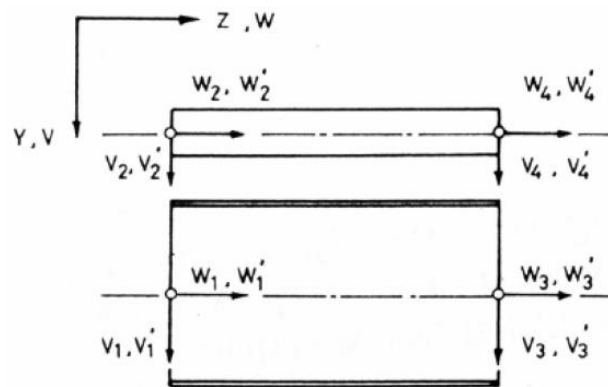


Figura 2.18: Elemento finito para simular o comportamento de vigas mistas. (Arizumi, Hamada e Kajita, 1981).

Razaqpur e Nofal (1989) realizaram uma análise numérica de vigas mistas desenvolvendo um programa referenciado pelos autores como NON-LACS (“*NONLinear Analysis of Concrete and Steel*”, em português: Análise Não Linear de Aço e Concreto). Os conectores de cisalhamento foram representados com um elemento especial que não possui rigidez à flexão e à torção, com rigidez axial obtida com base em um elemento de viga e rigidez ao cisalhamento definida pela Equação (2.25), proposta em Ollgaard, Slutter e Fisher (1971).

$$Q = Q_u(1 - e^{\beta s})^\alpha \quad (2.25)$$

Sendo, Q a força horizontal no conector, Q_u a força última obtida no ensaio “*push test*”, s o escorregamento entre a laje e o perfil, β e α parâmetros obtidos no ensaio “*push test*”.

Al-Amery e Roberts (1990) desenvolveram uma formulação para análise de vigas mistas levando em conta a influência do escorregamento entre o perfil de aço e a laje de concreto. A conexão entre a laje de concreto e o perfil de aço foi simulada por um meio contínuo de espessura desprezável e rigidez ao cisalhamento definida pela Eq. (2.25).

Porco, Spadea e Zinno (1994) desenvolveram um estudo paramétrico a partir de um modelo em elementos finitos para prever as tensões e deformações em vigas mistas, considerando a fissuração do concreto tracionado e o escorregamento relativo na interface entre o perfil de aço e a laje de concreto. A Figura 2.19 apresenta os diagramas de corpo livre de elementos infinitesimais considerados na laje e no perfil para equilíbrio do sistema utilizado.

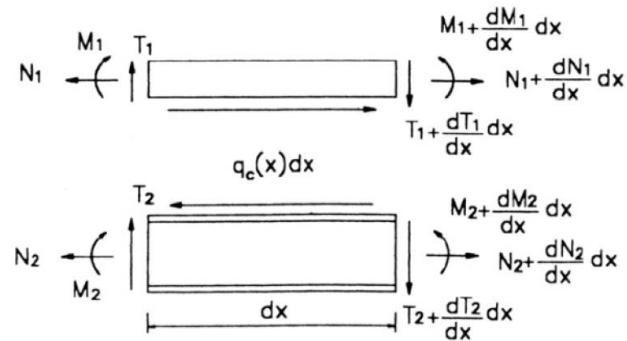


Figura 2.19: Diagramas de corpo livre para os elementos infinitesimais considerados na laje e no perfil de aço. (Porco, Spadea e Zinno, 1994).

Oven et al. (1997) apresentaram uma formulação baseada em um modelo bidimensional não linear de elementos finitos para análise de vigas mistas com conectores flexíveis. Os autores obtiveram o comportamento força *versus* deslocamento vertical e a distribuição de escorregamento ao longo do comprimento de vigas mistas, validando os resultados por meio de comparação com resultados de ensaios de vigas mistas simplesmente apoiadas e vigas contínuas. A Figura 2.20 apresenta o elemento finito utilizado pelos autores.

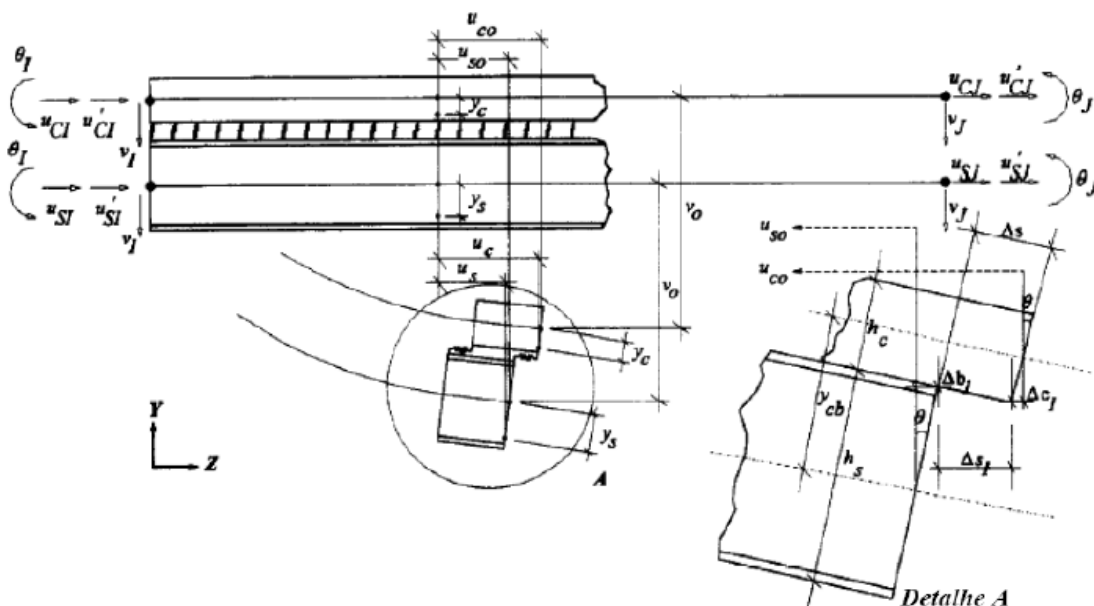


Figura 2.20: Elemento finito para simular o comportamento de vigas mistas. (Oven et al., 1997).

Oguejiofor e Hosain (1997) analisaram numericamente o comportamento de conectores *Perfobond* em ensaios “*push test*” com o auxílio do “*software*” ANSYS®. Os autores desenvolveram uma formulação analítica capaz de prever a capacidade resistente desse conector a partir dos resultados obtidos na pesquisa.

Kalfas, Pavlidis e Galoussis (1997) simularam e analisaram ensaios “*push test*” em vigas mistas com conectores do tipo “*stud bolt*” em um estudo baseado no método dos elementos finitos realizado com o auxílio do programa COSMOS/M®.

Salari et al. (1998) sugeriram um novo elemento finito de viga mista cuja formulação foi baseada no método das forças. Também foi apresentada uma comparação deste elemento com outro anteriormente desenvolvido cuja formulação se baseava no método dos deslocamentos. Os modelos foram formados por dois elementos de viga conectados por uma interface deformável com comportamento elasto-plástico perfeito, conforme Figura 2.21.

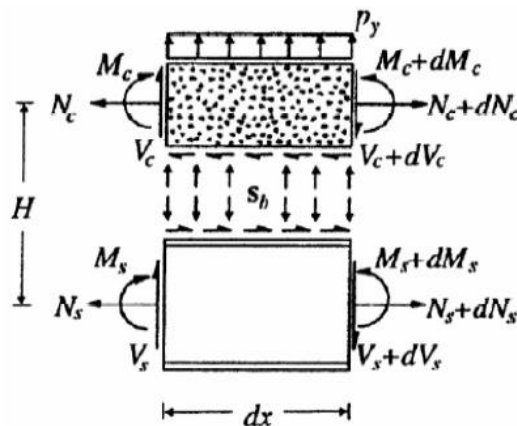


Figura 2.21: Elemento finito para simular o comportamento de vigas mistas. (Salari et al., 1998).

Gattesco (1999) apresentou uma metodologia numérica para análise de vigas mistas na qual foi proposta a utilização de um elemento composto por dois elementos de vigas (um para representar o perfil de aço e o outro a laje de concreto). Tais elementos foram unidos em suas bordas por elementos de mola horizontais, cujo comportamento é descrito por meio da relação força *versus* deslizamento, fornecida na Eq. (2.25), com o intuito de representar os conectores de cisalhamento. O atrito existente na interface entre o aço e o concreto foi considerado por meio de elementos adicionais localizados nos nós intermediários do elemento misto, mostrado na Figura 2.22. O autor analisou quatro vigas mistas e comparou os resultados com resultados obtidos experimentalmente, obtendo boa aproximação entre eles.

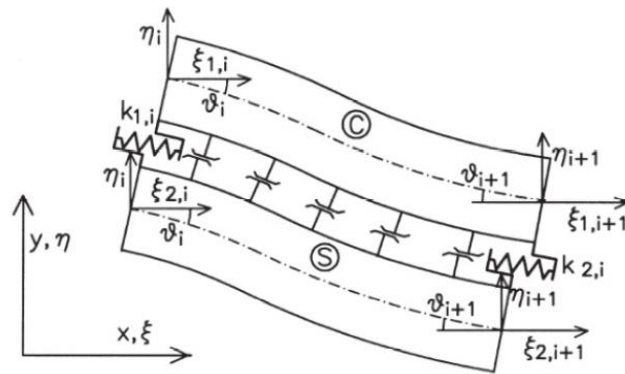


Figura 2.22: Modelo para simular o comportamento de vigas mistas. (Gattesco, 1999).

Sebastian e McConnel (2000) apresentaram um programa baseado no método dos elementos finitos para análise de estruturas mistas em geral. Os conectores de cisalhamento eram representados por meio de um elemento envolvendo molas axiais e rotacionais. A modelagem proposta pelos autores encontra-se na Figura 2.23.

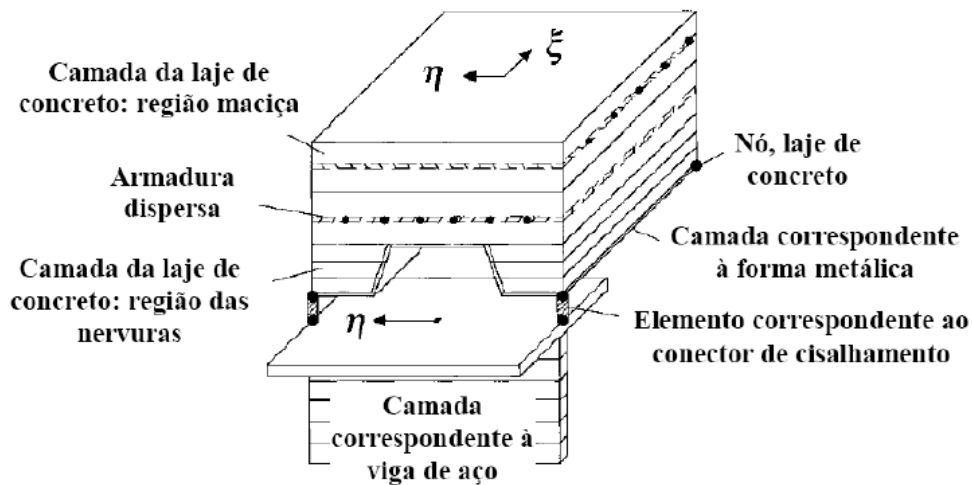


Figura 2.23: Modelagem de vigas mistas. (Sebastian e McConnel, 2000).

Kim, Wright e Cairns (2001) apresentaram um estudo do comportamento da conexão entre vigas de aço e lajes mistas, com conectores de cisalhamento soldados por meio do “deck” metálico. Os autores realizaram um estudo experimental envolvendo três ensaios “push test” com posterior análise numérica realizada em duas e três dimensões por meio do programa de elementos finitos *LUSAS*[®].

Baskar, Shanmugam e Thevendram (2002) desenvolveram um modelo tridimensional baseado no método dos elementos finitos com o auxílio do programa *ABAQUS*[®]. Foram simuladas

vigas mistas sujeitas à força cortante e momentos fletores negativos. Os conectores de cisalhamento foram representados com um elemento de viga de seção circular e área modificada a fim de simular sua rigidez e a aderência do concreto. A Figura 2.24 apresenta o modelo desenvolvido pelos autores.

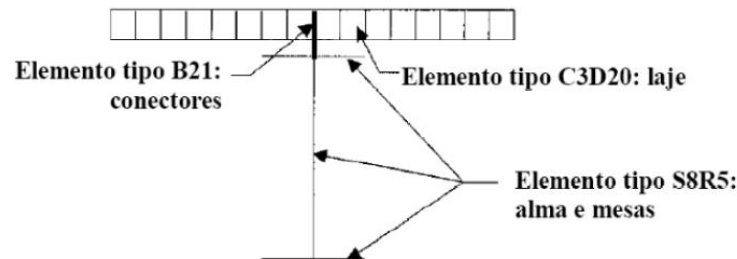


Figura 2.24: Modelagem de vigas mistas. (Baskar, Shanmugam e Thevendram, 2002).

Tristão (2002) utilizou o programa de elementos finitos *ANSYS*[®] para simular numericamente ensaios experimentais do tipo “*push test*” com conectores do tipo “*stud bolt*” e viga em perfil U formado a frio. Foi desenvolvido também um estudo paramétrico com objetivo de determinar a resistência última e a relação força *versus* deslizamento dos conectores.

Faella, Martinelli e Nigro (2003) desenvolveram um procedimento para análise de vigas mistas baseado no método dos elementos finitos considerando uma redução na rigidez dos conectores em regiões de concreto fissurado. A Figura 2.25 apresenta o elemento finito proposto pelos autores.

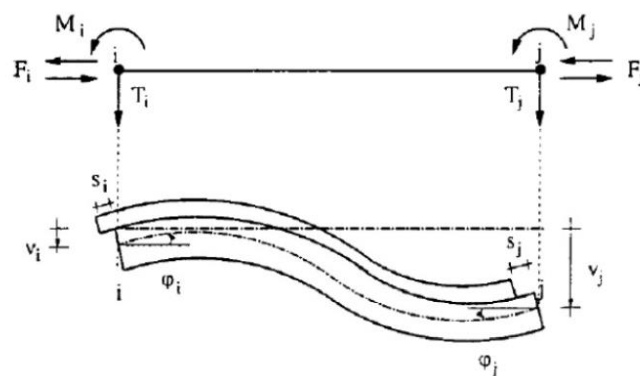


Figura 2.25: Elemento finito para simular o comportamento de vigas mistas. (Faella, Martinelli e Nigro, 2003).

Kirchhof et al. (2003) apresentaram um modelo em elementos finitos no programa *ABAQUS*[®] com o objetivo de simular o comportamento de vigas mistas de aço e concreto simplesmente apoiadas submetidas a um carregamento uniformemente distribuído ao longo do

comprimento. Os autores basearam a análise numérica na hipótese de interação total em temperatura ambiente.

Valente e Cruz (2004) expuseram resultados de experimentos utilizando conectores de cisalhamento “*Perfobond*”, visando descrever o comportamento da ligação e analisar a contribuição dos diferentes elementos no deslizamento entre o perfil de aço e a laje de concreto. Diante dos resultados, foi possível caracterizar a ductilidade do conector.

Liang et al. (2004) analisaram a resistência última de vigas mistas a partir de um modelo tridimensional em elementos finitos criado com o auxílio do programa *ABAQUS*[®]. Os autores modelaram o perfil de aço e a laje de concreto com elementos bidimensionais, os conectores de cisalhamento com elementos de vigas com adaptação na área transversal para representar a rigidez e a resistência dos mesmos. A Figura 2.26 apresenta esquematicamente a modelagem realizada pelos autores.

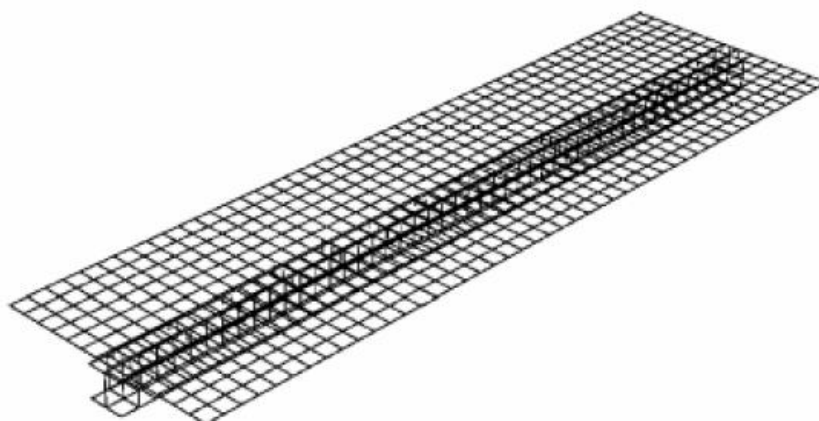


Figura 2.26: Modelo utilizado para simular o comportamento de vigas mistas. (Liang et al., 2004).

Jeong et al. (2005) utilizaram o programa *DIANA*[®] para analisar o comportamento da interface entre o aço e o concreto de um deck de ponte mista. A simulação realizada pelos autores foi baseada em resultados de ensaios experimentais tipo “*push test*”.

David, Araújo e Malite (2005) apresentaram um estudo experimental que tinha por objetivo avaliar o comportamento estrutural de vigas mistas compostas por perfis formados a frio e lajes pré-moldadas com vigotas treliçadas.

Ellobody e Young (2006) analisaram o desempenho estrutural da conexão em vigas mistas com chapa de aço laminada e conectores “*stud bolt*”. A análise foi baseada em um modelo não linear de elementos finitos.

Kotinda et al. (2006) estudaram o comportamento da interface entre o aço e o concreto em vigas mistas simplesmente apoiadas a partir da construção de um modelo numérico tridimensional em elementos finitos realizada com o auxílio do programa ANSYS®.

Mirza e Uy (2008) analisaram a resistência e a ductilidade de conectores de cisalhamento tipo “*stud bolt*” em vigas mistas com lajes maciças e com lajes mistas com fôrma de aço incorporada. O estudo dos autores foi de caráter numérico com a utilização do “*software*” ABAQUS®.

Nguyen e Kim (2010) fizeram uso do programa ABAQUS® para desenvolver um modelo de elementos finitos não linear com o intuito de investigar a capacidade resistente de conectores de cisalhamento tipo “*stud bolt*”. Os autores simularam especificamente ensaios “*push test*” cujos conectores apresentavam diâmetros iguais ou superiores a 22 mm.

Qureshi, Lam e Ye (2011) apresentaram um modelo numérico (representado na Figura 2.27) desenvolvido no ABAQUS® com o intuito de analisar o comportamento de vigas mistas com lajes mistas e nervuras orientadas perpendicularmente ao eixo. Os autores validaram o modelo numérico a partir de resultados de ensaios experimentais anteriores.

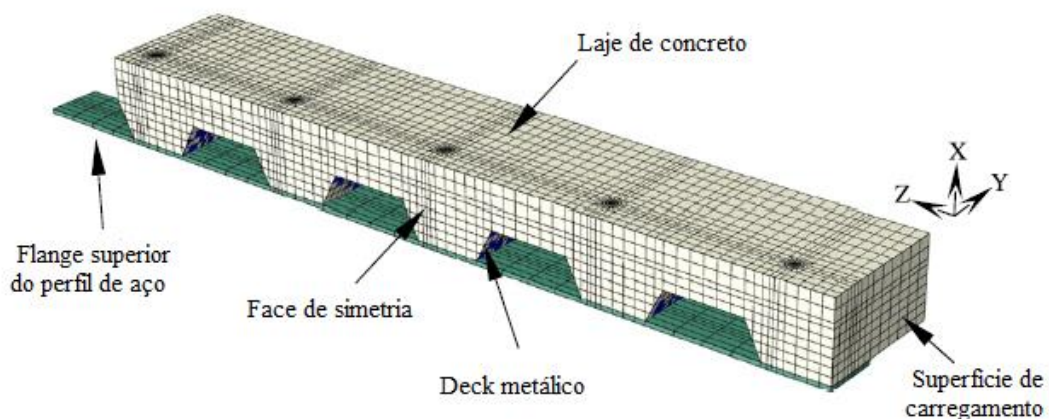


Figura 2.27: Geometria do modelo numérico utilizado para simular o comportamento de vigas mistas. (Qureshi, Lam e Ye., 2011).

Tamayo, Morsch e Awruch (2011) propuseram a formulação de um modelo matemático e a sua implementação numérica para simular o comportamento de vigas mistas submetidas a cargas de curta duração. Os autores desenvolveram elementos finitos especiais para simular cada componente da viga mista: a laje de concreto foi representada por um elemento finito quadrilátero de casca, a viga de aço por um elemento de casca poliédrica e os conectores por elementos de barra tridimensional viga-coluna.

Tahmasebinia, Ranzi e Zona (2013) desenvolveram um modelo numérico probabilístico baseado na simulação de Monte Carlo para avaliar a influência de incertezas do material sobre a resposta estrutural simulada numericamente. Os autores utilizaram o programa *ABAQUS*[®] para construir um modelo tridimensional de viga mista com conectores tipo “*stud bolt*” e laje mista com fôrma de aço incorporada.

Pathirana et al. (2015) avaliaram o comportamento a flexão de vigas mistas com conectores de cisalhamento tipo “*blind bolts*” (chumbadores) e conectores de cisalhamento tipo “*stud bolts*”. Os autores também realizaram ensaios “*push test*” e construíram um modelo numérico em elementos finitos utilizando o programa *ABAQUS*[®]. A Figura 2.28 apresenta a geometria dos modelos numéricos desenvolvida pelos autores.

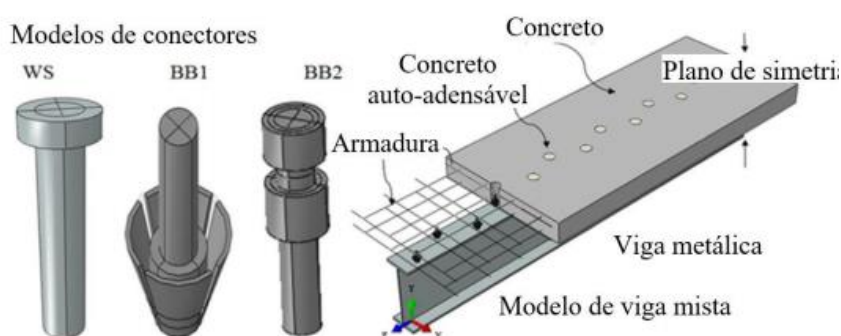


Figura 2.28: Geometria do modelo numérico utilizado para simular o comportamento de vigas mistas. (Pathirana et al., 2015).

Alves et al. (2015) apresentaram resultados numéricos e experimentais de vigas mistas simplesmente apoiadas com conectores de cisalhamento do tipo “*Crestbond*”. O modelo numérico, conforme Figura 2.29, foi desenvolvido no programa *Atena 3D*[®] e validado por meio de resultados experimentais. O objetivo principal dos autores foi avaliar o comportamento do conector.

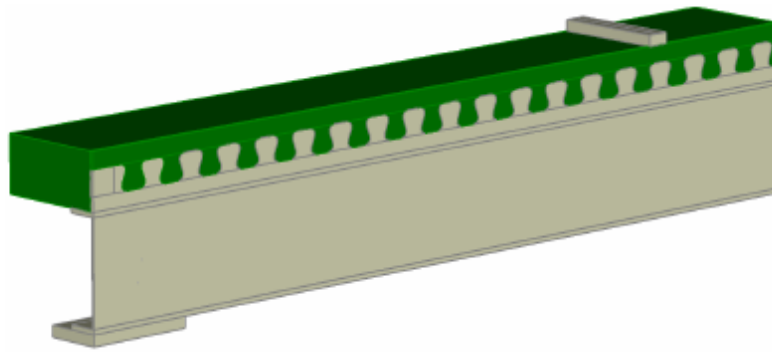


Figura 2.29: Geometria do modelo numérico utilizado para simular o comportamento de vigas mistas. (Alves et al., 2015).

Petrauski (2016) apresentou uma simulação numérica de vigas mistas de aço e concreto com conector “*Crestbond*” utilizando o programa de elementos finitos *ABAQUS*[®]. O autor também realizou uma análise paramétrica alterando fatores como a espessura do conector, a taxa de armadura na laje, a resistência do concreto e o tamanho das aberturas do conector.

Machado, Neves e Souza (2017) avaliaram a participação do modo axial no espectro de frequência da vibração livre em vigas mistas com conectores de cisalhamento flexíveis, variando as condições de contorno e a rigidez da conexão. Os autores desenvolveram e implementaram computacionalmente um elemento finito para viga mista com interação parcial para análise em problemas de vibrações livres.

3

ENSAIOS EXPERIMENTAIS

3.1 Considerações Iniciais

O estudo apresentado nesta seção é parte de uma pesquisa teórico-experimental desenvolvida por Bremer (2007) e Oliveira (2009) no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG).

Ambas as autoras pesquisaram sobre o comportamento de vigas mistas constituídas por perfis formados a frio e conectores do tipo rebite com rosca interna e parafuso com cabeça sextavada e, os resultados por elas obtidos, motivaram e nortearam o presente trabalho.

3.2 Ensaio de caracterização do conector

Como visto no item 2.4.1 deste trabalho, Bremer (2007) estudou dois sistemas de vigas mistas de aço e concreto constituídas por perfis formados a frio e realizou ensaios “*push test*” para determinar o comportamento e a resistência dos conectores de cisalhamento de cada grupo de vigas ensaiadas. O modelo numérico desenvolvido neste trabalho foi inicialmente baseado nos ensaios “*push test*” desenvolvidos pela autora, razão pela qual, estes experimentos serão abordados com mais detalhes na sequência.

3.2.1 Descrição dos modelos ensaiados

O sistema misto ensaiado foi constituído por vigas metálicas em perfis formados a frio com seção caixa 175x130x25x2mm, conectores de cisalhamento do tipo parafuso com cabeça sextavada e rebite com rosca interna e laje mista com fôrma de aço incorporada, altura da fôrma igual a 60 mm e altura total da laje mista de 125 mm. Utilizaram-se parafusos DIN960 classe 5.8, com diâmetros M12 e M14, $f_y = 400$ MPa e $f_u = 500$ MPa; rebites RIVKLE M12 x 1,5 PO300 e RIVKLE M14 x 1,5 PO300 fabricados pela Bollhoff em aço SAE 1040

temperado. Foram preparados oito ensaios “*push test*”, sendo quatro modelos com parafusos de diâmetro igual a 12mm (M12) e outros quatro com diâmetro de 14 mm (M14).

O aço dos perfis foi o USI SAC 300, da USIMINAS, cujas resistências ao escoamento e à ruptura são de $f_y = 300$ MPa e $f_u = 450$ MPa. As lajes mistas eram de concreto armado moldado “*in loco*”, com resistência característica à compressão igual a 20 MPa e armadura transversal de cisalhamento com diâmetro (ϕ) igual a 6.0 mm. As fôrmas de aço eram do tipo “*deck 60*”, desenvolvido pela USIMINAS em convênio com a UFMG, em aço ZAR 280.

As propriedades mecânicas dos aços dos perfis, das fôrmas e do concreto utilizados na laje mista obtidos experimentalmente estão representadas nas Tabelas 3.1 e 3.2.

Tabela 3.1: Resultados médios das propriedades mecânicas dos aços dos perfis e das fôrmas. (Bremer,2007)

Componente metálico	f_v (MPa)	f_u (MPa)	Deformação residual após a ruptura (%)
Perfil	373,6	486,2	36
Fôrma	340	450	28,88

Tabela 3.2: Resultados médios das propriedades mecânicas do concreto. (Bremer,2007)

Descrição do modelo	f_{cj} (MPa)	E_c (MPa)
PS-M12-1	23,82	23231,53
PS-M12-2	22,09	22372,00
PS-M12-3	23,47	23060,22
PS-M12-4	23,58	23114,20
PS-M14-1	21,01	21818,25
PS-M14-2	22,11	22382,13
PS-M14-3	24,04	23338,57
PS-M14-4	21,01	21818,25

A configuração e as dimensões dos modelos seguiram as prescrições do Eurocode e podem ser vistas nas Figuras 3.1 e 3.2.

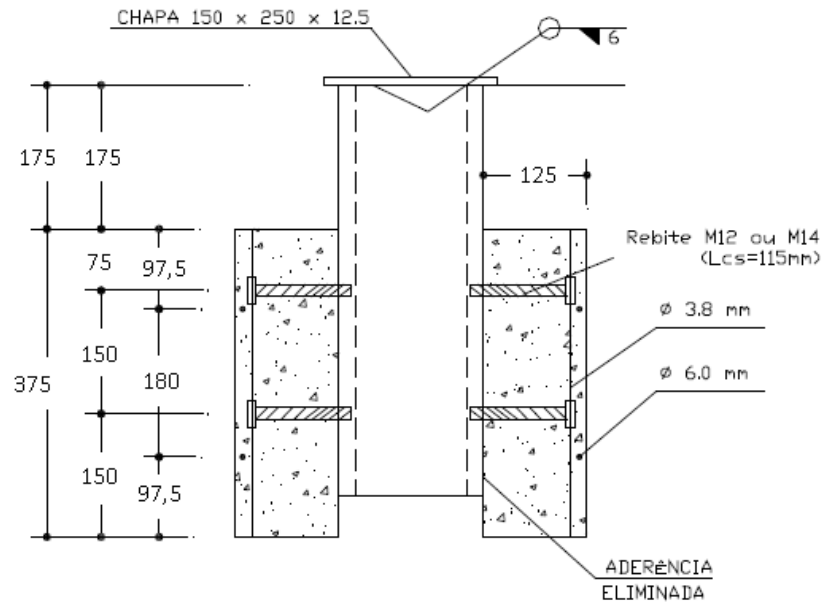


Figura 3.1: Detalhe do ensaio modelo "push test". (Bremer,2007)

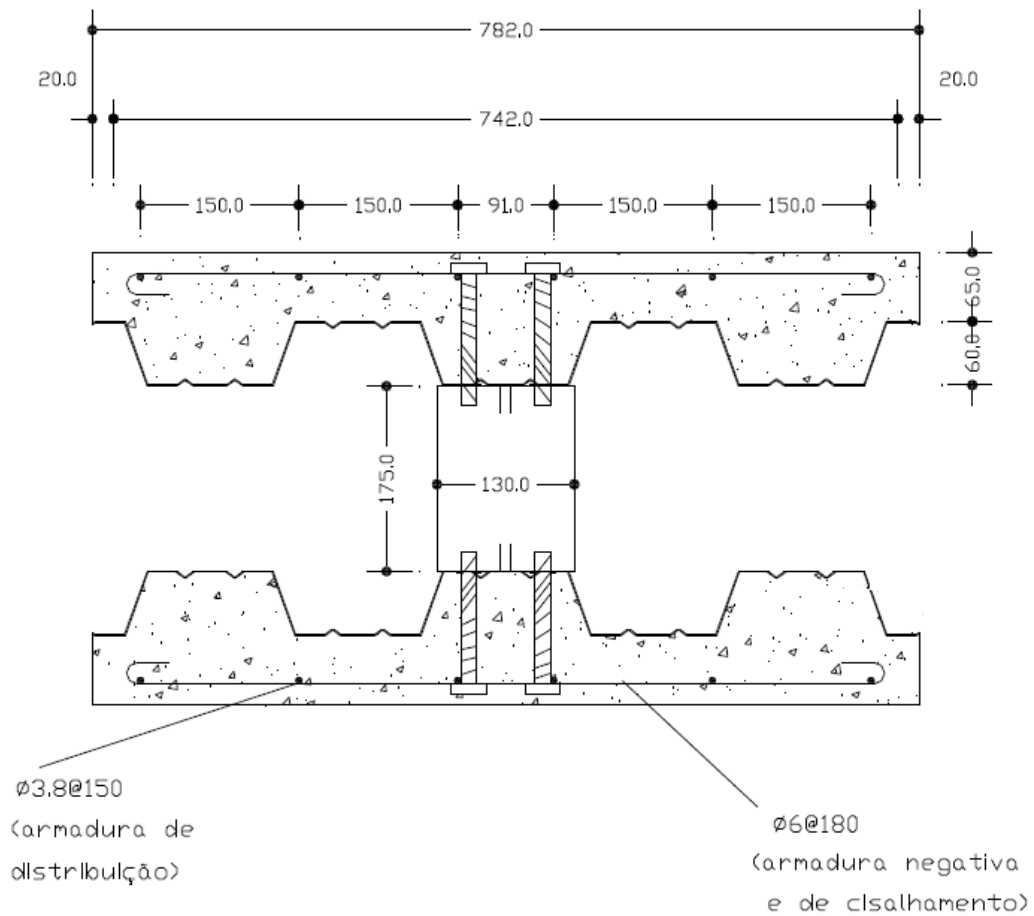


Figura 3.2: Seção transversal do modelo "push test". (Bremer,2007)

3.2.2 Descrição dos ensaios

O carregamento foi aplicado por meio de um atuador hidráulico em incrementos sucessivos de 5 kN, reduzidos para 2,5 kN próximo ao estado limite último do modelo. A capacidade do atuador utilizado foi de 1000 kN.

A autora mediu os deslocamentos por meio de seis relógios comparadores instalados em cada modelo, sendo quatro deles destinados a medir o deslocamento relativo entre o perfil metálico e a região dos conectores (RC1 a RC4) e dois deles para medir o deslocamento entre o perfil metálico e a parte superior da laje (RC5 e RC6), conforme representado na Figura 3.3.

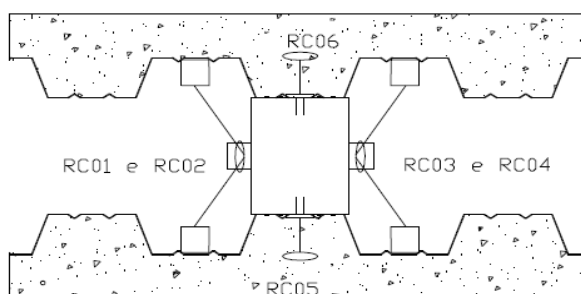


Figura 3.3: Posicionamento dos relógios comparadores nos modelos “*push test*”. (Bremer,2007)

A cada etapa de carregamento foram realizadas duas leituras nos relógios comparadores para assegurar a estabilização do carregamento aplicado: uma imediatamente após a aplicação da força e a outra 30 segundos depois. Todas as leituras foram realizadas de forma automatizada por meio de um sistema eletrônico de aquisição de dados, com exceção das leituras realizadas nos relógios comparadores que foram realizadas visualmente.

Todos os modelos “*push test*” ensaiados apresentaram contenções laterais metálicas a fim de impedir o deslocamento lateral dos apoios. A distribuição do carregamento aplicado foi assegurada por meio da utilização de placas de neoprene entre as extremidades das lajes e as placas de base metálicas.

3.2.3 Apresentação e análise dos resultados experimentais

Os conectores apresentaram rigidez moderada quando em serviço e ductilidade apropriada em estado limite último. O deslizamento característico verificado em todos os modelos foi superior a 6,0 mm, sendo classificados como dúcteis pela EN 1994 - 1- 1:2004.

Bremer (2007) verificou que as forças resistentes encontradas para os modelos “*push test*” foram sempre maiores que as calculadas segundo as prescrições da ABNT NBR 8800:1986 (e seu projeto de revisão, de setembro de 2006) e do AISC:2005. Maiores detalhes podem ser encontrados no trabalho da autora.

A Figura 3.4 apresenta a curva média força versus deslizamento obtida por Bremer (2007).

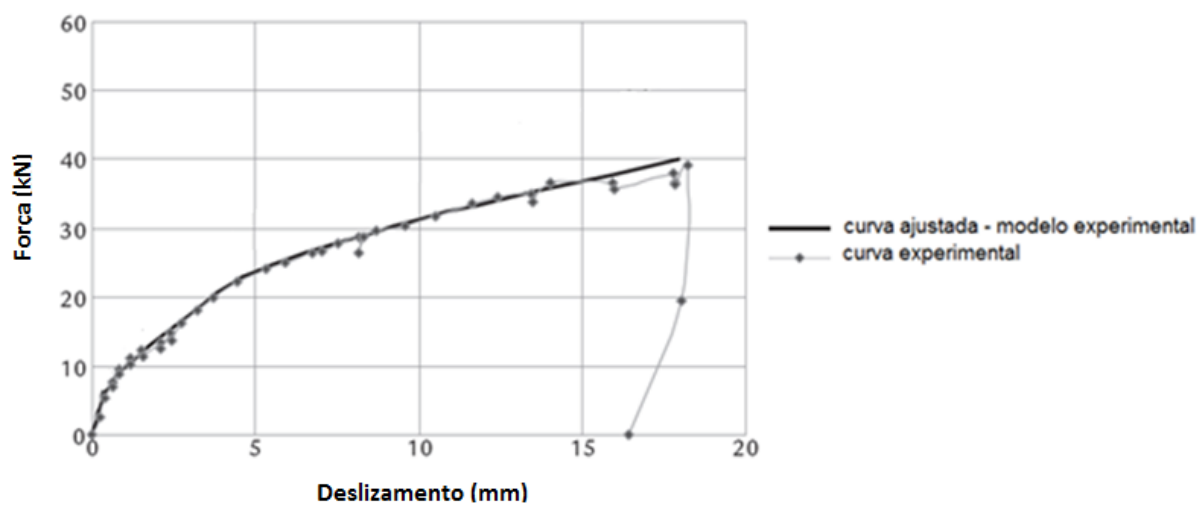


Figura 3.4: Curva força *versus* deslizamento, valores médios. (Bremer, 2007 - Adaptado).

3.3 Ensaio da viga mista composta por perfil formado a frio

Oliveira (2009) realizou uma pesquisa cujo objetivo foi avaliar experimentalmente a influência do atrito na interface entre o perfil de aço e a laje de concreto em vigas mistas considerando o uso de conectores flexíveis e dúcteis.

3.3.1 Descrição dos modelos ensaiados

O sistema misto ensaiado (similar ao de Bremer (2007)) foi constituído por vigas metálicas em perfis formados a frio com seção caixa 175x130x25x2mm, comprimento de 3,50m, conectores de cisalhamento do tipo parafuso com cabeça sextavada e rebite com rosca interna M12 e laje mista com fôrma de aço incorporada, altura da fôrma igual a 60 mm e altura total da laje mista de 125 mm. Utilizaram-se parafusos DIN960 classe 5.8, com diâmetro M12, $f_y = 400$ MPa e $f_u = 500$ MPa; rebites RIVKLE M12 x 1,5 PO300 fabricados pela Bollhoff em aço SAE 1040 temperado.

O aço dos perfis foi o USI SAC 300, da USIMINAS, cujas resistências ao escoamento e à ruptura são de $f_y = 300$ MPa e $f_u = 450$ MPa. As lajes mistas foram de concreto armado moldado “*in loco*”, com resistência característica à compressão igual a 20 MPa e armadura transversal de cisalhamento com barras de diâmetro (ϕ) igual a 6.0 mm. As fôrmas de aço foram do tipo “*deck 60*” desenvolvido pela USIMINAS em convênio com a UFMG, em aço ZAR 280.

Quatro modelos de vigas mistas em escala 1:1 foram fabricados e ensaiados. Para tanto, a autora ensaiou dois modelos com o atrito entre o concreto da laje mista e o perfil de aço da viga (Figura 3.5) e outros dois modelos sem o atrito (Figura 3.6).

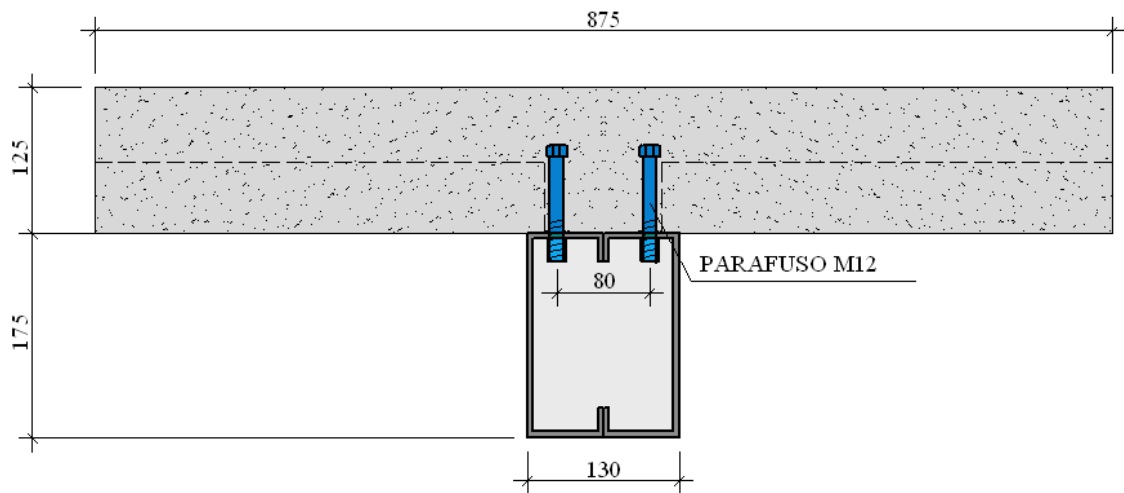


Figura 3.5: Seção transversal dos modelos com atrito VM-CA1 e VM-CA2 (Oliveira, 2009)

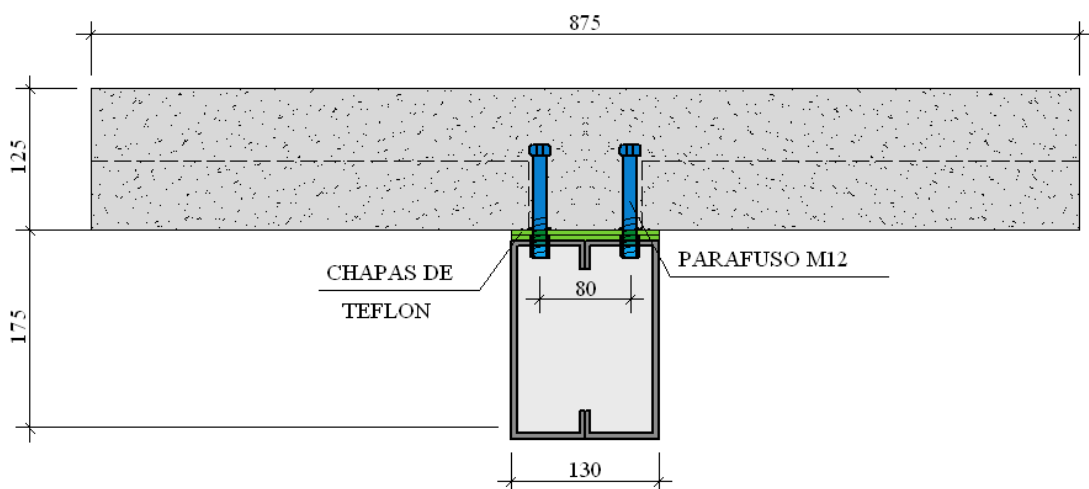


Figura 3.6: Seção transversal dos modelos sem atrito VM-SA1 e VM-SA2 (Oliveira, 2009)

Ressalta-se que o “deck” metálico foi apoiado sobre a mesa superior do perfil de aço sem traspasar toda a sua largura. Dessa forma, nos modelos com atrito, o concreto fica em contato direto com o perfil de aço e, nos modelos sem atrito, entre o perfil de aço e o concreto da laje mista foram utilizadas duas chapas de teflon isolando os materiais e impedindo o desenvolvimento do atrito, conforme mostram as Figuras 3.7 e 3.8.



Figura 3.7: Detalhe dos modelos com atrito. (Oliveira, 2009)



Figura 3.8: Detalhe dos modelos sem atrito. (Oliveira, 2009)

As Figuras 3.9 e 3.10 apresentam, respectivamente, a locação dos furos para a fixação dos parafusos e o posicionamento dos enrijecedores utilizados para evitar o fenômeno de “web crippling”.

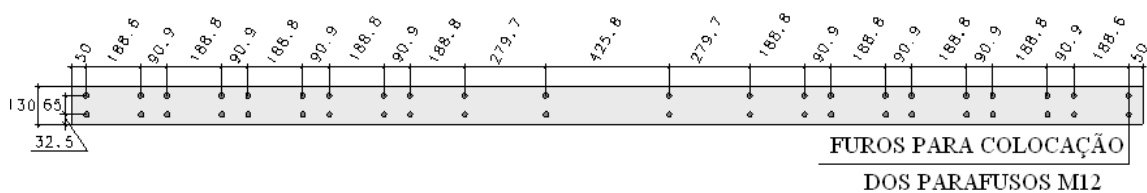


Figura 3.9: Gabarito para a colocação dos parafusos. (Oliveira, 2009)

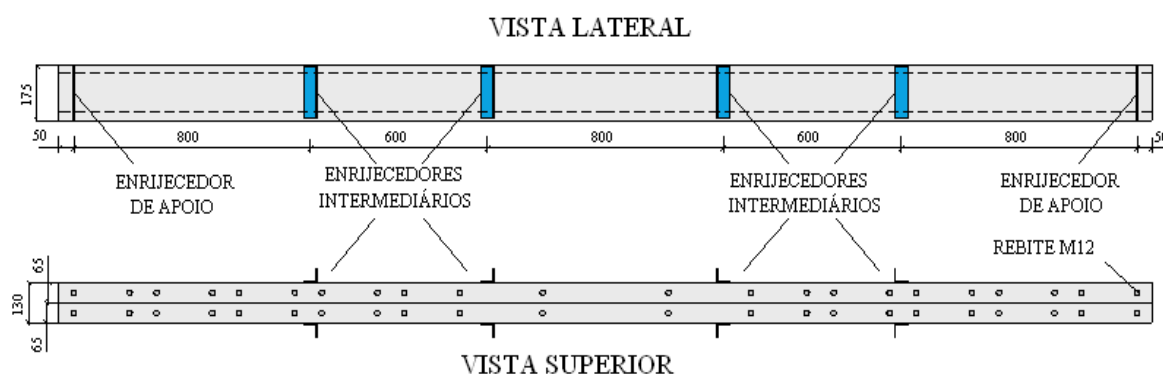


Figura 3.10: Posicionamento dos enrijecedores. (Oliveira, 2009)

As propriedades mecânicas dos aços dos perfis, das fôrmas e do concreto utilizados na laje mista obtidos experimentalmente estão representadas nas Tabelas 3.1 e 3.3.

Tabela 3.3: Resultados médios das propriedades mecânicas do concreto. (Oliveira, 2009)

Descrição do modelo ou idade do concreto	Resistência (MPa)	E_c (MPa)
7 dias	17,32	-
14 dias	22,12	-
28 dias	25,25	23775,00
VM-SA-1	25,68	24878,79
VM-SA-2	25,70	25711,29
VM-CA-1	25,89	23218,99
VM-CA-2	25,71	22964,13

3.3.2 Descrição dos ensaios

Com o intuito de aproximar o carregamento aplicado de um carregamento distribuído, os modelos foram submetidos a quatro pontos de cargas concentradas ao longo do vão. Para assegurar a condição de viga birrotulada, foram utilizados como aparelhos de apoio nas extremidades dos modelos um rolete fixo (RF – ϕ 38 mm) e um rolete móvel (RM - ϕ 38 mm).

Os ensaios realizados por Oliveira (2009) seguiram a metodologia de Bremer (2007): a medição dos deslocamentos, deformações e da força aplicada durante os ensaios foi realizada por meio de transdutores de deslocamentos (DT), extensômetros elétricos de resistência

(EER) e transdutor de pressão (DP), respectivamente. A Figura 3.11 apresenta o esquema geral da montagem dos ensaios.

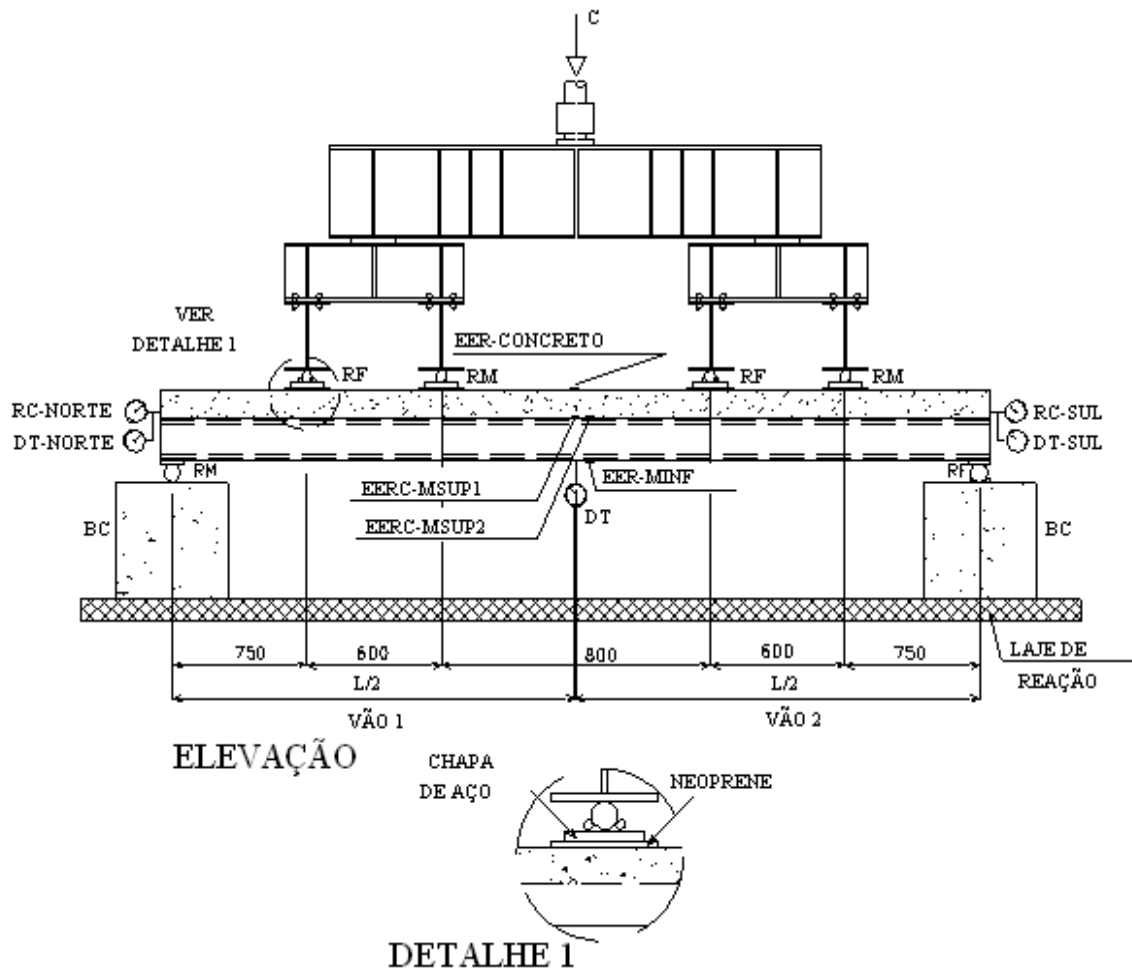


Figura 3.11: Esquema geral da montagem dos ensaios. (Oliveira, 2009)

3.3.3 Apresentação e análise dos resultados experimentais

A comparação dos resultados entre os modelos VM-CA-1 e VM-CA-2, assim como a comparação dos resultados entre os modelos VM-SA-1 e VM-SA-2 revelam grande similaridade para as respostas experimentais obtidas entre correspondentes.

As Figuras 3.12 e 3.13 apresentam os resultados experimentais obtidos para as curvas força *versus* flecha e momento máximo *versus* flecha entre os quatro modelos ensaiados.

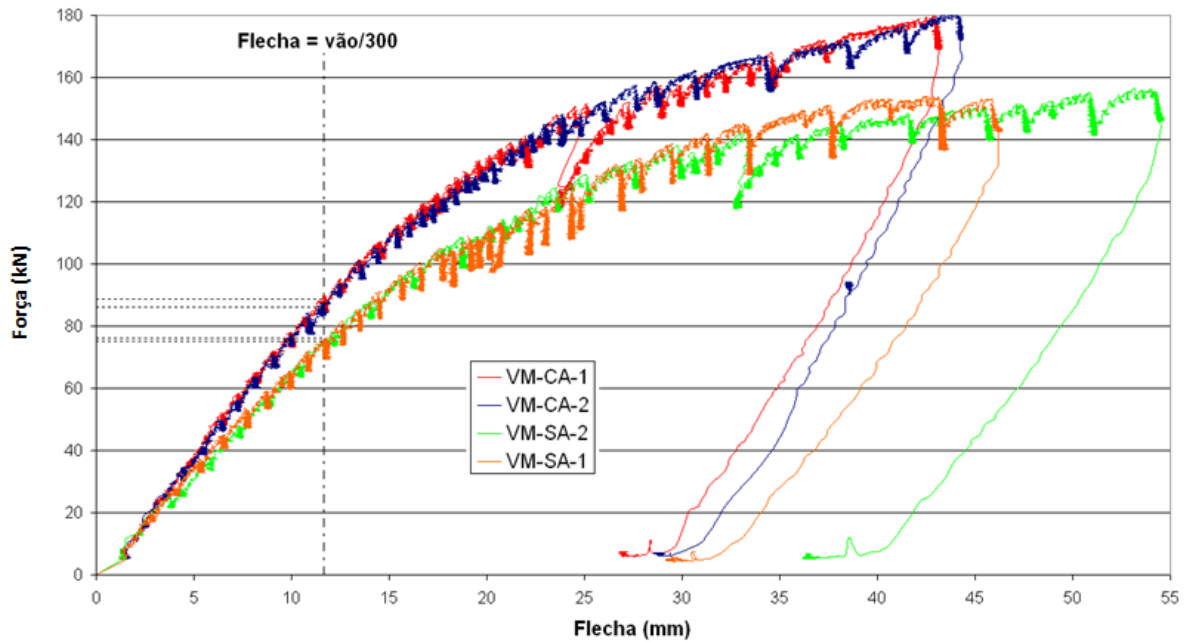


Figura 3.12: Gráfico força *versus* flecha no meio do vão. (Oliveira, 2009)

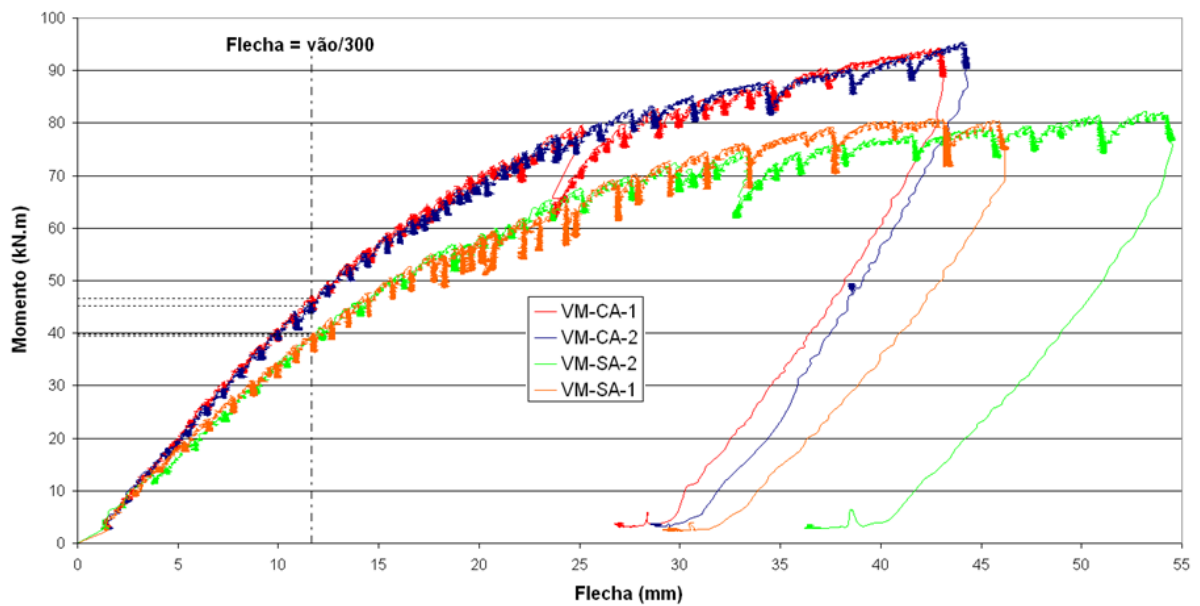


Figura 3.13: Gráfico momento *versus* flecha no meio do vão. (Oliveira, 2009)

A análise dos resultados obtidos levou à conclusão de que, na presença de atrito, a viga mista apresentou maior rigidez, indicando um grau de interação maior para essa situação.

Os valores dos deslocamentos para as solicitações de serviço foram calculados considerando as prescrições da ABNT NBR 14762:2001. Comparando os resultados obtidos analiticamente com os experimentais, Oliveira (2009) verificou que os modelos com atrito apresentaram

solicitações de serviço cerca de 10% maiores que as dos modelos sem atrito na interface. Também foi constatado que os modelos com atrito apresentaram resistência cerca de 18% maior que as dos modelos sem atrito. As demais conclusões obtidas por meio dos ensaios experimentais foram coerentes com as obtidas por Bremer (2007) e Silva (2009), corroborando o trabalho por elas desenvolvido.

Ademais, ressalta-se que as comparações entre os resultados numéricos e experimentais apresentaram boa concordância quanto ao comportamento da viga mista na ausência do atrito. Entretanto, ao se considerar a influência do atrito, a comparação dos resultados não foi satisfatória. Esse resultado foi atribuído, por Oliveira (2009), ao fato de que no modelo ensaiado por Bremer (2007) a direção das nervuras do deck metálico foi paralela à viga de aço e, em seu estudo, as nervuras do deck metálico estavam perpendiculares à viga de aço. Maiores detalhes podem ser encontrados no trabalho da autora.

4

MODELAGEM NUMÉRICA

4.1 Considerações Iniciais

Nesta seção são descritos os modelos numéricos elaborados por meio do programa de elementos finitos *ABAQUS*[®] - versão 6.14. Esse programa permite considerar uma série de fatores que influenciam diretamente na representatividade de um dado modelo experimental, entre os quais: modelos constitutivos dos materiais, tensões residuais, condições de contorno, tipos de interação e contatos, imperfeições geométricas, carregamento distintos, parâmetros de sensibilidade da malha de elementos finitos e métodos de convergência.

Dois modelos numéricos distintos foram elaborados: um para simular o comportamento dos conectores de cisalhamento (reprodução do ensaio de “*push test*”) e outro para avaliar a influência do atrito no comportamento das vigas mistas. A calibração desses modelos ocorreu por meio da comparação dos resultados obtidos com seus respectivos modelos experimentais, discutidos no Capítulo 3.

4.2 Geometria

A geometria dos componentes em ambos os modelos numéricos desenvolvidos foi preservada em relação ao modelo experimental correspondente. As condições de contorno dos ensaios permitiram considerar dupla simetria em todos os modelos numéricos desenvolvidos; sendo assim, foi necessário simular apenas um quarto da seção transversal, o que reduziu consideravelmente o tempo de processamento, o uso de recursos computacionais e o tamanho dos arquivos de saída.

Em ambos os modelos numéricos desenvolvidos a geometria foi dividida em: perfil de aço, fôrma de aço, laje de concreto e conectores de cisalhamento. Os rebites que ligam os parafusos ao perfil metálico não foram modelados. No entanto, a ligação entre os conectores e o perfil de aço se deu por meio de um contato enrijecido.

A geometria do modelo experimental ensaiado por Bremer (2007) pode ser vista nas Figuras 3.1 e 3.2. O modelo numérico desenvolvido para representar esses modelos encontra-se na Figura 4.1.

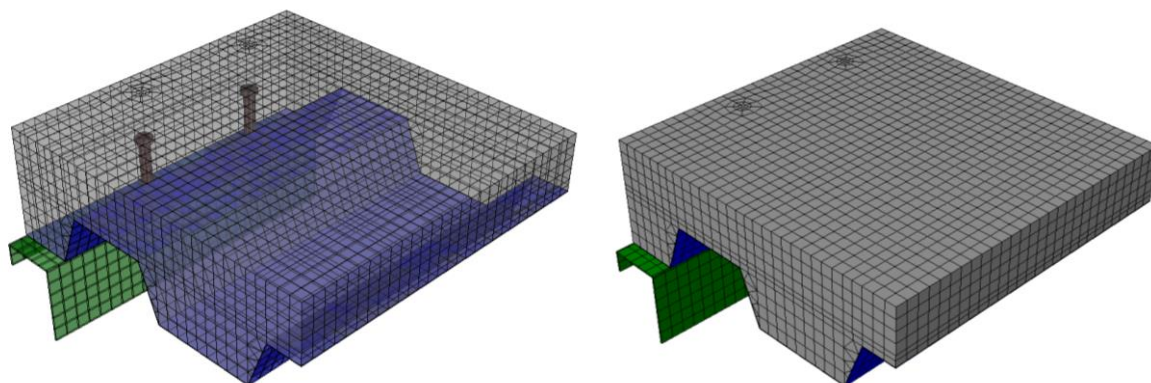


Figura 4.1: Modelo numérico desenvolvido – ensaio “push test”.

A geometria do modelo experimental ensaiado por Oliveira (2009) pode ser vista nas Figura 3.5 a 3.9. O modelo numérico desenvolvido para representar esses modelos encontra-se na Figura 4.2.

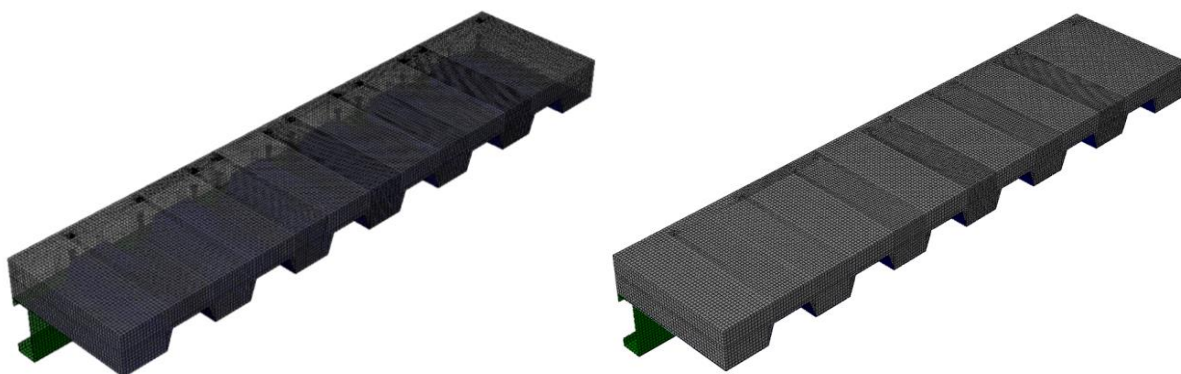


Figura 4.2: Modelo numérico desenvolvido – ensaio da viga mista.

4.3 Propriedades mecânicas

O comportamento dos aços dos perfis e das chapas das fôrmas foi definido por meio das propriedades mecânicas aferidas experimentalmente. O comportamento do aço dos parafusos foi definido com uma majoração de 10% dos valores nominais para a resistência média ao escoamento e para a resistência média à ruptura, seguindo a linha adotada por Prates (2017) que realizou uma análise numérica dos conectores utilizados neste trabalho.

O comportamento do concreto foi definido por meio da resistência média à compressão e à tração, obtidas experimentalmente. O módulo de elasticidade longitudinal do concreto foi calculado por meio da norma europeia EN 1992-1-1:2004 a partir da sua resistência média à compressão.

A Tabela 4.1 apresenta as propriedades mecânicas de todos os componentes dos modelos numéricos desenvolvidos. Cabe destacar que as propriedades dos materiais metálicos foram preservadas de um modelo para o outro, uma vez que Bremer (2007) e Oliveira (2009) utilizaram os mesmos insumos (perfil de aço, parafusos M12 e fôrma metálica) na fabricação dos modelos experimentais. O concreto, por sua vez, sofreu alteração conforme os resultados experimentais avaliados.

Tabela 4.1: Propriedades mecânicas dos materiais.

<i>Materiais metálicos</i>				
Material	Módulo de elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson	Resistência média ao escoamento (MPa)	Resistência média à ruptura (MPa)
Perfil	205	0,3	373,6	486,2
Fôrma	205	0,3	340	450
Parafusos	205	0,3	440	550
<i>Concreto</i>				
Modelo Experimental	Módulo de elasticidade longitudinal (MPa)	Coefficiente de Poisson	Resistência média à compressão (MPa)	Resistência média à tração (MPa)
Bremer (2007)	28333,06	0,2	23,24	2,44
Oliveira (2009)	29214,96	0,2	25,74	2,61

Ressalta-se que as tensões e deformações de engenharia (ou tensões e deformações nominais) devem ser convertidas em tensões e deformações verdadeiras para a entrada dos modelos constitutivos dos materiais no *ABAQUS*[®]. Esses valores podem ser calculados com as expressões descritas a seguir:

$$\sigma_{Ver} = \sigma_{Nom}(1 + \epsilon_{Nom}) \quad (4.1)$$

$$\epsilon_{Ver} = \ln(1 + \epsilon_{Nom}) \quad (4.2)$$

$$\epsilon_{ln}^{pl} = \epsilon_{Ver} - \frac{\sigma_{Ver}}{E_{Ver}} \quad (4.3)$$

Sendo, σ_{Ver} a tensão verdadeira, σ_{Nom} a tensão nominal, ε_{Nom} a deformação nominal, ε_{Ver} a deformação verdadeira, ε_{ln}^{pl} a deformação logarítmica verdadeira e E_{Ver} o módulo de elasticidade verdadeiro (obtido pela razão entre o primeiro valor não nulo da tensão verdadeira e o primeiro valor não nulo da deformação verdadeira).

4.4 Modelo constitutivo do concreto

O comportamento do concreto foi simulado utilizando-se o modelo constitutivo de dano com plasticidade: “*Concrete Damaged Plasticity*” (CDP). Esse modelo permite descrever a degradação da rigidez do concreto esmagado ou fissurado a partir da consideração de parâmetros de plasticidade e dano.

4.4.1 Parâmetros de plasticidade do CPD

Os parâmetros de plasticidade englobados pelo CPD são o ângulo de dilatância (ψ), a excentricidade (ϵ), a razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial (σ_{b0}/σ_{c0}), o fator de forma (K) e a viscosidade (μ_{vis}). Aguiar (2015) afirma que estes parâmetros regem a expansão das equações de comportamento do material em estado uniaxial para o estado multiaxial. Os fatores ψ e ϵ influenciam a função de fluxo plástico no modelo CDP que adota uma função hiperbólica para governar a evolução das deformações inelásticas durante a fissuração do concreto.

O ângulo de dilatância é definido como o desvio angular entre o vetor das deformações plásticas e o vetor das deformações volumétricas do concreto, para altas tensões de confinamento. Valores pequenos de ψ correspondem a um comportamento frágil do material, ao passo que, valores mais elevados, representam um comportamento mais dúctil. Jankowiak e Lodygowski (2005), Malm (2009), Pavlovic *et al.* (2013), Genikomsou e Polak (2015) e Petruski (2016) adotaram valores de ψ entre 36° e 40°. Neste trabalho, realizaram-se análises variando o ângulo de dilatância entre 30° e 40° durante o processo de calibração do modelo “*push test*” e o que melhor se adequou foi o valor de 36°, como pode ser observado na Figura 4.3.

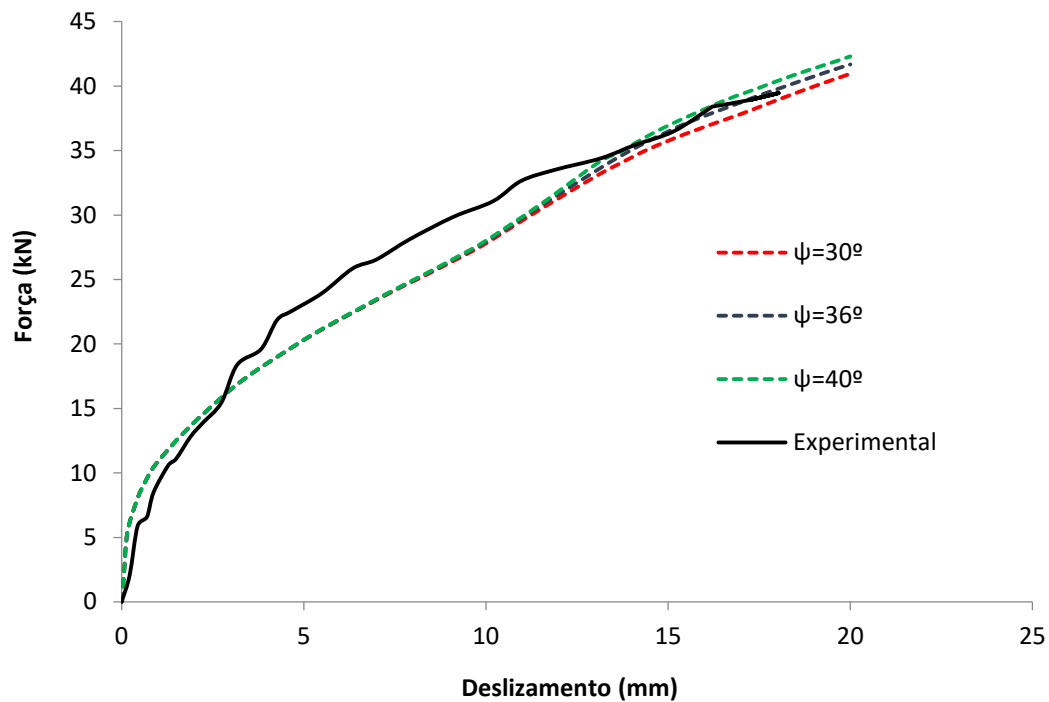


Figura 4.3: Estudo da influência do ângulo de dilatância no comportamento do concreto.

A excentricidade é dada pela distância entre o vértice da hipérbole que rege a evolução das deformações inelásticas durante a fissuração do concreto e a assíntota que a define. Assim, quanto menor o valor de ϵ , mais rapidamente a função de potencial plástico se aproxima de uma assíntota.

O fator de forma é definido pela razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão. O parâmetro K define o formato da superfície de falha do concreto no modelo CPD.

O parâmetro σ_{b0}/σ_{c0} estabelece a razão entre a tensão de escoamento em estado biaxial e estado uniaxial. Ensaios experimentais conduzidos por Lubliner *et al.* (1989) revelaram que esta razão permanece entre 1,10 e 1,16 para o concreto.

O manual do usuário do *ABAQUS*[®] (SIMULIA, 2014) sugere a adoção de valores padrão para os parâmetros ϵ , K e σ_{b0}/σ_{c0} . Optou-se por seguir os parâmetros recomendados na documentação do programa, dessa forma, adotaram-se: $\epsilon = 0,1$, $K = 2/3$ e $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$.

A viscosidade representa o tempo de relaxamento do sistema visco-plástico, e é utilizado para contornar problemas relacionados à convergência de modelos numéricos que apresentam

degradação da rigidez. Aguiar (2015) empregou o valor de $\mu_{vis} = 0$, Silva (2013) utilizou 0,1, Genikomsou e Polak (2015) e Petruski (2016) adotaram 10^{-5} e Malm (2009) utilizou 10^{-7} . Neste trabalho, realizaram-se análises variando o parâmetro de viscosidade entre os valores de 0 e 0,1 durante o processo de calibração do modelo “*push test*”. Como pode ser visto na Figura 4.4, para os valores do parâmetro de viscosidade correspondentes a 0,00015 e 0, as curvas força *versus* deslizamento apresentaram maior concordância com a curva experimental. Como se sobrepuseram, a escolha se deu pelo menor tempo de processamento, adotando assim $\mu_{vis} = 0,00015$.

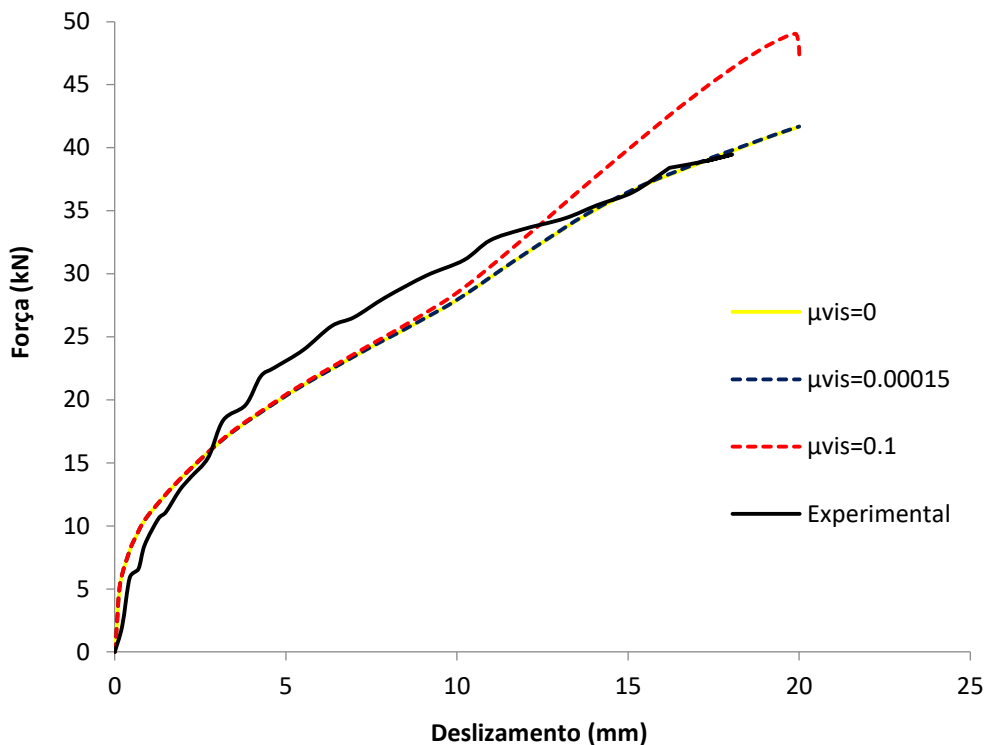


Figura 4.4: Estudo da influência da viscosidade no comportamento do concreto.

A Tabela 4.2 sintetiza todos os valores adotados para os parâmetros de plasticidade englobados pelo modelo “*Concrete Damaged Plasticity*”.

Tabela 4.2: Parâmetros de plasticidade do modelo CPD.

ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	K	μ_{vis}
36°	0.1	1.16	2/3	0,00015

4.4.2 Comportamento do concreto

Como o concreto apresenta comportamentos diferentes quando submetido a esforços de tração e compressão, devem ser estudados modelos constitutivos diferentes para representar seu comportamento para cada tipo de sollicitação. O modelo CPD contém curvas tensão *versus* deformação para o concreto tracionado e comprimido, considerando a degradação da rigidez para o concreto fissurado, conforme apresentado na Figura 4.5.

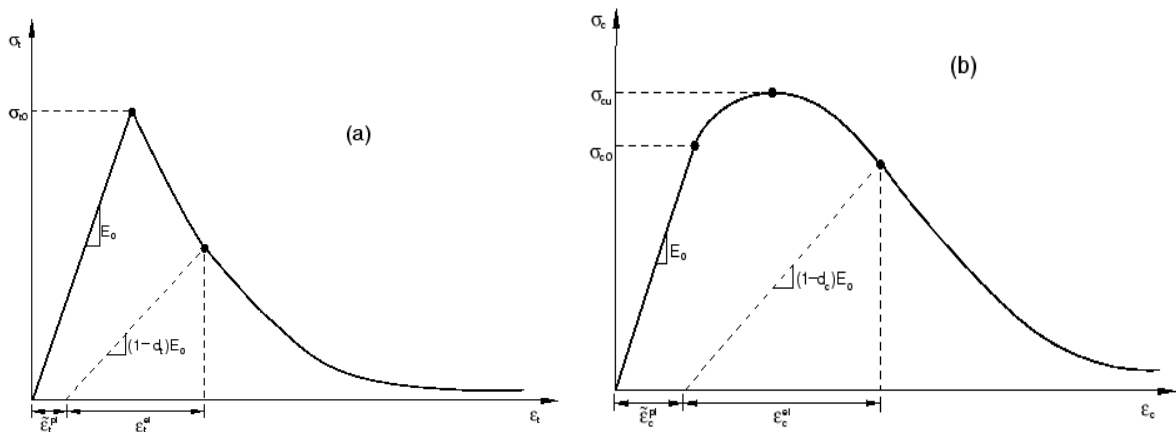


Figura 4.5: Comportamento uniaxial do concreto para esforços de (a) tração e (b) compressão. (SIMULIA, 2014).

A degradação da rigidez do concreto é expressa por duas variáveis independentes, d_c (dano à compressão uniaxial) e d_t (dano à tração uniaxial), que assumem valores de zero (material não danificado) até a unidade (material totalmente danificado). O manual do usuário do *ABAQUS*[®] (SIMULIA, 2014), define as expressões para a obtenção das variáveis de dano como sendo:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (4.4)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \quad (4.5)$$

Sendo σ_c a tensão de compressão no concreto e σ_t a tensão de tração no concreto, destaca-se que o dano gerado no concreto submetido à compressão tem início depois de atingida a resistência à compressão (f_{cm}) e o dano gerado no concreto tracionado depois de alcançada a resistência à tração (f_{ctm}).

4.4.2.1 Comportamento do concreto comprimido

A relação constitutiva que define o comportamento do concreto submetido à compressão foi baseada nas recomendações da norma europeia EN 1992-1-1:2004, cujo diagrama tensão *versus* deformação é definido pela Equação (4.6) e está representado na Figura 4.6.

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad \eta \leq \frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_c} \quad (4.6)$$

Sendo:

$$k = 1,05E_{cm}(\varepsilon_{c1}/f_{cm}), \quad \eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1}$$

E: ε_c é a deformação do concreto à compressão, ε_{c1} e ε_{cu1} são as deformações do concreto obtidas conforme a Tabela 3.1 da norma europeia EN 1994-1-1: 2004 e E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do concreto obtido conforme ilustra a Figura 4.6.

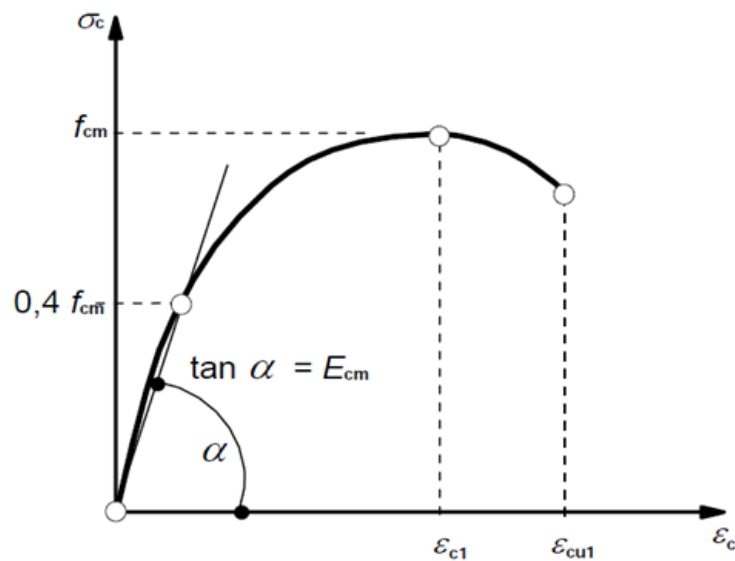


Figura 4.6: Diagrama tensão *versus* deformação do concreto comprimido. (EN 1992-1-1: 2004)

A norma europeia EN 1992-1-1:2004 limita o valor da resistência última do concreto (f_{cu}) ao correspondente à deformação específica do encurtamento do concreto na ruptura (ε_{cu}), acarretando em valores superestimados de resistência em modelos numéricos. Com o intuito de cercar essa limitação, a curva do diagrama tensão *versus* deformação do concreto comprimido deve ser estendida a fim de considerar a perda de rigidez que acontece após a deformação ε_{cu1} .

Durante o processo de calibração do modelo “*push test*” foram estudadas duas alternativas para definir a relação constitutiva que melhor representasse o comportamento do concreto após a deformação ε_{cu1} : o complemento proposto por Pavlovic *et al.* (2013) e o complemento proposto por Van Gysel e Taerwe (1996).

Pavlovic *et al.* (2013) propuseram um prolongamento que se inicia no ponto D (correspondente ao final da curva proposta pela norma EN 1992-1-1:2004) e segue até o ponto F, conforme indicado na Figura 4.7. A extensão da curva tensão *versus* deformação proposta pelos autores é definida na Equação (4.7).

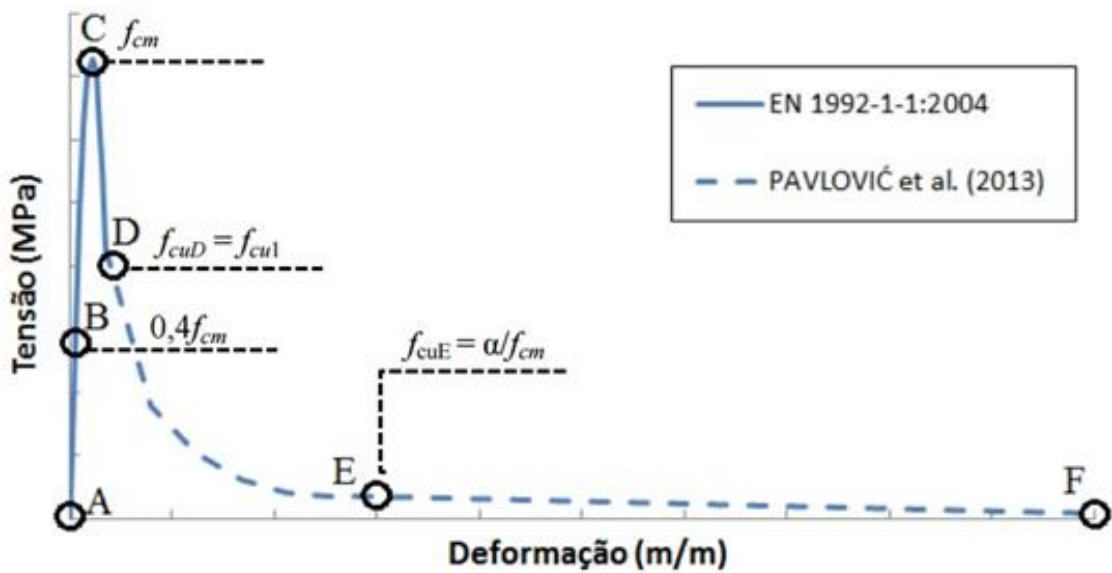


Figura 4.7: Diagrama tensão *versus* deformação do concreto comprimido segundo Pavlovic *et al.* (2013).

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cm} \left[\frac{1}{\beta} - \frac{\text{sen}\left(\frac{\mu\alpha_{tD}\alpha_{tE}\pi}{2}\right)}{\beta\text{sen}\left(\frac{\alpha_{tE}\pi}{2}\right)} + \frac{\mu}{\alpha} \right], \varepsilon_{cuD} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cuE} \\ \frac{f_{cuE}(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_c) + f_{cuF}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE})}{(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_{cuE})}, \varepsilon_c > \varepsilon_{cuE} \end{cases} \quad (4.7)$$

Sendo: $f_{cuD} = f_{cu1} = \sigma_c(\varepsilon_{cu1})$ e $f_{cuE} = \alpha/f_{cm}$ são, respectivamente, as tensões nos pontos D e E; $\varepsilon_{cuD} = \varepsilon_{cu1}$, $\varepsilon_{cuE} = 0,03$ e $\varepsilon_{cuF} = 0,1$ são as deformações nos pontos D, E e F, respectivamente; $\mu = (\varepsilon_c - \varepsilon_{cuD}) / (\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE})$ é a coordenada relativa entre os pontos D - E; $\alpha = 20$, $\alpha_{tD} = 0,5$, $\alpha_{tE} = 0,10$ e $\beta = f_{cm}/f_{cu1}$.

Van Gysel e Taerwe (1996) propuseram um prolongamento que se inicia no ponto C (correspondente ao valor de f_{cm} da curva proposta pela norma europeia, ou seja, no pós-pico) e segue até o ponto D, conforme indicado na Figura 4.8. Sendo η_2 um parâmetro de ajuste do concreto, a extensão da curva tensão *versus* deformação proposta pelos autores é definida pela Equação (4.8).

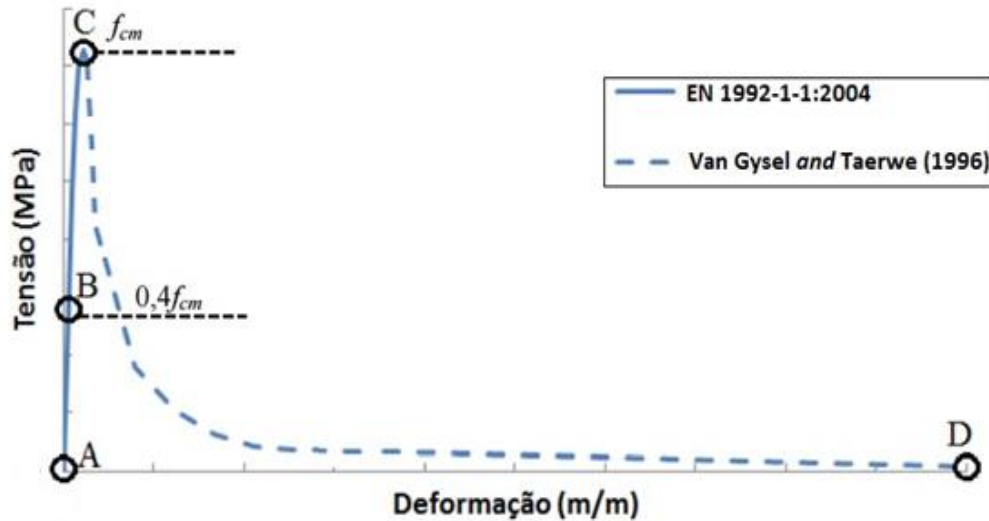


Figura 4.8: Diagrama tensão *versus* deformação do concreto comprimido segundo Van Gysel e Taerwe (1996).

$$\frac{\sigma}{\sigma_p} = \frac{1}{1 + \left\{ \left(\frac{\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} - 1 \right)}{n_2} - 1 \right)^2 \right\}}, \text{ para } \sigma \geq f_{cm} \quad (4.8)$$

Após várias tentativas, a curva que melhor se ajustou ao modelo experimental foi a de Van Gysel e Taerwe (1996), a qual pôde ser configurada com mais facilidade por meio da variação do parâmetro η_2 . A Figura 4.9 mostra a influência da variação do parâmetro η_2 durante a calibração do modelo “*push test*”.

O processo de calibração dos parâmetros de plasticidade do modelo CPD e das extensões da curva tensão *versus* deformação para considerar a degradação da rigidez do concreto fissurado foi realizado apenas para o modelo “*push test*”. Ao desenvolver o modelo para simular a viga mista, os parâmetros que melhor se adequaram ao comportamento do modelo “*push test*” foram mantidos de forma a preservar os resultados obtidos no estudo realizado anteriormente.

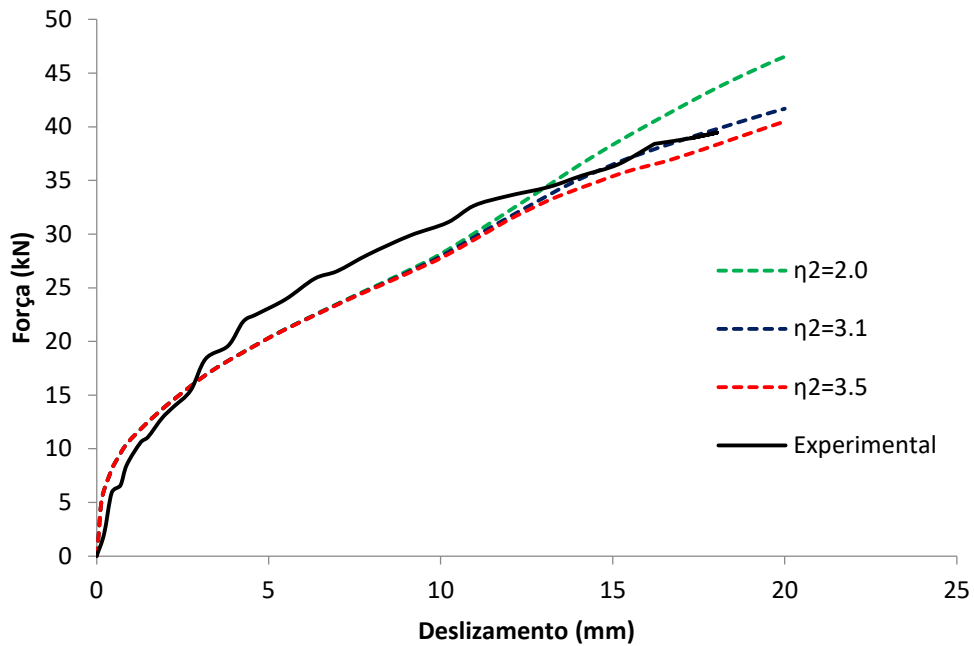


Figura 4.9: Estudo da influência do parâmetro η_2 no comportamento do concreto.

As Figuras 4.10 e 4.11 apresentam as curvas que definem a relação constitutiva do concreto comprimido em termos de tensões, deformações e evolução do modelo de dano à rigidez do concreto fissurado. As curvas do gráfico da Figura 4.10 já apresentam os resultados em termos das tensões e deformações verdadeiras e foram obtidas utilizando-se a curva do Eurocode 4, seguida pela extensão proposta por Van Gysel e Taerwe (1996).

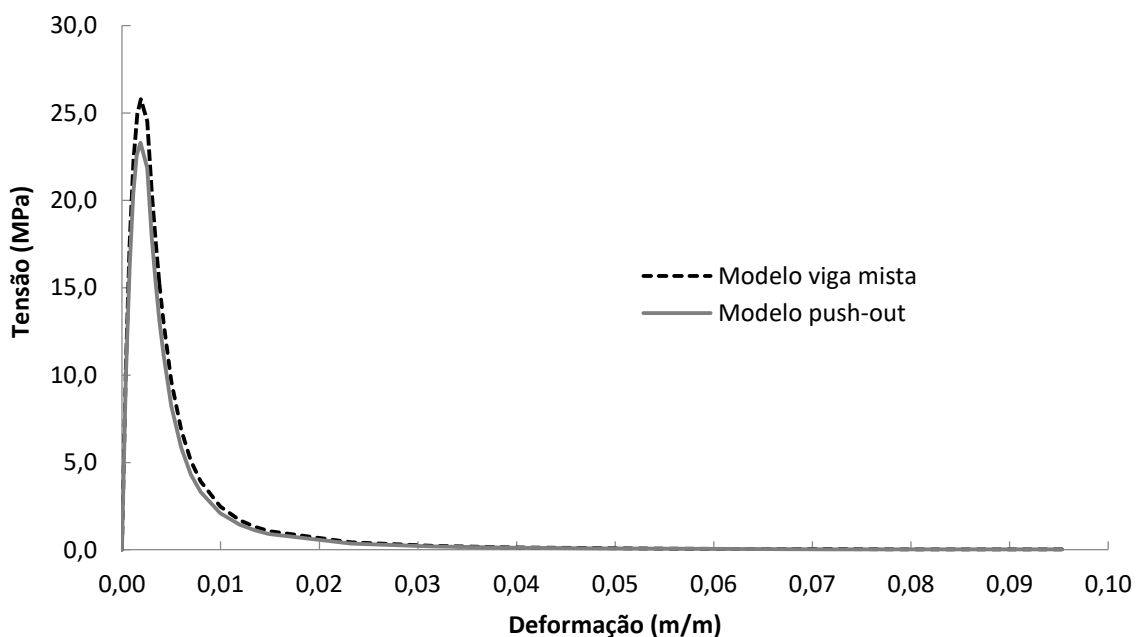


Figura 4.10: Curvas tensão *versus* deformação para os modelos constitutivos do concreto comprimido.

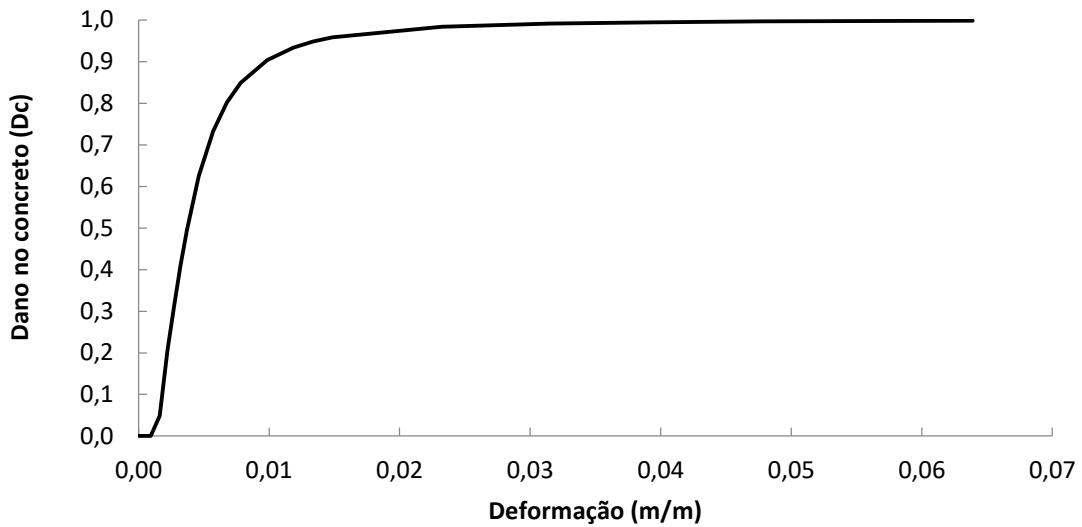


Figura 4.11: Evolução do modelo de dano do concreto comprimido.

4.4.2.2 Comportamento do concreto tracionado

O modelo de dano à plasticidade do concreto tracionado no *ABAQUS*[®] permite que a relação constitutiva do material seja definida por meio de uma curva tensão *versus* deformação ou por meio de uma curva tensão *versus* abertura de fissuras.

Kim e Nguyen (2010) realizaram um estudo avaliando várias curvas tensão *versus* abertura de fissuras na fase pós-pico, comparando os resultados numéricos com os resultados experimentais obtidos. Os autores concluíram que a curva que melhor correspondeu ao comportamento do concreto à tração foi a função cúbica de Bézier.

Conforme pode ser visto na Figura 4.5(a), o comportamento do concreto é elástico linear até que a resistência à tração (f_{ctm}) seja atingida. No pós-pico há uma queda acentuada da rigidez devido à formação de fissuras, e, neste trabalho, o comportamento não linear do concreto foi definido utilizando-se a função cúbica de Bézier expressa na Equação (4.9).

$$\left[\frac{w}{w_c}(t), \frac{\sigma_t}{f_{ctm}}(t) \right] = (1-t)^3 P_0 + 3(1-t)^2 t P_1 + 3(1-t) t^2 P_2 + t^3 P_3 \quad (4.9)$$

Sendo f_{ctm} o valor da resistência à tração do concreto, w_c o valor da abertura de fissura fictícia, w/w_c e σ_t/f_{ctm} são pares de coordenadas normalizados em função do tempo t , para $0 \leq t \leq 1$ e as variáveis P_0, P_1, P_2 e P_3 são parâmetros para o ajuste das coordenadas das curvas

Bézier. Kim e Nguyen (2010) recomendaram valores para as variáveis de ajuste, que foram adotadas neste trabalho conforme mostra a Figura 4.12.

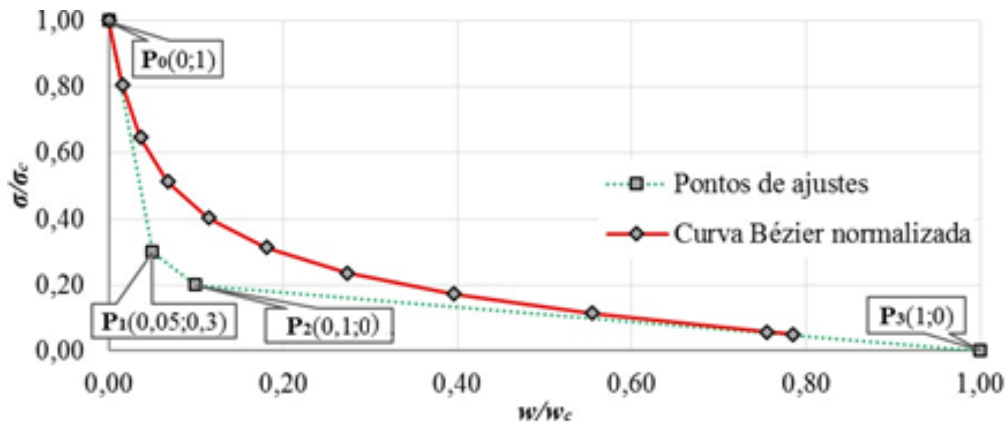


Figura 4.12: Parâmetros utilizados para os ajustes das coordenadas das curvas. (Kim e Nguyen, 2010).

Durante o processo de calibração do modelo do “*push test*”, foram avaliadas as dimensões fictícias para aberturas de fissuras (w_c) com valores de 1 mm, 3 mm e 6 mm. Os resultados numéricos gerados quando comparados à curva experimental força *versus* deslizamento dos conectores revelaram que o parâmetro w_c não influenciou o comportamento global. Assim, foi adotado o valor médio, $w_c=3$ mm.

As Figuras 4.13 e 4.14 apresentam as curvas que definem a relação constitutiva do concreto tracionado em termos de tensões, deformações e evolução do modelo de dano do concreto fissurado. As curvas do gráfico da Figura 4.13 já consideram os resultados em termos das tensões e deformações verdadeiras obtidas com a função cúbica de Bézier.

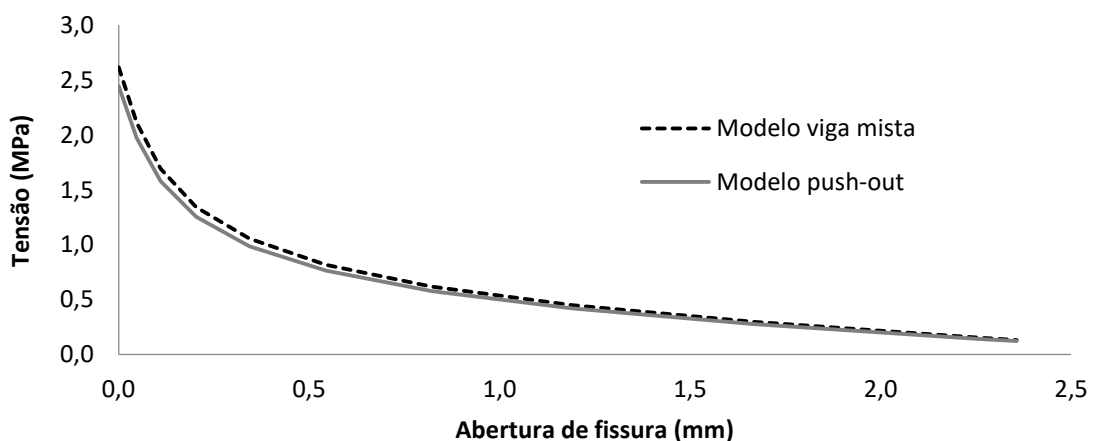


Figura 4.13: Curvas tensão *versus* deformação para os modelos constitutivos do concreto tracionado.

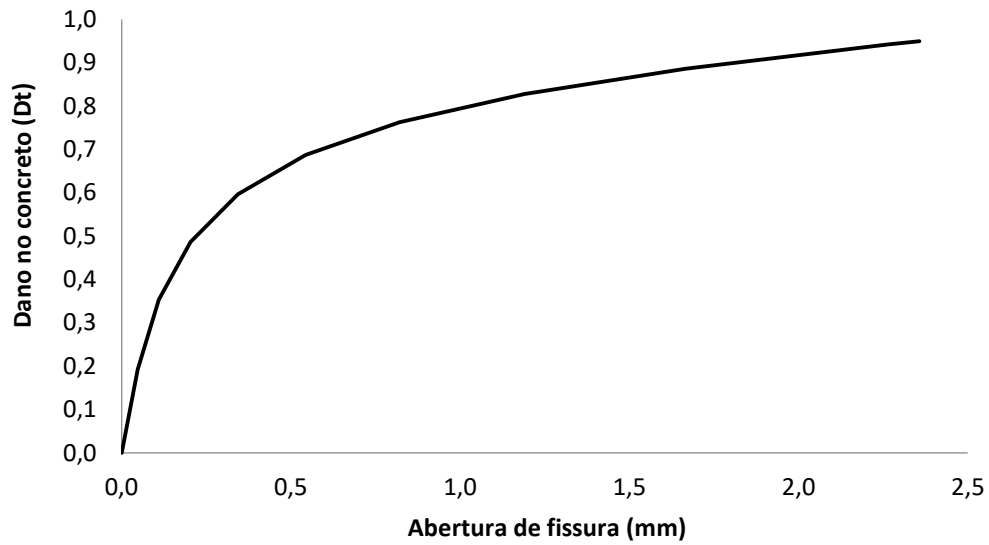


Figura 4.14: Evolução do modelo de dano do concreto tracionado.

4.5 Modelo constitutivo do aço

O comportamento dos aços do parafuso e do perfil foi definido com base nos trabalhos de Bremer (2007), Oliveira (2009) e Prates (2017), considerando o modelo elastoplástico com encruamento. Os diagramas tensão *versus* deformação exibem um trecho elástico linear, um patamar de escoamento e um pico de encruamento, como apresentam as Figuras 4.15 e 4.16, em valores nominais.

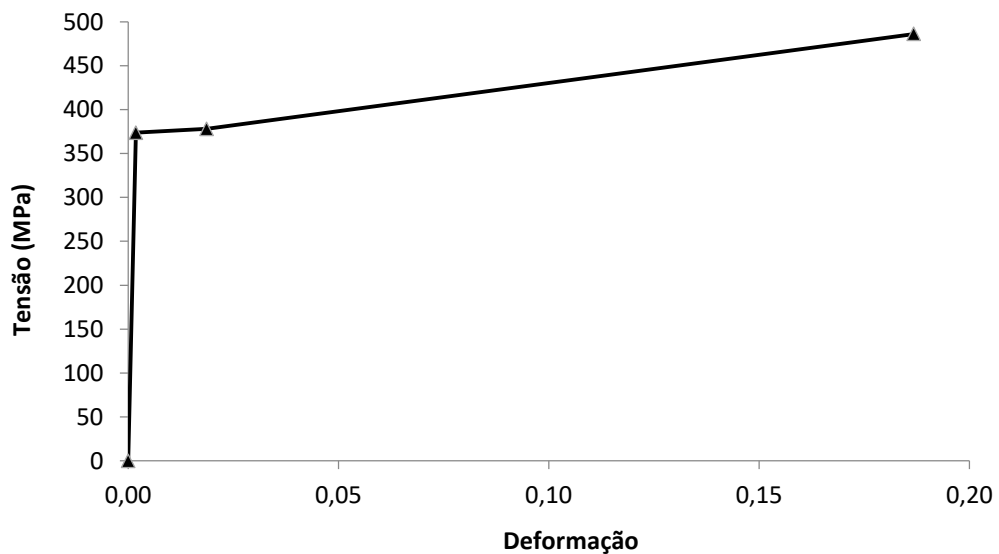


Figura 4.15: Diagrama tensão *versus* deformação do perfil de aço.

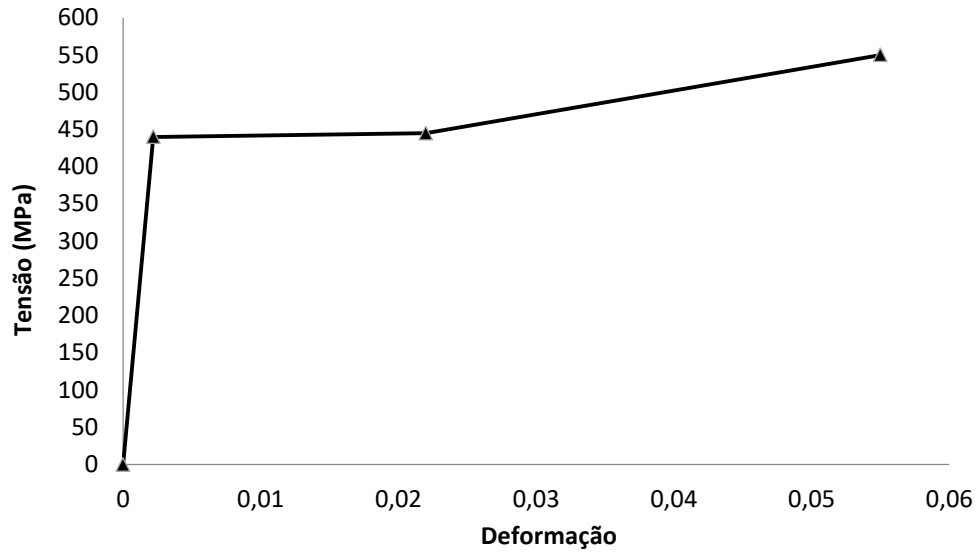


Figura 4.16: Diagrama tensão *versus* deformação do parafuso.

4.6 Malha de elementos finitos

O modelo em estudo foi desenvolvido usando elementos finitos tridimensionais. O processo de discretização da malha integrou um estudo de sensibilidade numérica realizado com o intuito de definir e ajustar o tamanho dos elementos finitos utilizados e as ferramentas de controle da malha adotadas.

Todos os componentes dos modelos numéricos desenvolvidos foram discretizados com elementos de malha do tipo C3D8R (linear, hexaédrico e sólido com integração reduzida). Este elemento possui oito nós e três graus de liberdade por nó: translações nas direções principais X, Y e Z, conforme a Figura 4.17.

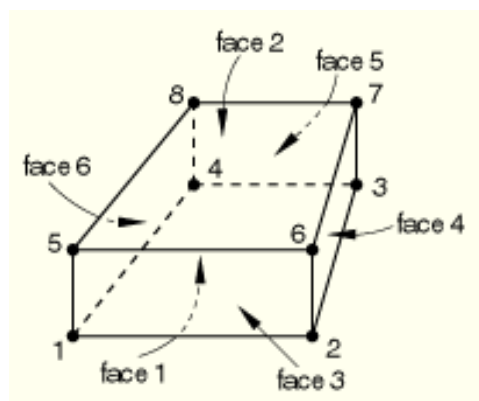


Figura 4.17: Elemento finito C3D8R (SIMULIA, 2014).

Em razão da complexidade geométrica do modelo numérico desenvolvido em algumas regiões específicas, foram utilizados elementos de malha do tipo C3D6 (prismático triangular e sólido). Este elemento possui seis nós e três graus de liberdade por nó: translações nas direções principais X, Y e Z, conforme a Figura 4.18.

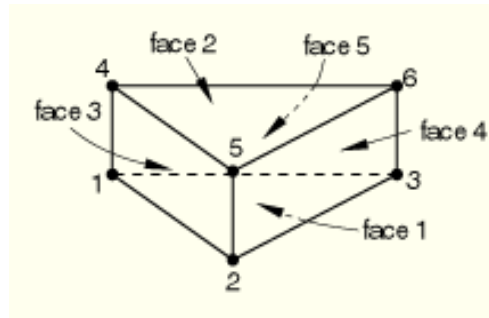


Figura 4.18: Elemento finito C3D6 (SIMULIA, 2014).

O *ABAQUS*[®] possui algoritmos responsáveis pela geração automática da malha de elementos finitos, baseados no tipo de elemento e na geometria das regiões a serem discretizadas. Nos modelos desenvolvidos, tornou-se necessária a utilização de algoritmos específicos para a geração de malha estruturada e de algoritmos para a geração de malha livre.

A fim de aprimorar a malha de elementos finitos gerada foi necessário particionar a geometria dos componentes dos modelos numéricos. As partições tem por objetivo a geração de uma malha com elementos menos distorcidos e mais uniformes o que acarreta na redução dos problemas de convergência e melhora a qualidade dos resultados numéricos obtidos. As Figuras 4.19 e 4.20 apresentam as partições adotadas no processo de geração de malha para o modelo “*push test*” e para o modelo da viga mista completa, respectivamente.

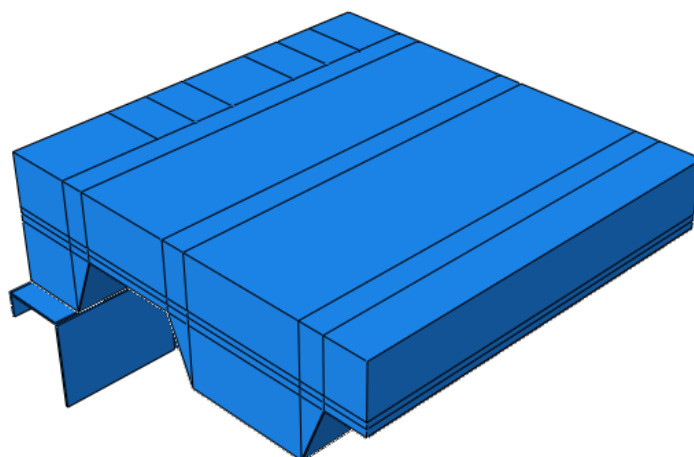


Figura 4.19: Partições geométricas no modelo do ensaio “*push test*”.

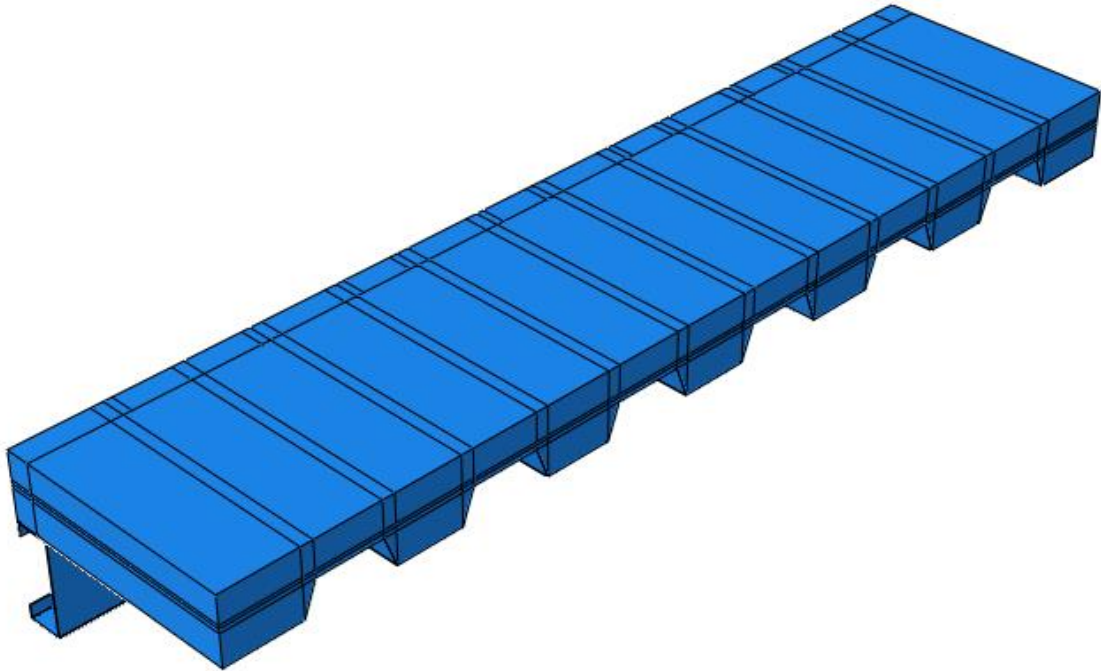


Figura 4.20: Partições geométricas no modelo da viga mista.

Optou-se pela utilização do algoritmo de geração da malha denominado “*Medial Axis*” (mais apropriado para superfícies circulares) no parafuso e nas regiões próximas ao mesmo com o objetivo de reduzir as distorções encontradas nessa região e suavizar a transição da malha entre os componentes do modelo numérico, conforme Figura 4.21.

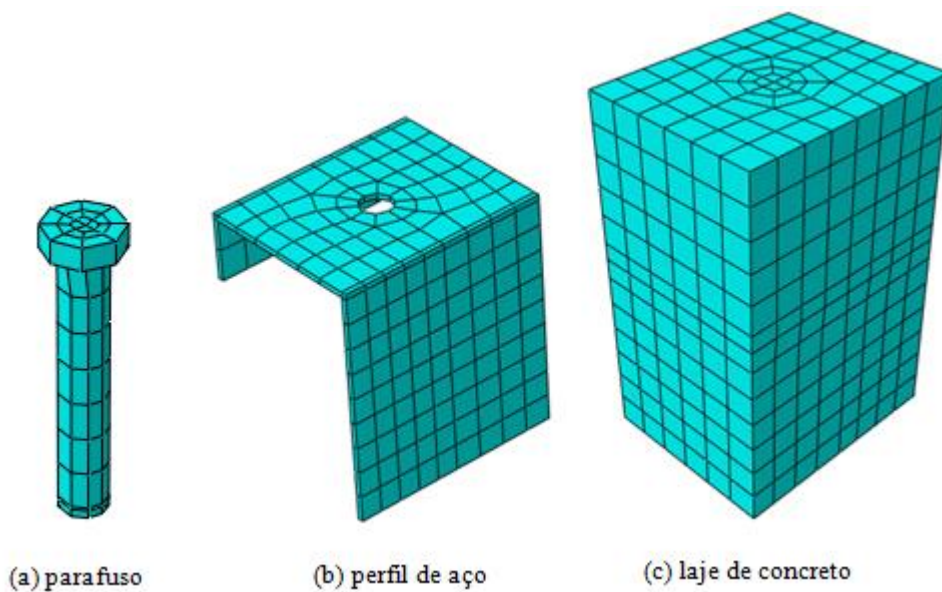


Figura 4.21: Definições de malha considerando o algoritmo *Medial Axis*.

Para assegurar resultados mais precisos, foram realizados estudos de sensibilidade de malha garantindo que o tamanho dos elementos fosse razoável em termos de convergência e gasto de

recursos computacionais. Após diversas tentativas, concluiu-se que para o modelo “*push test*” o tamanho ideal para os elementos de malha seria no máximo de 15mm, ao passo que, para o modelo da viga mista esse tamanho não poderia ultrapassar 10mm. As Figuras 4.22 e 4.23 mostram as configurações finais de malha para ambos os modelos desenvolvidos.

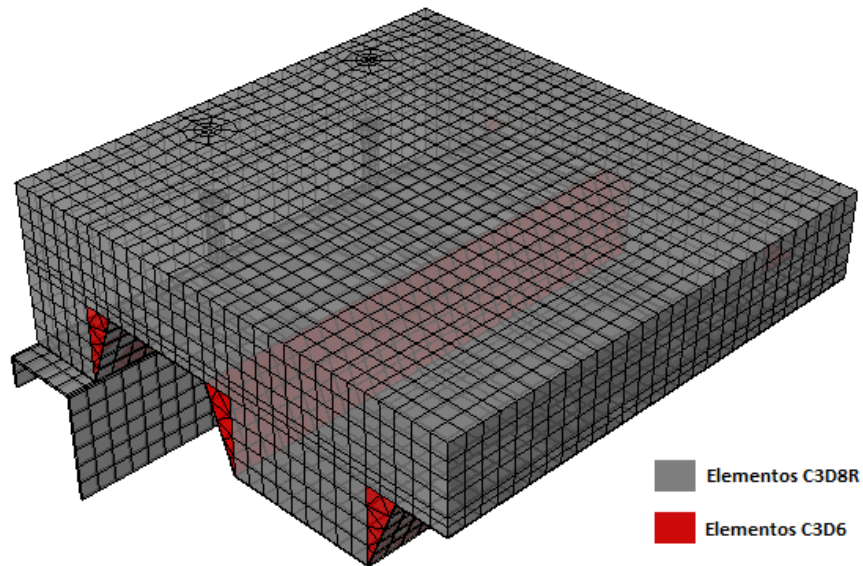


Figura 4.22: Configuração final da malha para o modelo do “*push test*”.

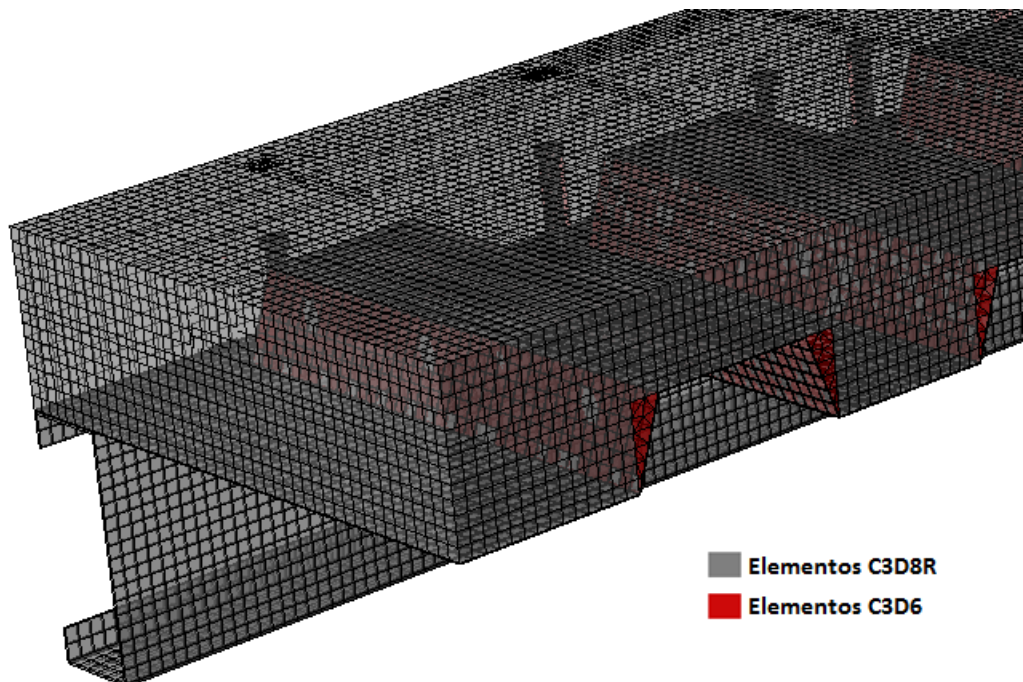


Figura 4.23: Configuração final da malha para o modelo da viga mista.

4.7 Contato

A interação entre os componentes de um modelo numérico pode ser estabelecida por meio de definições de contato, compatibilização de deslocamentos entre as diferentes partes ou pelo uso de elementos específicos de conexão. Aliadas às definições dos modelos constitutivos adotados para o concreto, a definição e a resolução de problemas de contato foram os itens que demandaram mais esforços e pesquisas durante o desenvolvimento do modelo numérico.

Para a busca automática das superfícies de contato existentes no modelo foi utilizado o algoritmo fornecido pela ferramenta “*Find Contact Pairs*”. As interações entre as superfícies encontradas foram definidas por meio do método de discretização de contato entre superfícies (“*surface-to-surface contact*”).

As superfícies que determinam o comportamento da interação (“*master surface*”) e das superfícies que a ela são submissas (“*slave surface*”) foram definidas de forma a considerar o componente mais rígido como “*master*” e o menos rígido como “*slave*”.

Para as conexões foi definido o contato rígido (“*hard contact*”), contato esse que impede a interpenetração entre os dois corpos e permite a separação entre eles após o contato. O comportamento tangencial foi definido por meio da consideração de coeficientes de atrito (μ), de acordo com as superfícies de cada um dos modelos considerados.

Na interface entre o corpo do parafuso e o perfil de aço foi imposta uma condição adicional de ajuste dos nós de forma a representar a rigidez adicional acarretada pela rebitagem e rosqueamento do conector. O mesmo foi considerado para a interface entre a fôrma de aço e a laje de concreto, uma vez que as saliências e mossas não foram consideradas no modelo numérico. Em ambos os casos ativou-se a opção “*tied adjusted surfaces*” que impõe rigidez adicional ao par de contato.

Nos pares de contato em que se utilizou a opção “*tied adjusted surfaces*” não é preciso atribuir um valor de coeficiente de atrito, portanto, a definição desse foi necessária somente na interface entre o concreto da laje e o perfil de aço que assumiu o valor de 0 no caso da viga mista sem atrito e variou de 0,5 a 1 para a viga mista com atrito.

4.8 Condições de carregamento e método de solução

No modelo “*push test*” foram aplicados deslocamentos no sentido longitudinal no perfil de aço e acompanharam-se as reações desenvolvidas ao longo do tempo em virtude dos deslocamentos impostos. No modelo da viga mista, foram aplicadas pressões nas áreas de aplicação das forças e acompanharam-se os deslocamentos desenvolvidos ao longo da evolução do carregamento.

O método “*Dynamic, Implicit*” foi utilizado na solução não linear do problema com a opção de aplicação dos incrementos de força ou deslocamentos “*Quasi-static*”. De acordo com SIMULIA (2014), esse método origina respostas quase estáticas em que a dissipação de energia fornece estabilidade e melhor comportamento de convergência para determinar uma solução essencialmente estática. Outros métodos de análise foram testados, mas o “*Dynamic, Implicit*” proporcionou uma convergência mais fácil aliada a uma redução no tempo de processamento.

4.8.1 Modelo do ensaio “*push test*”

No modelo “*push test*” foram impostos incrementos de deslocamento em um ponto de referência ao qual foram ligados todos os nós da superfície do topo do perfil de aço por meio de um “*Constraint*”, denominado “*Coupling*” (Figura 4.24). Esse acoplamento compatibiliza o deslocamento dos nós envolvidos.

O deslocamento máximo prescrito foi de 20 mm, uma vez que esse valor se aproxima do deslizamento alcançado nos ensaios realizados por Bremer (2007) para os modelos com parafusos M12. A curva força *versus* deslizamento relativo é obtida por meio da extração da força de reação correspondente a cada incremento de deslocamento medida no ponto de referência.

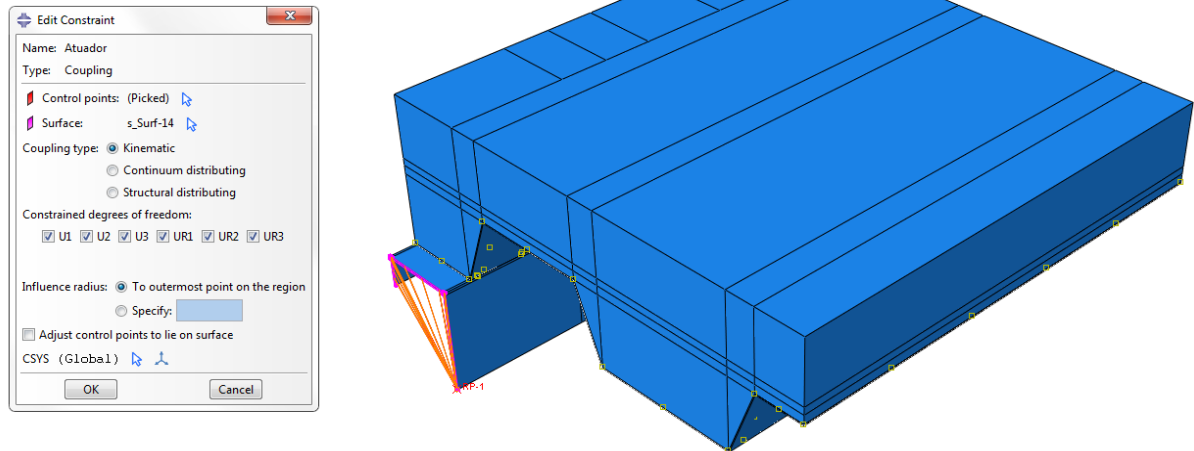


Figura 4.24: Ponto de referência ao qual se aplicou uma limitação de deslocamento do tipo *Coupling* e onde foram aplicados os incrementos de deslocamento.

4.8.2 Modelo da viga mista

No modelo da viga mista completa foram impostos incrementos de força do tipo pressão na laje em faixas de 26 centímetros de largura, simulando a condição imposta pelo atuador hidráulico e evitando a ocorrência de efeitos localizados na região de aplicação do carregamento, conforme apresentado na Figura 4.25.

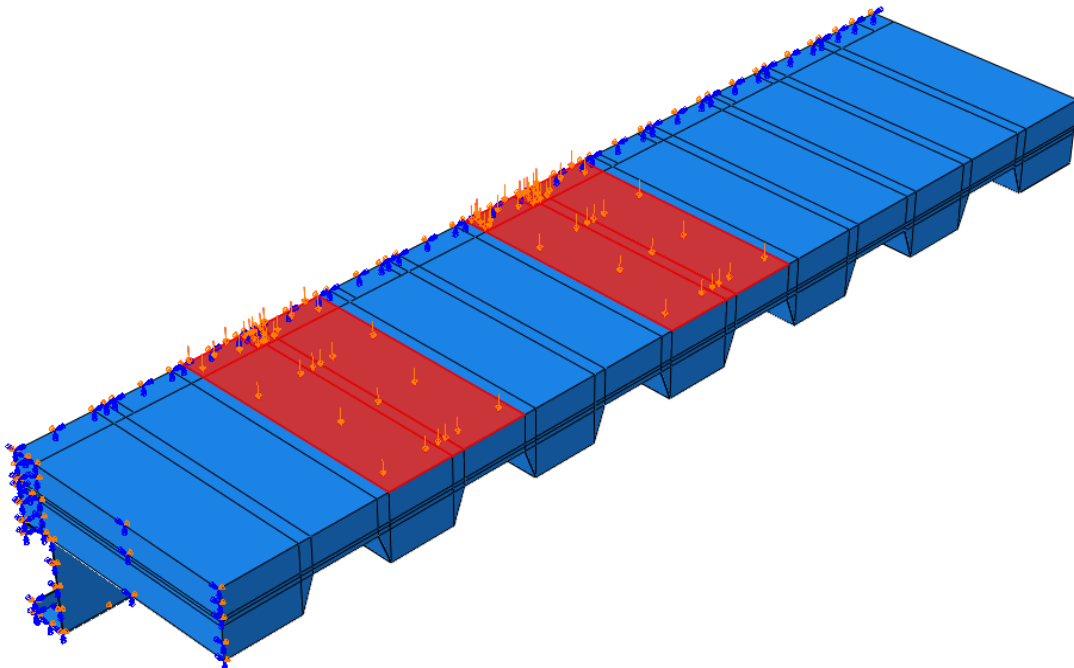


Figura 4.25: Áreas selecionadas para a imposição de carregamento.

A pressão prescrita foi aplicada utilizando o valor total da força a ser aplicada em um quarto da seção transversal, sendo 40 kN para o modelo em que não se considerou a influência do atrito e de 45 kN para o modelo em que o atrito foi considerado na interface entre o aço e o concreto. Estes valores foram baseados nas solicitações de ruptura observadas nos ensaios realizados por Oliveira (2009). A curva força *versus* flecha é obtida por meio da extração dos valores da pressão e do deslocamento a cada incremento de carregamento.

4.9 Condições de contorno

4.9.1 Modelo do ensaio “push test”

As condições de contorno adotadas para compatibilizar o modelo numérico ao modelo experimental de Bremer (2007) encontram-se descritas na sequência. Para reduzir o tempo computacional, foi modelado somente um quarto da seção, aproveitando da dupla simetria do modelo.

A base de concreto foi engastada e todos os seus deslocamentos e rotações foram impedidos, conforme mostra a Figura 4.26.

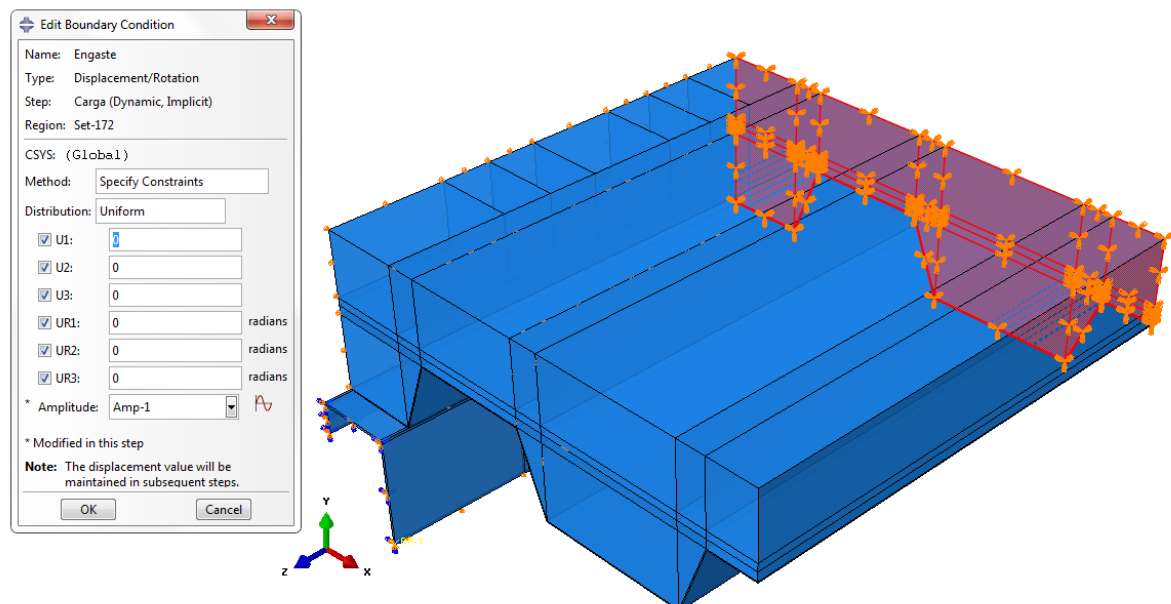


Figura 4.26: Condições de contorno na base do concreto – modelo do “push test”.

No topo do perfil caixa foram restritos os deslocamentos transversais e as rotações a fim de reproduzir as restrições impostas pelo atuador hidráulico, como revela Figura 4.27.

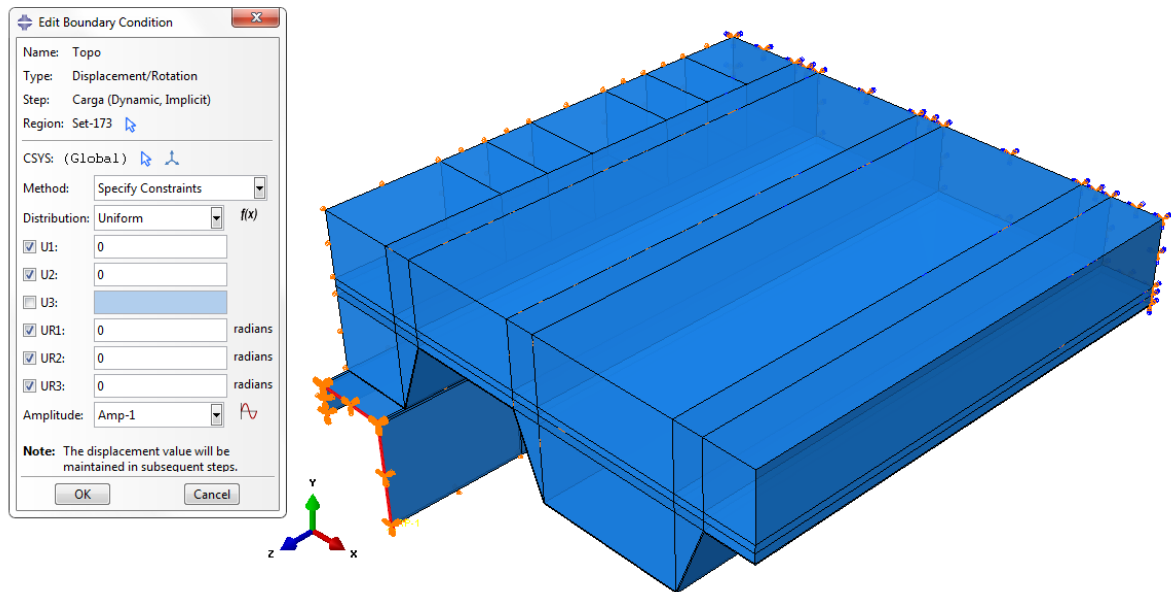


Figura 4.27: Condições de contorno no topo do perfil de aço – modelo “push test”.

Estabeleceram-se os planos de simetria XZ (Figura 4.28) e YZ (Figura 4.29). As condições de simetria ocorrem com a restrição do deslocamento perpendicular ao plano de simetria e as rotações em relação aos eixos contidos no plano de simetria.

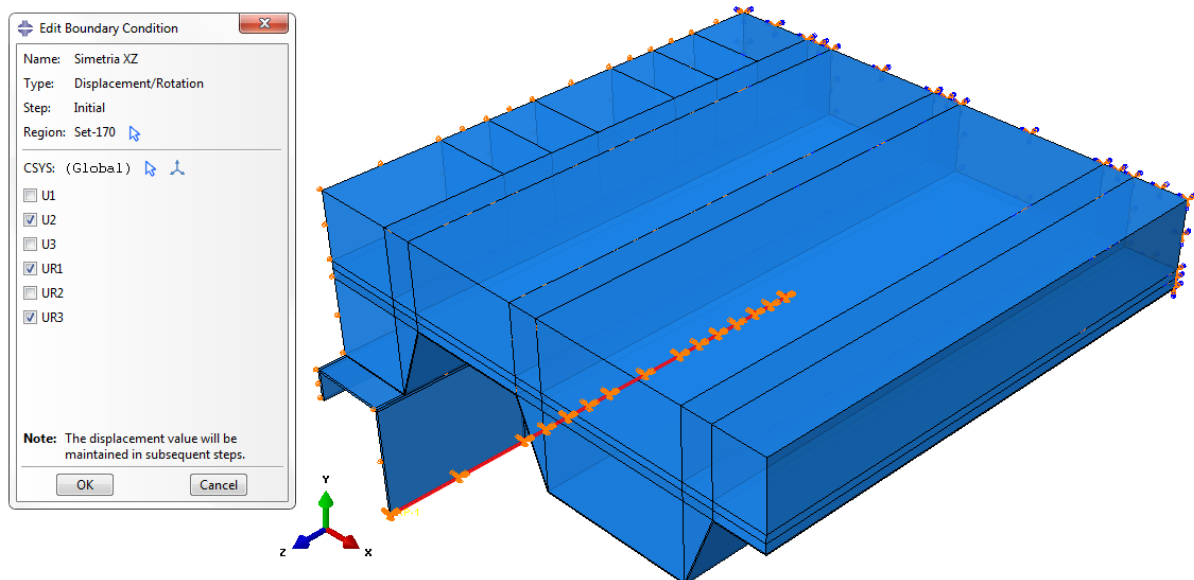


Figura 4.28: Condições de contorno de simetria em relação ao plano XZ – modelo “push test”.

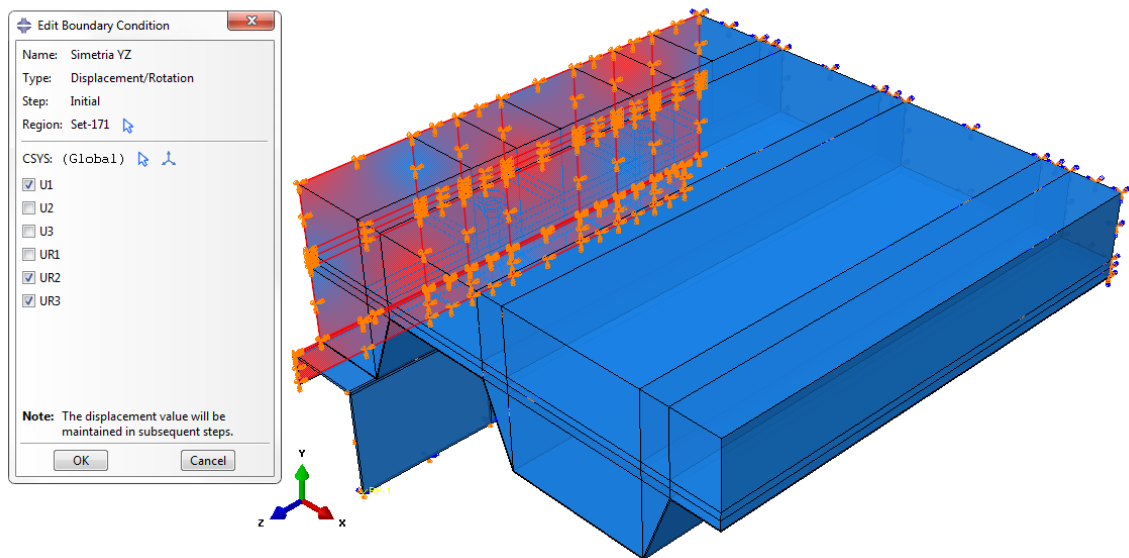


Figura 4.29: Condições de contorno de simetria em relação ao plano YZ – modelo “push test”.

Uma vez que os enrijecedores não foram modelados, os deslocamentos transversais da alma do perfil foram restritos no intuito de impedir a ocorrência de flambagem e efeitos localizados no perfil de aço, conforme indicado na Figura 4.30.

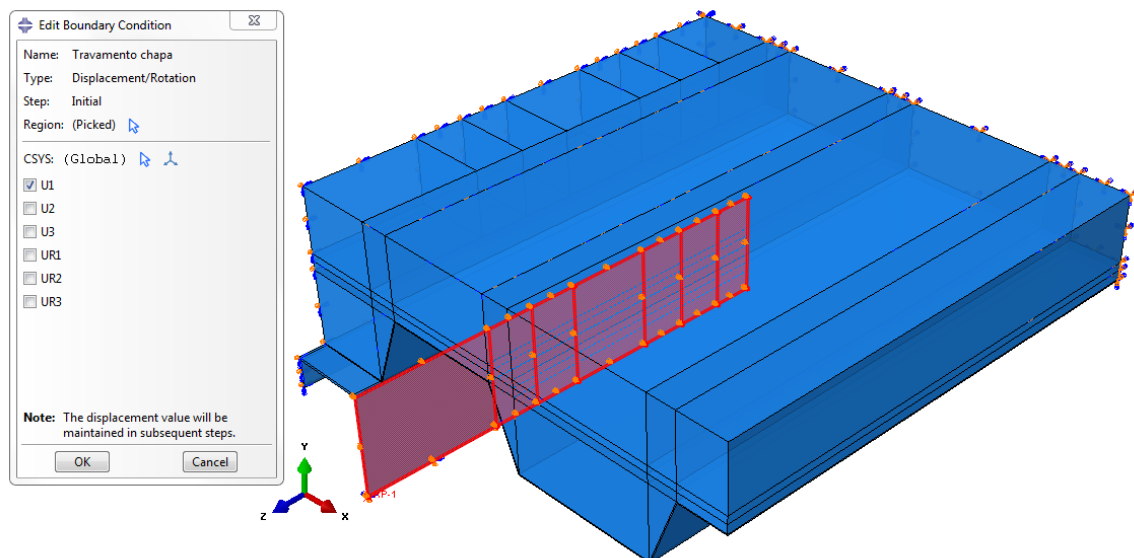


Figura 4.30: Restrição dos deslocamentos da alma do perfil de aço – modelo “push test”.

4.9.2 Modelo da viga mista

As condições de contorno adotadas para compatibilizar o modelo numérico ao modelo experimental de Oliveira (2009) encontram-se descritas na sequência. Novamente, no intuito

de reduzir o tempo computacional, foi modelado somente um quarto da seção, aproveitando da dupla simetria do modelo.

As extremidades do perfil metálico tiveram os deslocamentos verticais da seção transversal impedidos, conforme mostra a Figura 4.31.

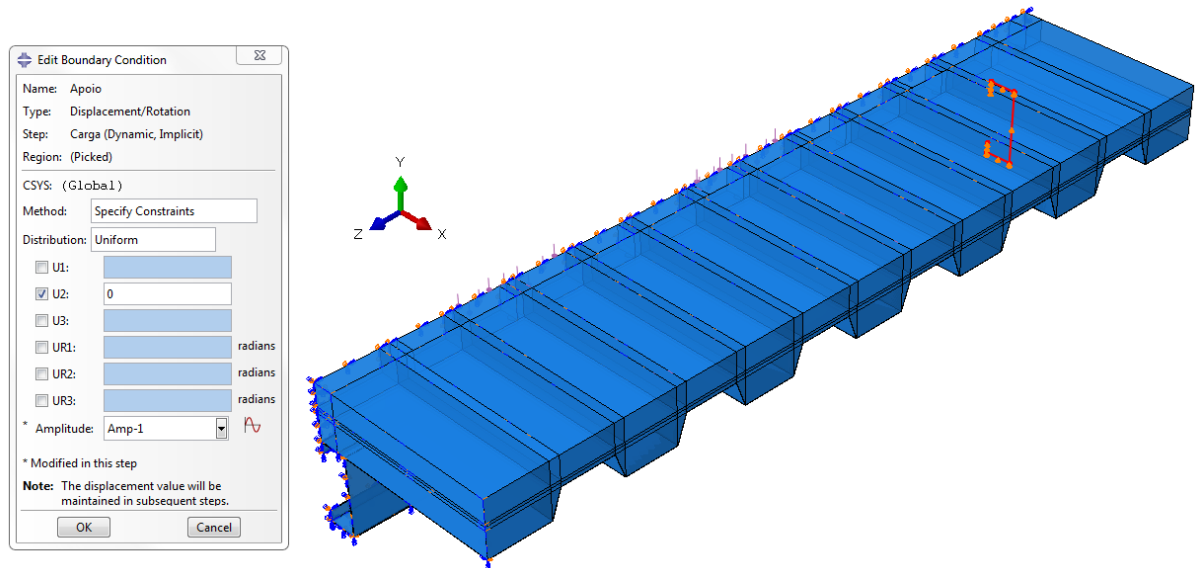


Figura 4.31: Condições de contorno no apoio – modelo da viga mista.

As condições de contorno de simetria em relação aos planos XY (Figura 4.32) e YZ (Figura 4.33) foram aplicadas ao modelo, de maneira análoga à anterior.

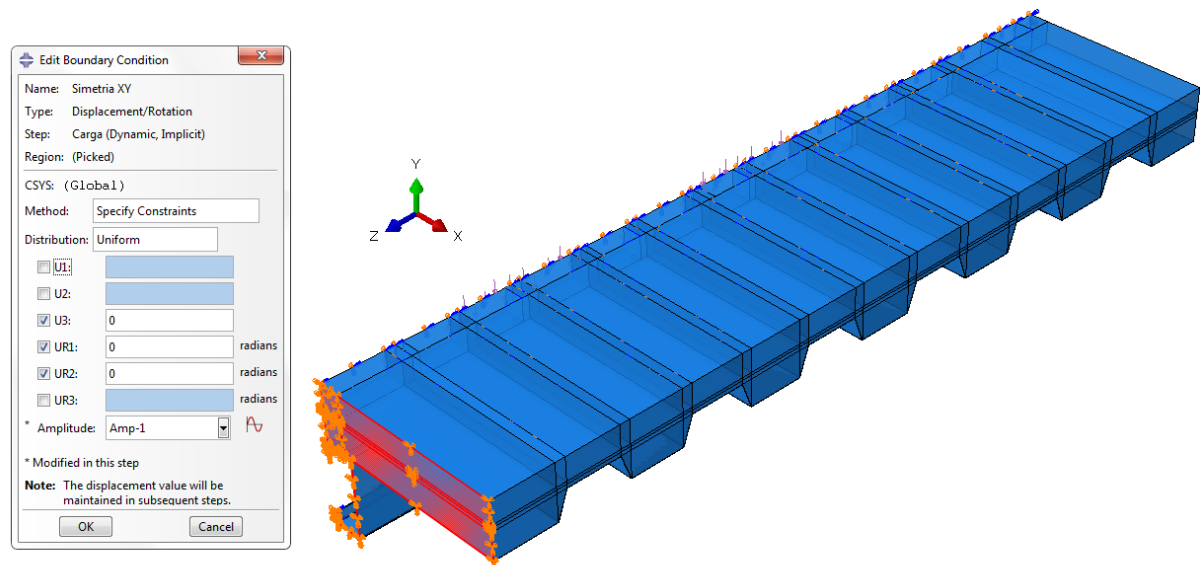


Figura 4.32: Condições de contorno de simetria em relação ao plano XY – modelo da viga mista

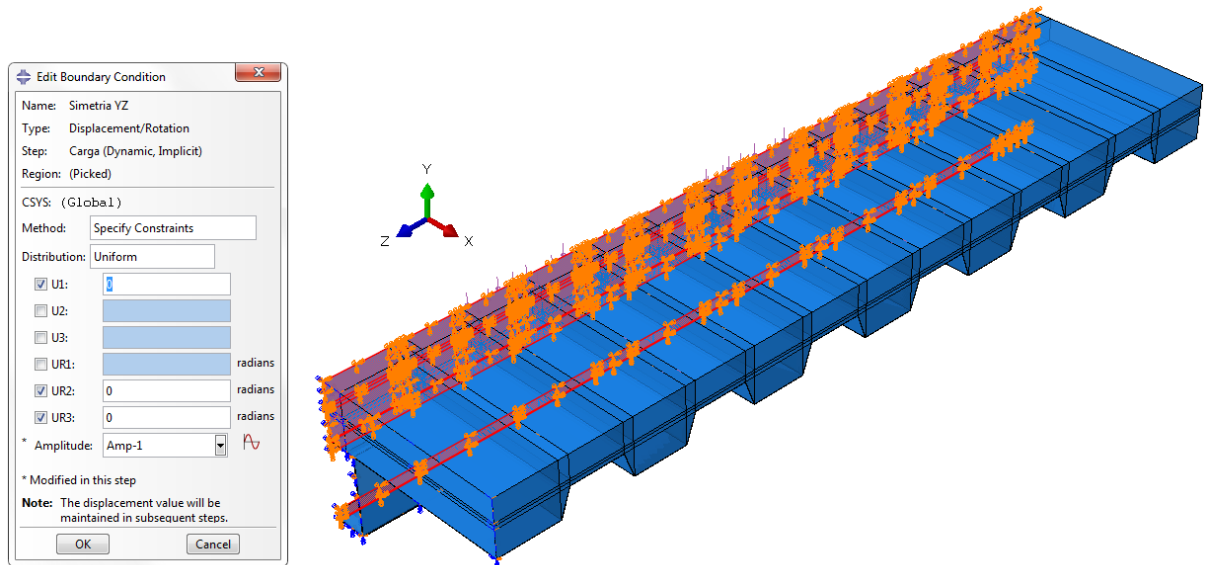


Figura 4.33: Condições de contorno de simetria em relação ao plano YZ – modelo da viga mista.

Semelhantemente ao exposto para o modelo do ensaio “*push test*”, os deslocamentos transversais da alma do perfil metálico foram restritos, conforme indicado na Figura 4.34.

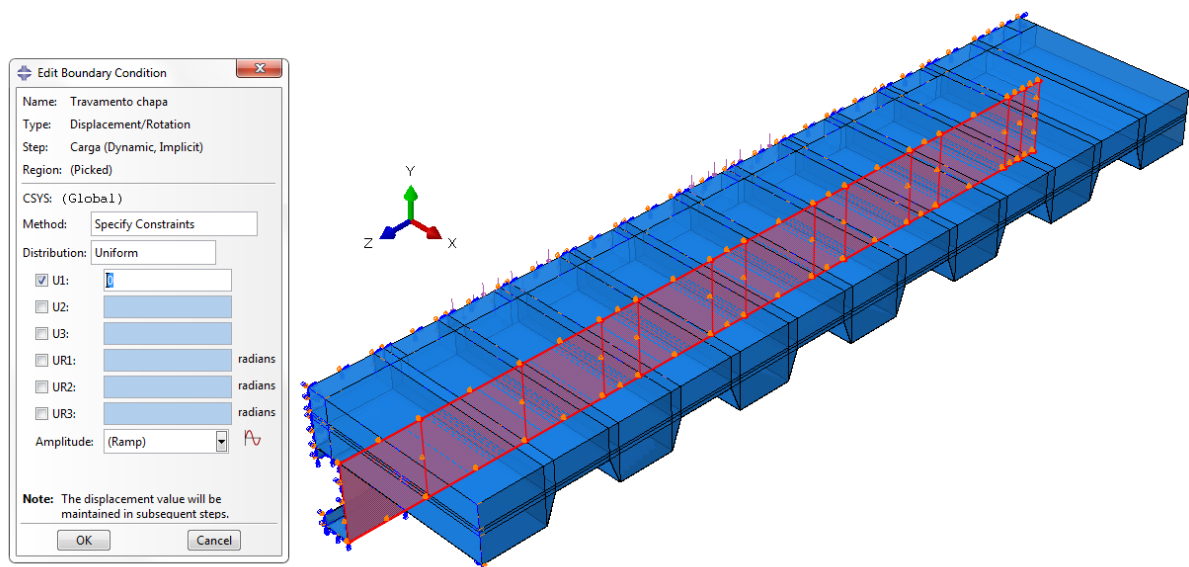


Figura 4.34: Restrição dos deslocamentos da alma do perfil de aço – modelo viga mista.

5

RESULTADOS

5.1 Considerações Iniciais

Nesta seção os modelos numéricos desenvolvidos são discutidos e tem seus resultados analisados e comparados com os respectivos resultados experimentais.

5.2 Avaliação do comportamento do conector – ensaio “push test”

A curva força *versus* deslizamento foi obtida por meio da força de reação obtida no ponto de referência RP-1 e o deslocamento relativo na direção longitudinal, definido como a diferença entre os deslocamentos do perfil de aço e da laje de concreto. A posição dos nós em que esses valores foram extraídos encontra-se na Figura 5.1.

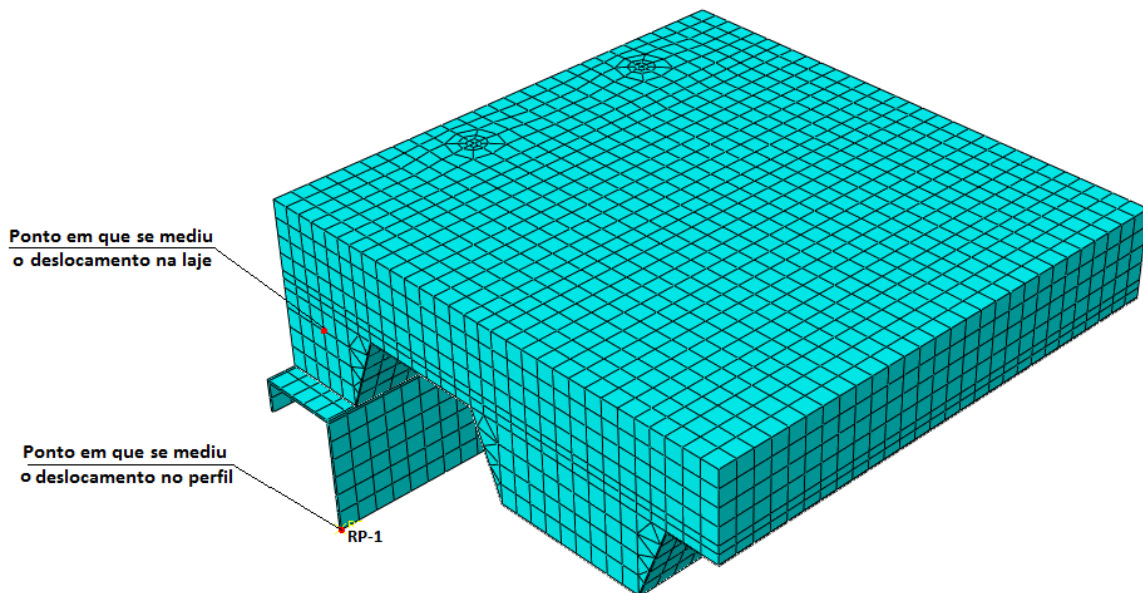


Figura 5.1: Localização dos nós em que foram medidos os deslocamentos e as forças aplicadas.

A Figura 5.2 apresenta a curva força *versus* deslizamento do modelo numérico e da média entre os valores obtidos nos ensaios “M12-1”, “M12-2”, “M12-3” e “M12-4”, realizados por Bremer (2007).

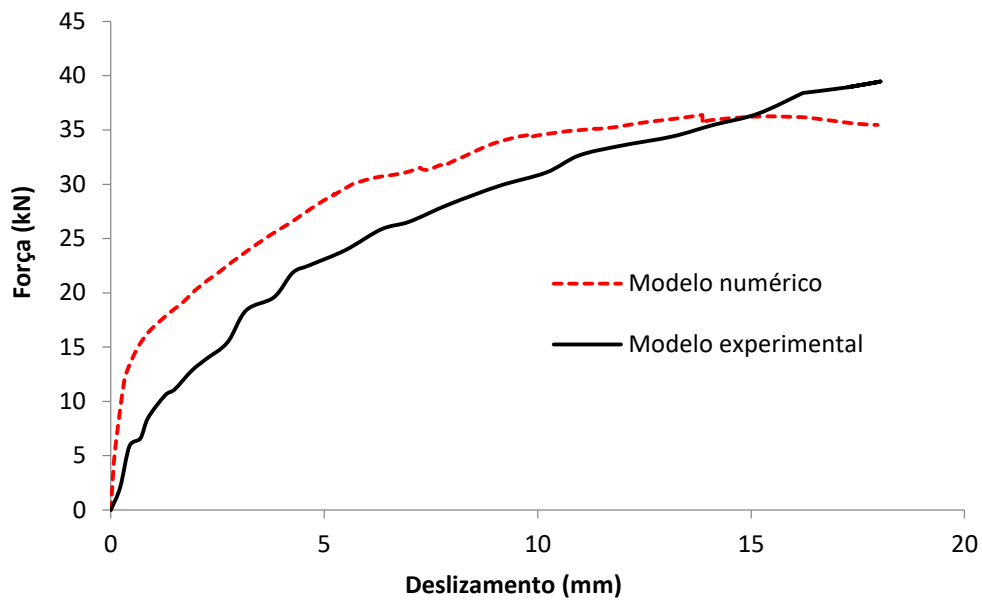


Figura 5.2: Curvas finais força versus deslocamento – modelo “push test”.

A curva numérica apresentou rigidez inicial mais elevada em relação à curva experimental. Entretanto, para deslocamentos superiores a 6 milímetros, observa-se maior flexibilidade no comportamento do modelo numérico. Para a força última, percebe-se uma diferença da ordem de 10%, valor esse que foi considerado aceitável diante das incertezas envolvidas nos ensaios.

As Figuras 5.3 e 5.4 apresentam, respectivamente, o dano na laje de concreto submetido à compressão e à tração no instante da força última. Observa-se uma presença generalizada de dano nas regiões próximas ao conector, com decorrente perda de rigidez do concreto devido ao esmagamento (para o concreto comprimido) e ao surgimento de fissuras (para o concreto tracionado).

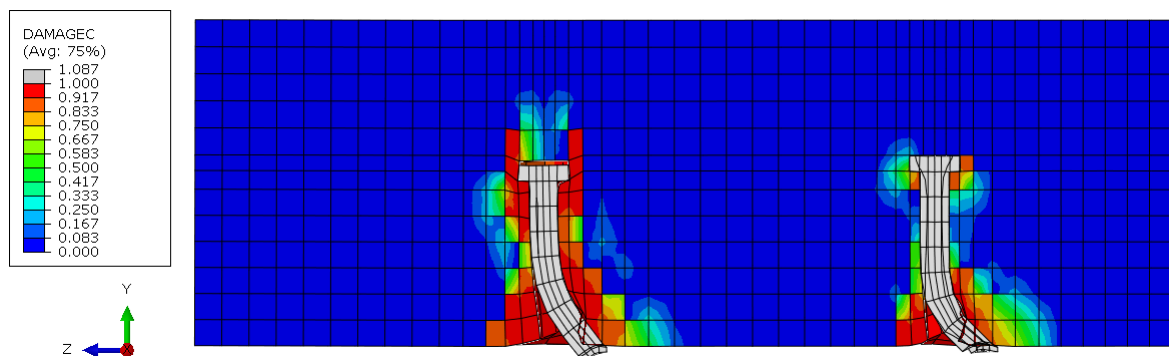


Figura 5.3: Dano do concreto submetido à compressão.

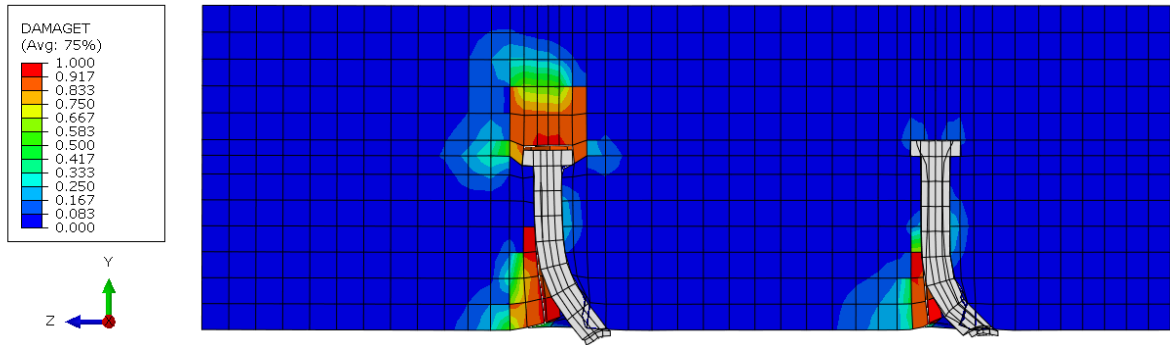


Figura 5.4: Dano do concreto submetido à tração.

A distribuição de tensões normais na direção do eixo Z para a laje de concreto encontram-se na Figura 5.5. As regiões na cor cinza indicam que o concreto apresentou tensões superiores ao valor da resistência média à compressão (f_{cm}), evidenciando o esmagamento nessa região. Observa-se que esses níveis de tensão foram predominantes na região próxima aos conectores.

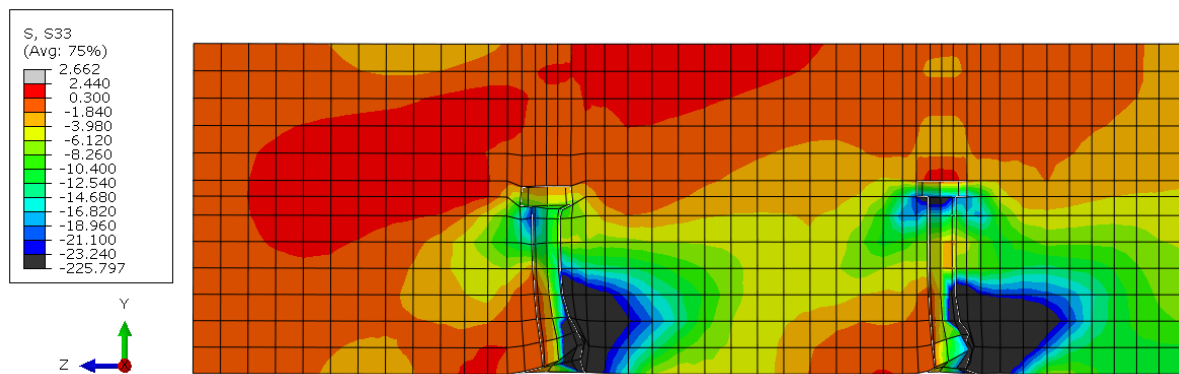


Figura 5.5: Tensões normais no concreto na direção do eixo Z (em MPa).

Os deslocamentos do perfil de aço e dos conectores de cisalhamento na direção do eixo Z, obtidos para a força última, podem ser vistos na Figura 5.6. Pode-se observar que, apesar de pequenas diferenças nos deslocamentos ao longo do corpo do conector, os valores de deslocamento encontrados nas extremidades foram muito próximos.

A Figura 5.7 apresenta a distribuição das tensões de *von Mises* desenvolvidas no perfil de aço para a força última, sendo a representação das tensões limitadas ao valor da resistência ao escoamento do aço (f_y). Observa-se plastificação nas regiões próximas aos parafusos devido à introdução de cargas.

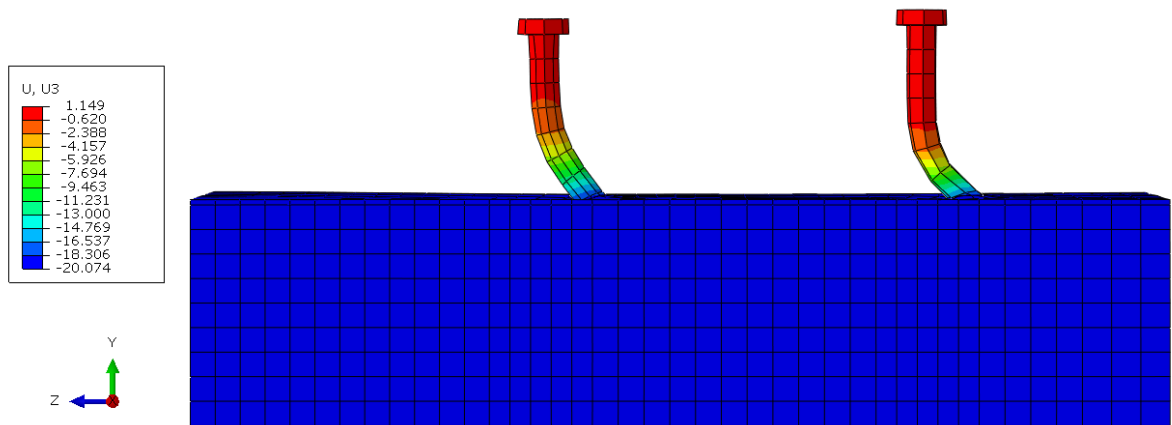


Figura 5.6: Deslocamentos no perfil de aço e nos conectores de cisalhamento na direção do eixo Z (em mm).

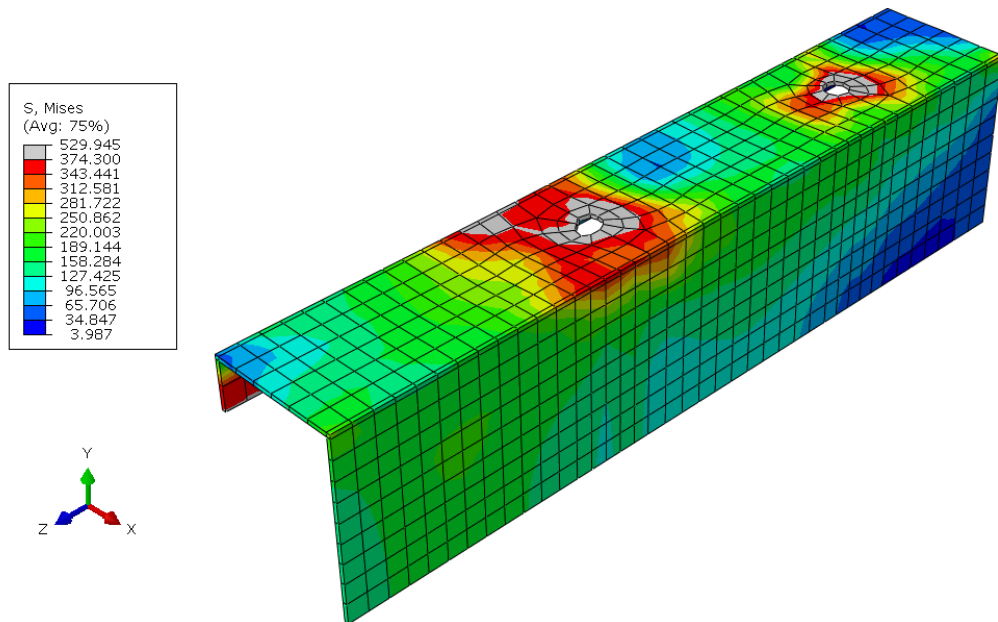


Figura 5.7: Distribuição das tensões de *von Mises* no perfil de aço (em MPa).

A Figura 5.8 mostra as tensões de *von Mises* desenvolvidas nos conectores de cisalhamento, sendo os valores limitados à resistência ao escoamento do aço do parafuso (f_y). Observa-se que o escoamento dos parafusos ocorre inicialmente próximo à base dos mesmos, decorrente das tensões normais oriundas do esforço axial e de flexão, máximos nesses pontos.

Foi observada a similaridade entre o modo de colapso do modelo numérico e do modelo experimental, caracterizado pela formação de uma superfície de falha com origem no vértice da fôrma metálica, observada nas Figuras 5.9 e 5.10.

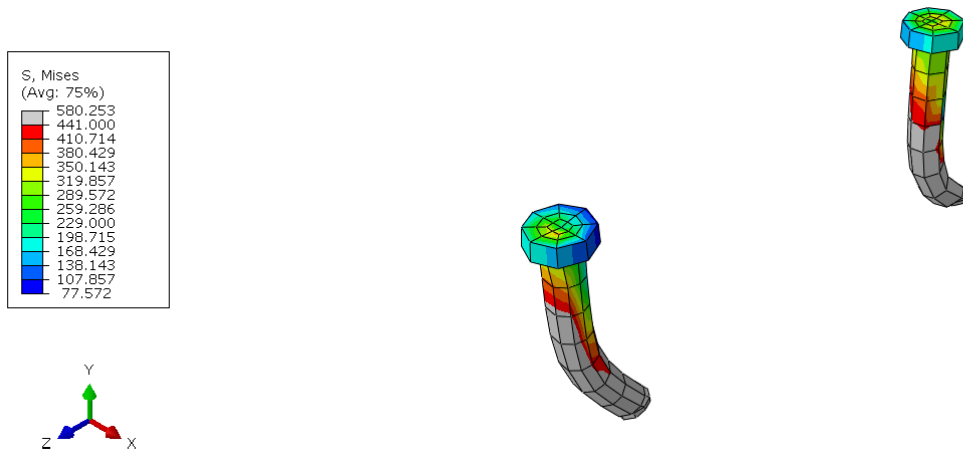


Figura 5.8: Tensões de *von Mises* nos conectores de cisalhamento (em MPa).

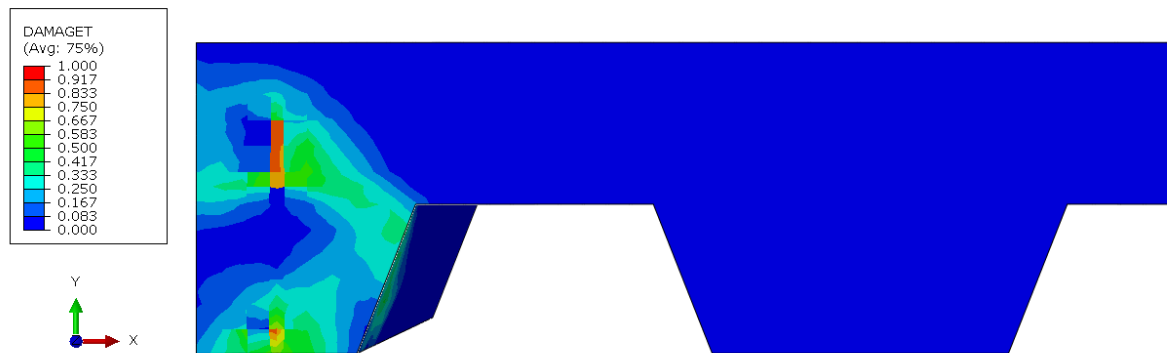


Figura 5.9: Superfície de falha averiguada no modelo numérico.



Figura 5.10: Superfície de falha averiguada no modelo experimental.

5.3 Avaliação do comportamento da viga mista

A curva momento *versus* flecha foi obtida por meio da extração dos dados da força aplicada na laje e do deslocamento vertical da viga mista ao centro do vão, para cada incremento de carregamento.

5.3.1 Avaliação do comportamento da viga mista sem atrito

A Figura 5.11 apresenta as curvas momento *versus* flecha obtidas para o modelo numérico calibrado, para os modelos numéricos “Laje em casca” e “Laje em sólidos” desenvolvidos por Queiroz et al. (2014) e para ensaios “VM-SA-1” e “VM-SA-2”, realizados por Oliveira (2009), sem a influência do atrito.

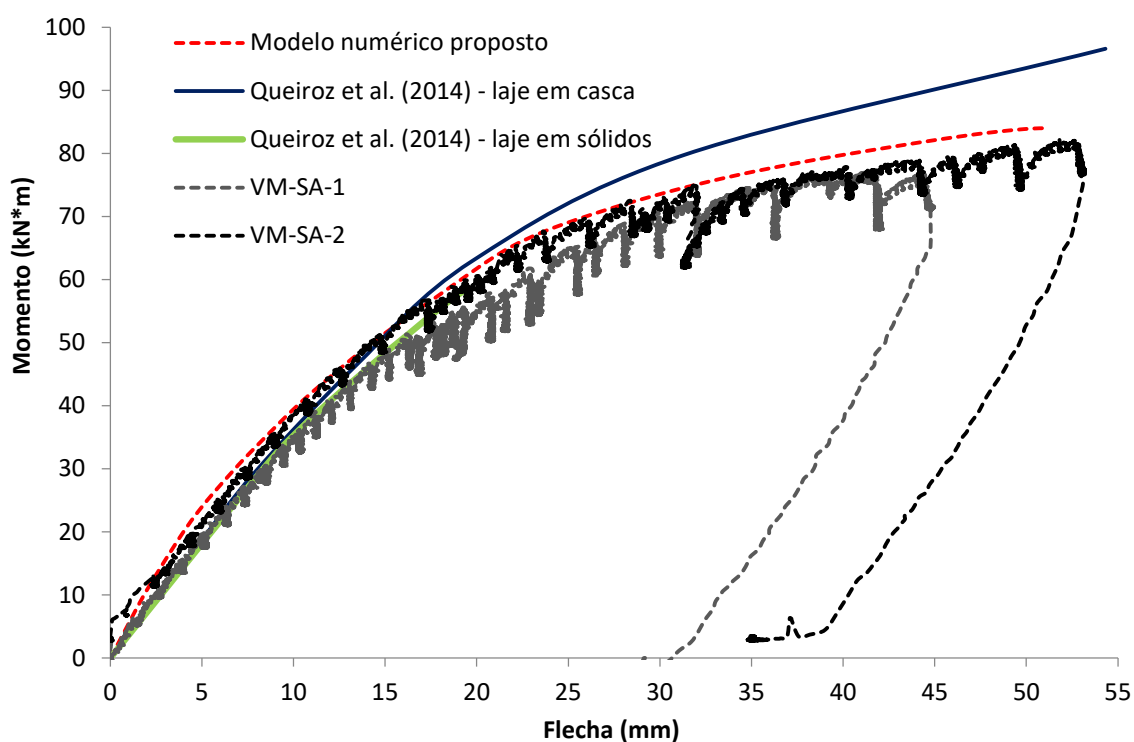


Figura 5.11: Curvas momento *versus* flecha – modelo sem atrito.

De maneira geral, a curva numérica apresentou boa concordância com os resultados experimentais estudados durante todo o período de análise. Os resultados obtidos revelam que o modelo numérico proposto neste trabalho apresentou boa concordância, tanto em termos do momento máximo quanto para a curva característica momento *versus* flecha. O momento

máximo encontrado para o modelo “VM-SA-2” foi de $M_{máx} = 82,18$ kN.m e para o modelo numérico calibrado foi de $M_{máx} = 84,00$ kN.m, indicando uma diferença de 2,5%.

Observa-se que o modelo numérico desenvolvido na presente pesquisa representou melhor o comportamento observado no ensaio experimental, quando comparado com os desenvolvidos por Queiroz et al. (2014). Os problemas de convergência observados no modelo desses autores com elementos sólidos não foram observados no modelo agora desenvolvido, principalmente devido à solução da integração explícita disponível no programa *ABAQUS*[®].

A Figura 5.12 apresenta o resultado obtido para a curva força *versus* flecha para o modelo numérico proposto e para as curvas obtidas por meio dos ensaios experimentais “VM-SA-1” e “VM-SA-2” realizados por Oliveira (2009). De maneira geral, a curva numérica apresentou boa concordância com os resultados experimentais estudados durante todo o período de análise.

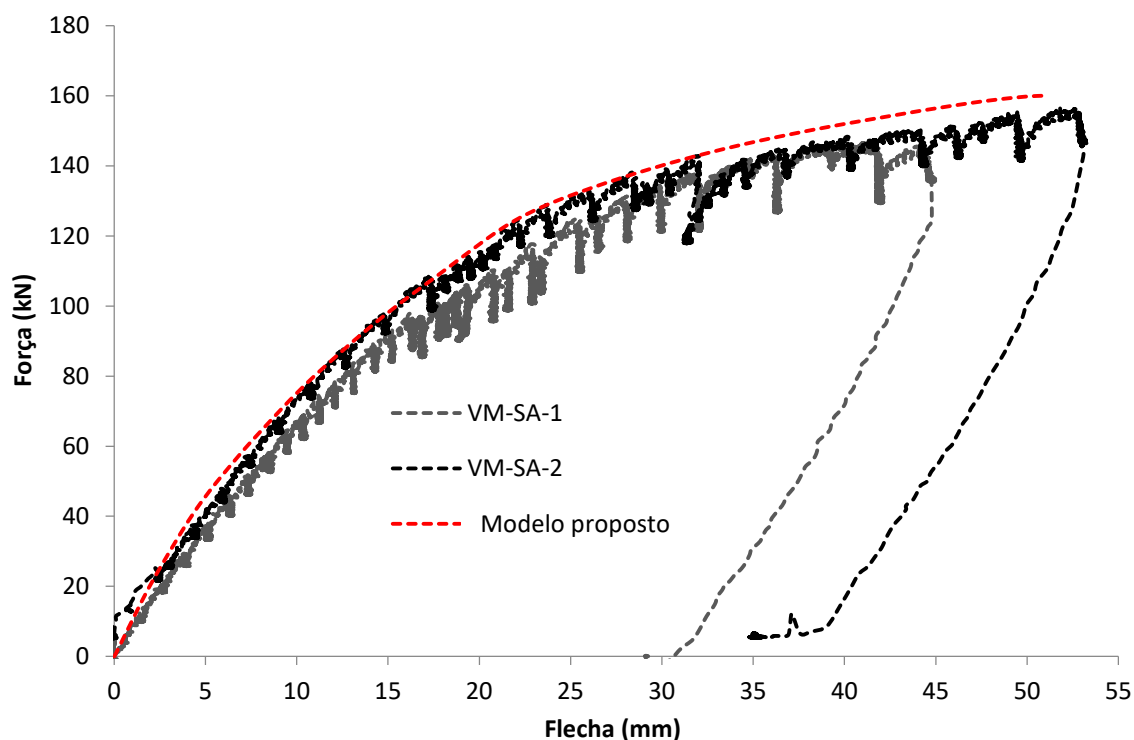


Figura 5.12: Curvas força *versus* flecha – modelo sem atrito.

As Figuras 5.13 e 5.14 mostram, respectivamente, o dano na laje de concreto submetida à compressão e à tração para o instante de aplicação da força última. Observa-se uma região de dano generalizada no concreto em torno dos conectores de cisalhamento devido ao

esmagamento do concreto (para o concreto comprimido) e ao surgimento de fissuras (para o concreto tracionado).

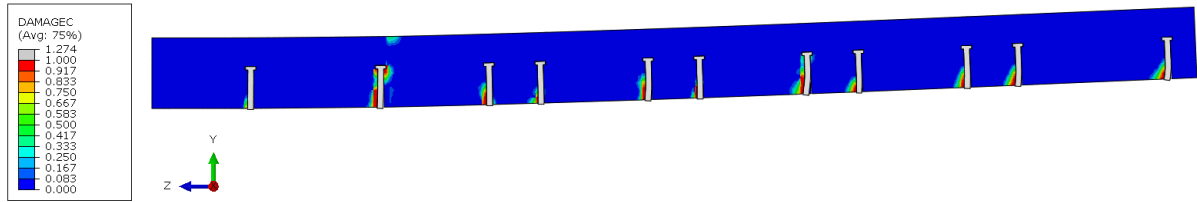


Figura 5.13: Dano à rigidez do concreto submetido à compressão - modelo sem atrito.

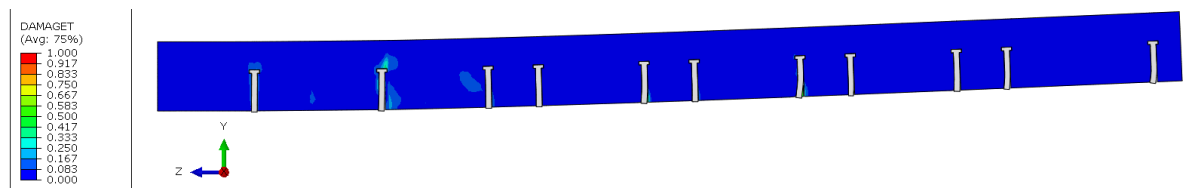


Figura 5.14: Dano à rigidez do concreto submetido à tração - modelo sem atrito.

Os deslocamentos verticais que o perfil de aço e os conectores de cisalhamento apresentaram podem ser vistos na Figura 5.15.

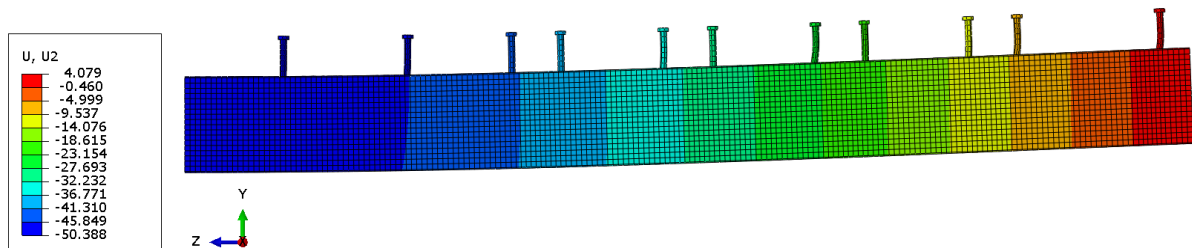


Figura 5.15: Deslocamentos verticais no perfil de aço e nos conectores de cisalhamento - modelo sem atrito (em mm).

A Figura 5.16 mostra a distribuição das tensões de *von Mises* nos conectores de cisalhamento, sendo as tensões limitadas ao valor da resistência ao escoamento do aço do parafuso (f_y). Observa-se que o escoamento do aço dos parafusos ocorre no fuste devido ao cisalhamento e flexão decorrentes do escorregamento entre a laje e o perfil e a tração devida as forças de separação entre a laje mista e o perfil. Devido à distribuição das tensões de cisalhamento que atingem os valores máximos próximo aos apoios e o valor mínimo no ponto de momento máximo (no meio da viga mista), os conectores posicionados na extremidade da viga foram os mais solicitados, ao passo que os conectores da região central apresentaram solicitações muito inferiores.

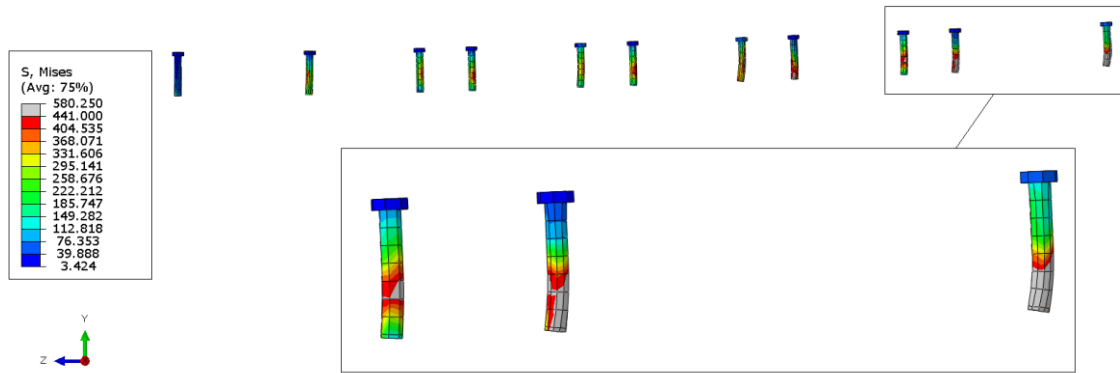


Figura 5.16: Tensões de *von Mises* nos conectores de cisalhamento - modelo sem atrito (em MPa).

A Figura 5.17 mostra as tensões de *von Mises* desenvolvidas no perfil de aço, sendo as tensões limitadas ao valor da resistência ao escoamento do aço (f_y). Observa-se escoamento parcial da seção central da viga mista, de maneira análoga ao constatado nos ensaios realizados por Oliveira (2009). Também foi constatado o escoamento do perfil de aço ao redor dos parafusos.

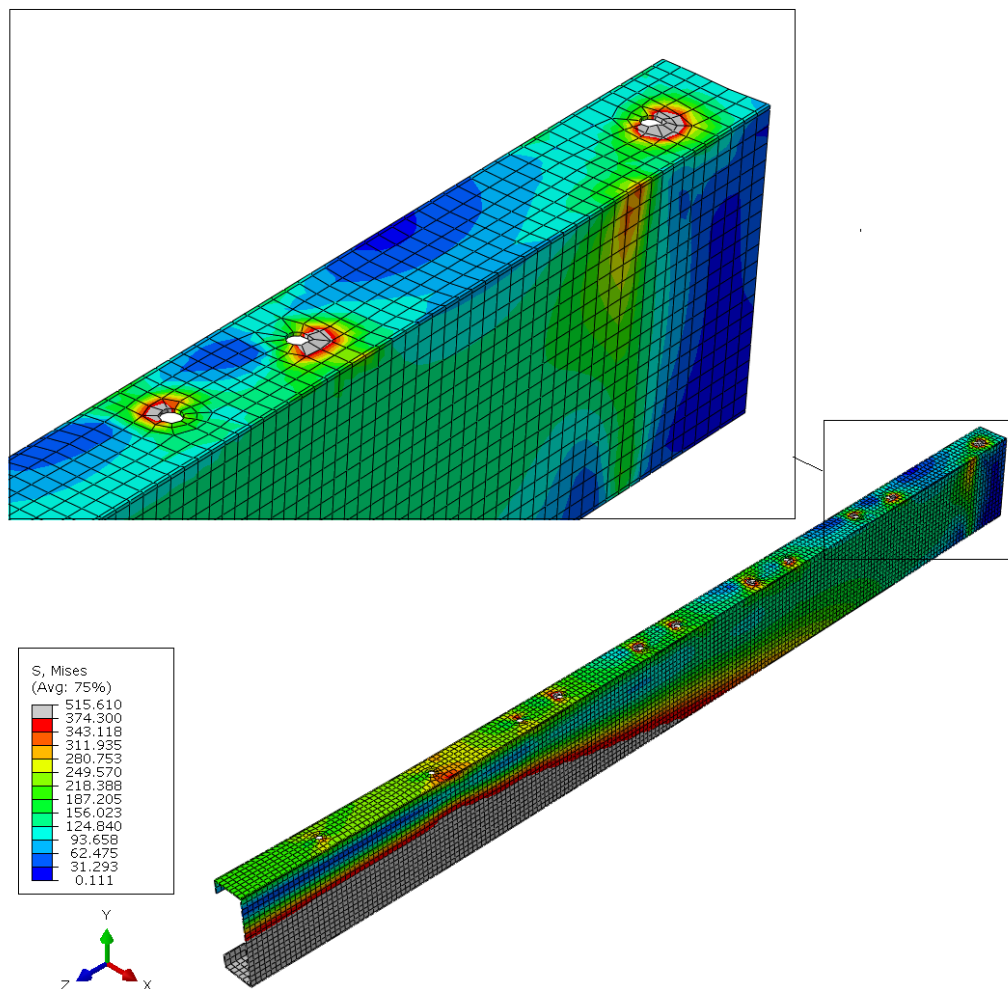


Figura 5.17: Tensões de *von Mises* no perfil de aço - modelo sem atrito (em MPa).

A Figura 5.18 apresenta as deformações longitudinais do perfil de aço e da laje de concreto na seção transversal localizada no trecho central da viga mista. Observa-se, tanto para o modelo numérico quanto para o ensaio, o comportamento de uma viga mista com interação parcial, com a presença de duas linhas neutras. O trecho superior da laje mista e a mesa superior do perfil metálico estão comprimidos, ao passo que, o trecho inferior da laje mista, a mesa inferior e quase toda a alma do perfil de aço estão tracionados.

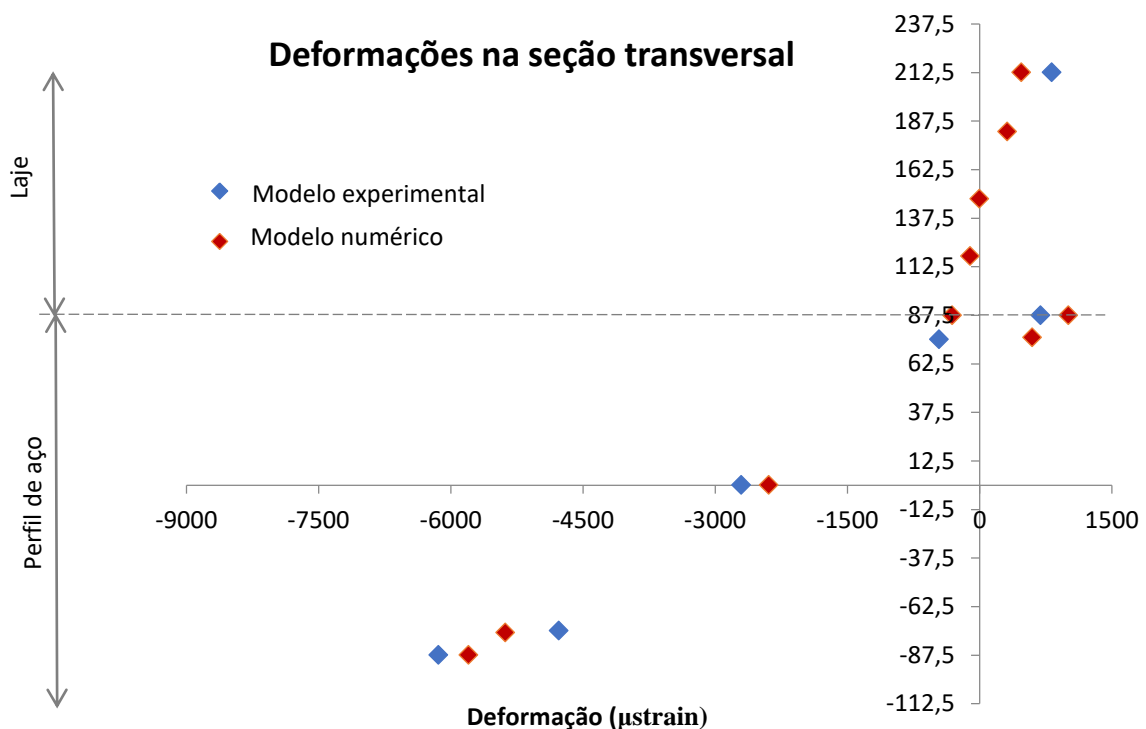


Figura 5.18: Deformações longitudinais na seção central da viga mista - modelo sem atrito.

5.3.2 Avaliação do comportamento da viga mista com atrito

A Figura 5.19 apresenta a curva momento *versus* flecha para o modelo numérico considerando coeficientes de atrito entre o aço e o concreto iguais a $\mu = 0,5$, $\mu = 0,6$, $\mu = 0,7$ e $\mu = 1,0$ e para os modelos experimentais “VM-CA-1” e “VM-CA-2” desenvolvidos por Oliveira (2009).

De maneira geral, todas as curvas numéricas apresentaram boa concordância com os resultados experimentais. Entretanto, analisando as curvas observa-se que o modelo numérico que mais se ajustou à curva experimental foi aquele em que se considerou o coeficiente de atrito entre o aço e o concreto $\mu = 0,6$, sendo, portanto adotado como o valor de referência.

Esse valor encontra-se em plena concordância com a faixa de coeficiente de atrito entre aço e concreto proposta nas literaturas, entre 0,5 e 0,7. Os resultados obtidos revelam que o modelo numérico proposto neste trabalho apresentou boa concordância, tanto em termos do momento máximo quanto para a curva característica momento *versus* flecha. O momento máximo encontrado para o modelo “VM-CA-2” foi de $M_{máx} = 95,36$ kN.m e para o modelo numérico calibrado foi de $M_{máx} = 88,90$ kN.m, indicando uma diferença de 7 %. Em termos da flecha máxima obtida, observa-se que o modelo numérico avança até o valor de $f_{máx} = 43,4$ mm enquanto o modelo experimental apresenta o deslocamento máximo de $f_{máx} = 42,3$ mm,

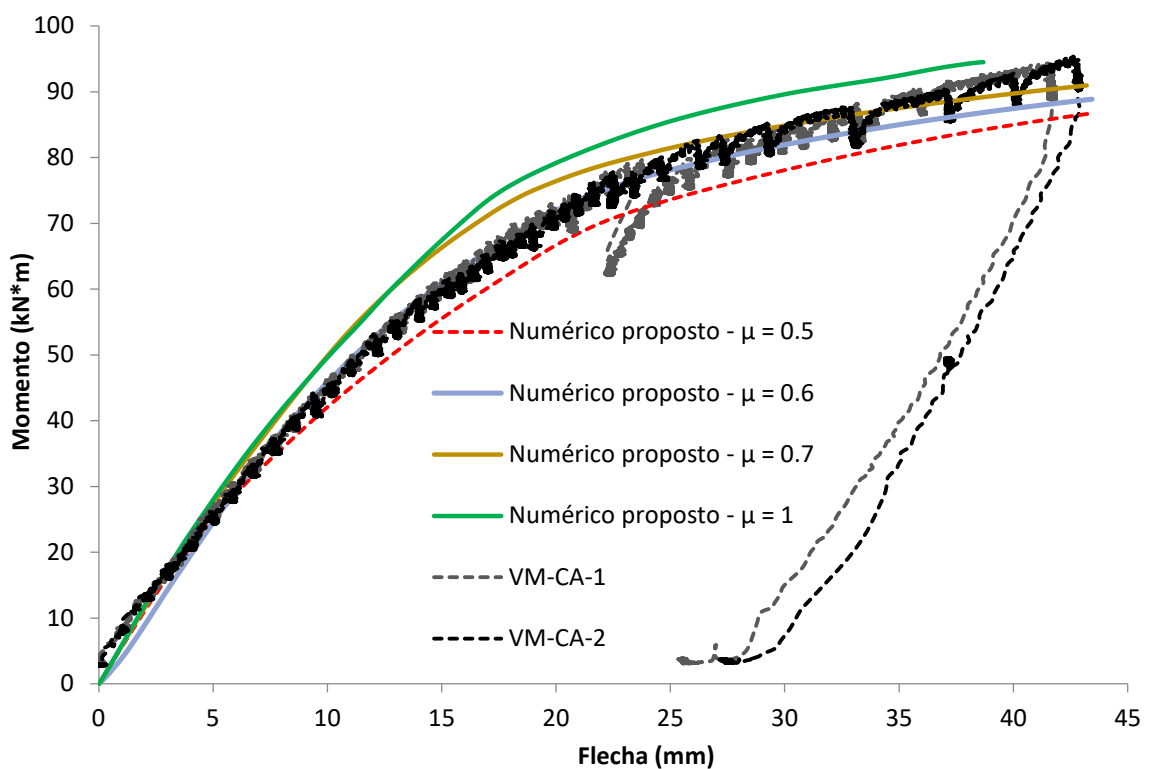


Figura 5.19: Curvas momento *versus* flecha – modelo com atrito.

A Figura 5.20 apresenta a curva momento *versus* flecha para o modelo numérico proposto, para os modelos numéricos com a “Laje em elementos de casca” e com a “Laje em elementos sólidos” desenvolvidos por Queiroz et al. (2014) e para os modelos experimentais “VM-CA-1” e “VM-CA-2” desenvolvidos por Oliveira (2009).

Observa-se que o modelo numérico proposto na presente pesquisa representou melhor o comportamento da viga mista com atrito, quando comparado aos modelos desenvolvidos por Queiroz et al. (2014).

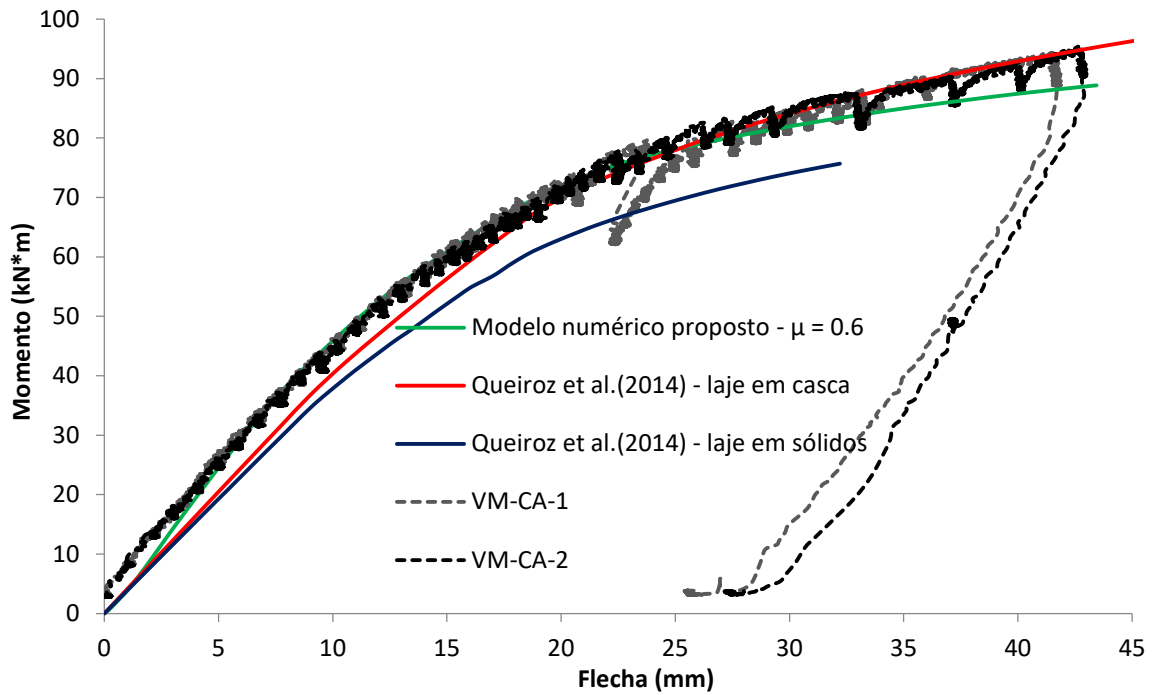


Figura 5.20: Comparação das curvas momento *versus* flecha – modelo com atrito.

A Figura 5.21 apresenta a curva força *versus* flecha para o modelo numérico proposto e para as curvas obtidas por meio dos ensaios experimentais “VM-CA-1” e “VM-CA-2” realizados por Oliveira (2009). De maneira geral, a curva numérica apresentou boa concordância com os resultados experimentais estudados durante todo o período de análise.

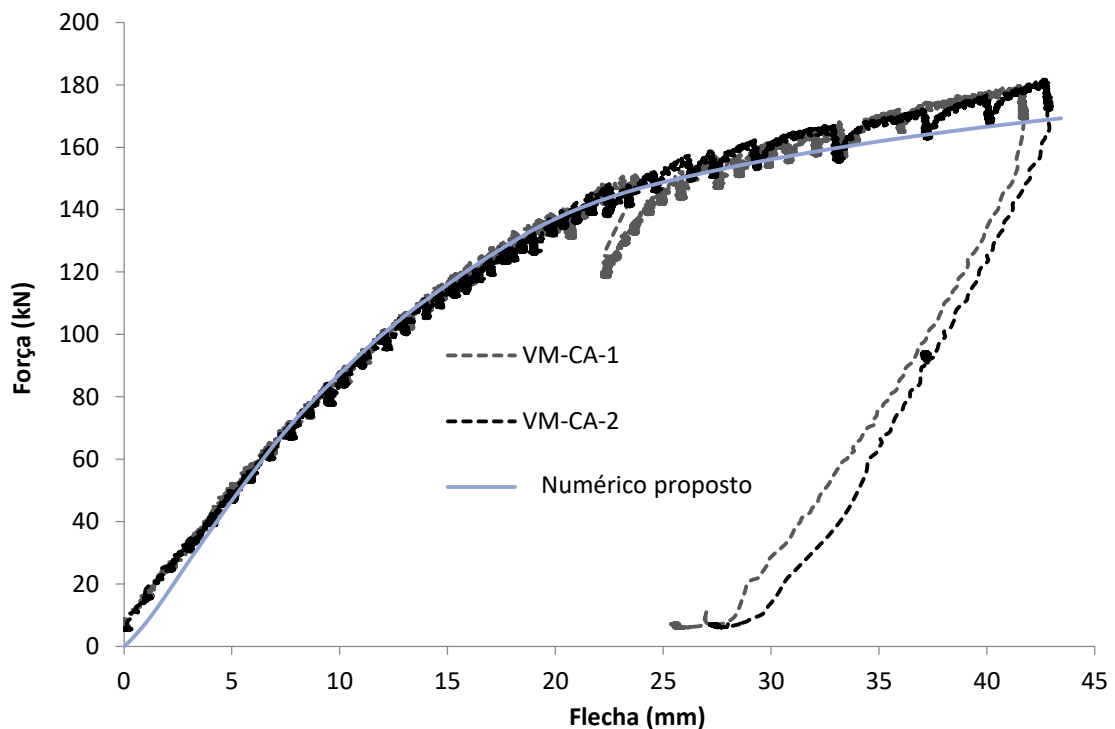


Figura 5.21: Curvas força *versus* flecha – modelo com atrito.

As Figuras 5.22 e 5.23 mostram, respectivamente, o dano na laje de concreto submetido à compressão e à tração para o instante de aplicação da força última. A degradação é semelhante à observada anteriormente, caracterizada por regiões com elevada concentração de dano próximo aos conectores.

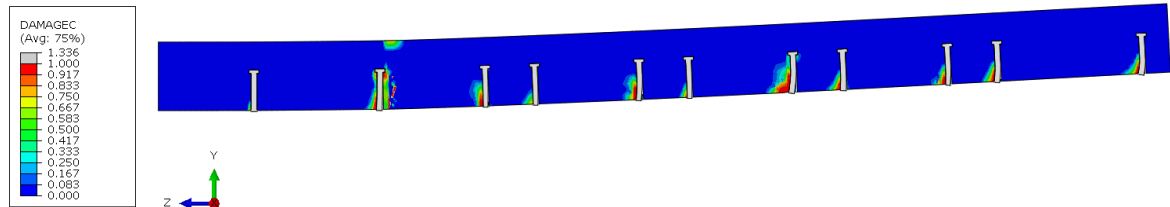


Figura 5.22: Dano à rigidez do concreto submetido à compressão - modelo com atrito.

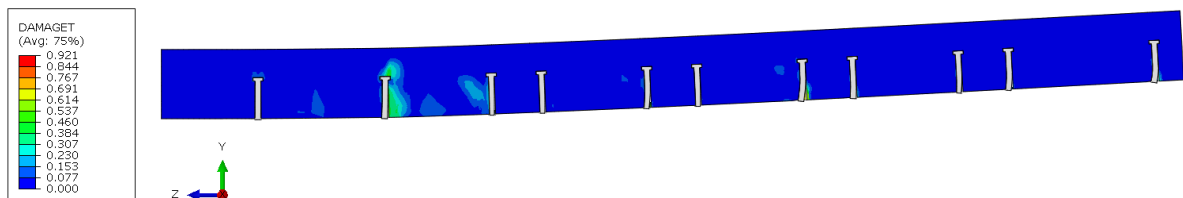


Figura 5.23: Dano à rigidez do concreto submetido à tração - modelo com atrito.

Os deslocamentos verticais que o perfil de aço e os conectores de cisalhamento apresentaram podem ser vistos na Figura 5.24.

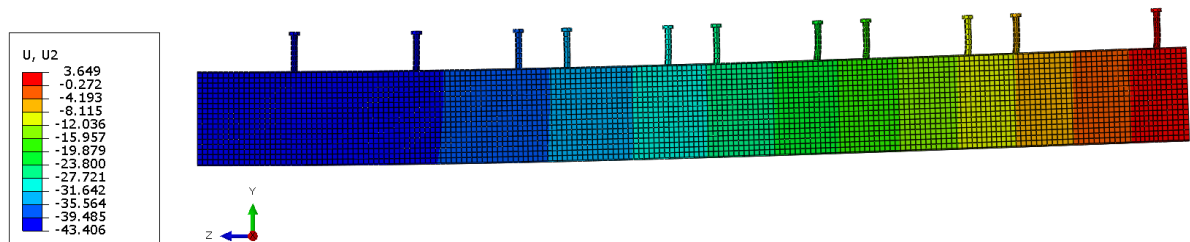


Figura 5.24: Deslocamentos verticais no perfil de aço e nos conectores de cisalhamento - modelo com atrito (em mm).

A Figura 5.25 mostra a distribuição das tensões de *von Mises* desenvolvidas nos conectores de cisalhamento. Novamente, os conectores posicionados nas extremidades foram mais solicitados que os conectores ao meio do vão. A Figura 5.26 mostra a distribuição das tensões de *von Mises* desenvolvidas no perfil de aço.

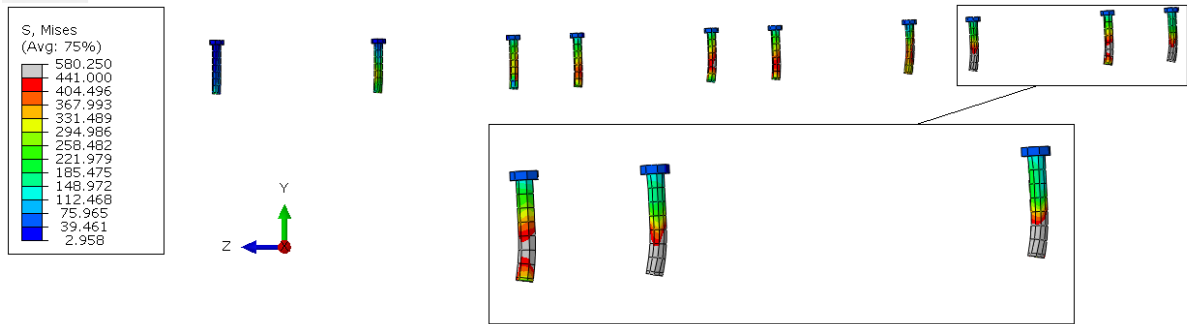


Figura 5.25: Tensões de *von Mises* nos conectores de cisalhamento - modelo com atrito (em MPa).

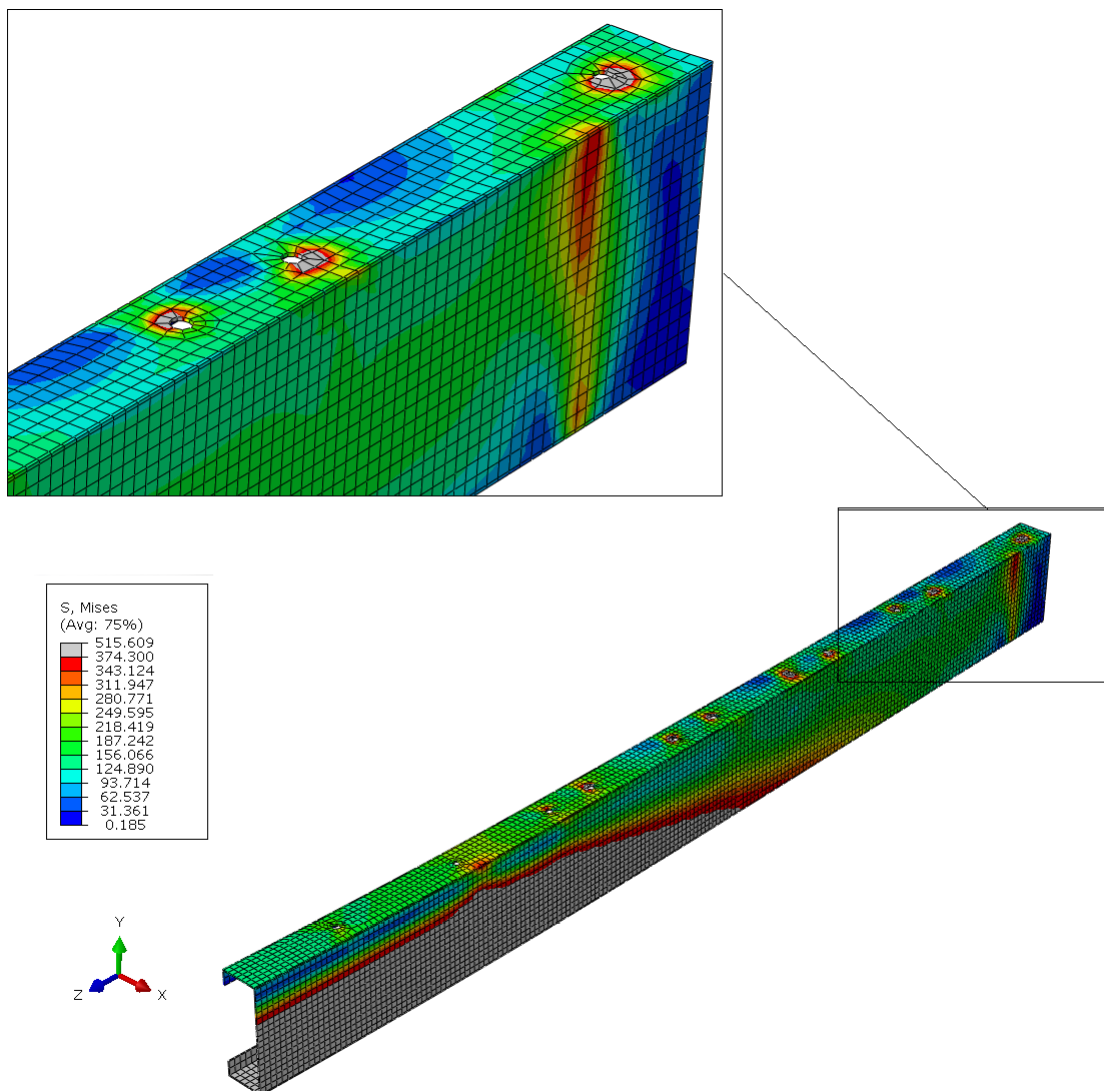


Figura 5.26: Tensões de *von Mises* no perfil de aço - modelo com atrito (em MPa).

A Figura 5.27 apresenta as deformações longitudinais do perfil de aço e da laje de concreto na seção transversal localizada no trecho central da viga mista. Observa-se no modelo numérico o comportamento de uma viga mista com interação parcial, com a presença de duas linhas

neutras. Tal comportamento é discrepante do comportamento observado no ensaio experimental, que indicou a presença de uma viga mista com interação total.

Ao verificar a discrepância, realizou-se um teste considerando o valor máximo para o coeficiente de atrito na interface entre o aço e o concreto ($\mu=1.0$). Para este valor, o modelo numérico indicou o comportamento de uma viga mista com interação completa, em conformidade com o comportamento do experimento.

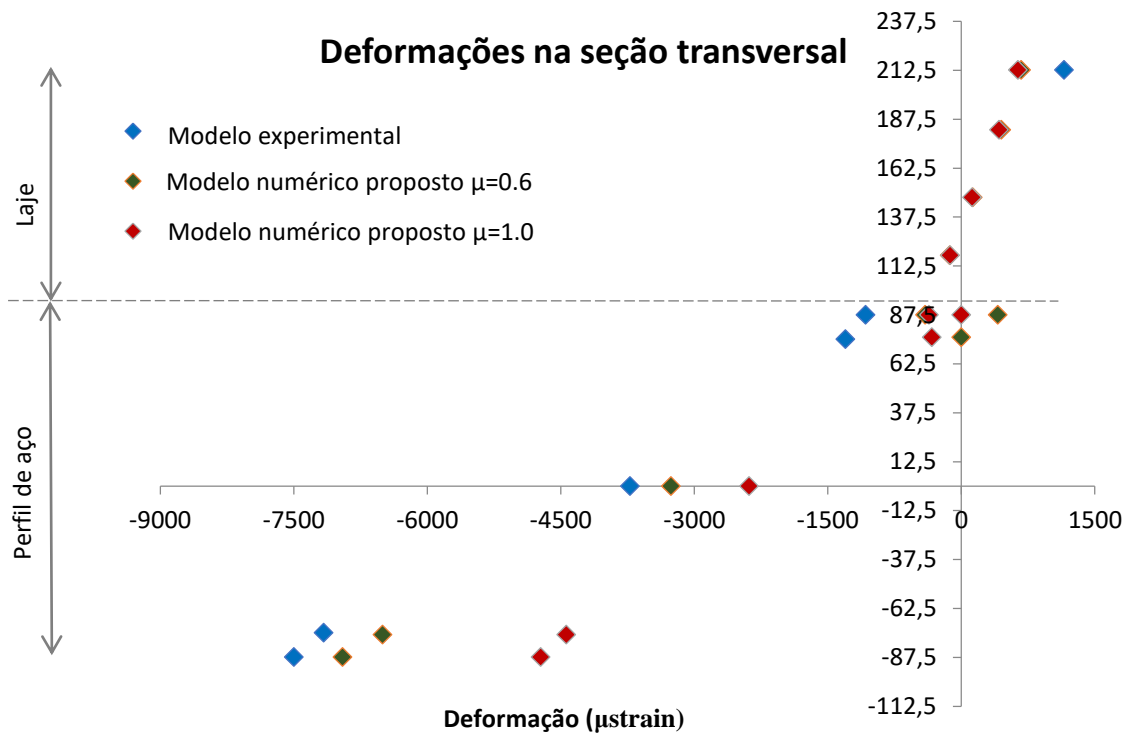


Figura 5.27: Deformações longitudinais na seção central da viga mista - modelo com atrito.

5.3.3 Comparação entre os resultados da viga mista sem e com atrito

A Figura 5.28 apresenta a comparação das curvas momento *versus* flecha obtidas para os modelos numéricos calibrados sem e com a influência do atrito. Observa-se que a curva numérica em que se considera a influência do atrito na interface entre o aço e o concreto se apresenta mais rígida que aquela em que a influência do atrito é desconsiderada. O momento máximo encontrado para o modelo numérico sem a influência do atrito foi de $M_{m\acute{a}x} = 84,00$ kN.m e para o modelo numérico com a influência do atrito foi de $M_{m\acute{a}x} = 88,90$ kN.m, indicando uma diferença de 5,8%. Ressalta-se que, no caso em que se considerou o coeficiente de atrito igual a 1,0 o momento máximo encontrado para o modelo numérico foi

de $M_{máx} = 94,50$ kN.m, indicando uma diferença de 11,1%. A diferença entre os modelos experimentais com e sem atrito foi de 18% estando o último resultado mais próximo ao verificado experimentalmente tanto pela resistência do modelo quanto pelo comportamento similar ao de uma viga mista com interação completa.

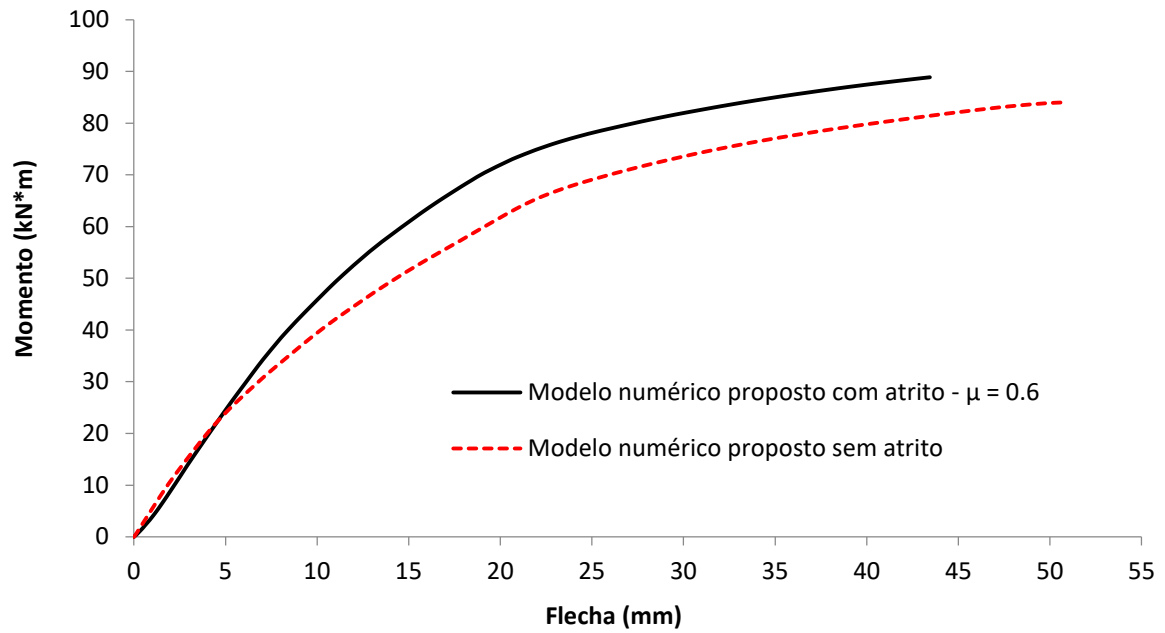


Figura 5.28: Comparação das curvas momento *versus* flecha – modelos numéricos sem e com atrito.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões

O presente trabalho apresentou um estudo sobre o comportamento de vigas mistas de aço e concreto compostas por perfis formados a frio e laje mista com fôrma de aço incorporada, simplesmente apoiadas, objetivando analisar a influência do atrito na interface entre o perfil de aço e a laje de concreto e da flexibilidade dos conectores de cisalhamento. Para a avaliação do comportamento dessas vigas, foram desenvolvidos modelos de elementos finitos elaborados no “software” ABAQUS®. Os modelos numéricos propostos foram então comparados com resultados experimentais de ensaios de vigas mistas em escala 1:1, desenvolvidos no Laboratório de Análise de Tensões da UFMG. O comportamento das vigas mistas com e sem a atuação do atrito na interface entre o aço e o concreto foi bem representado pelos modelos numéricos, com diferenças máximas na ordem de 7%.

Comparando-se os resultados numéricos calibrados obtidos sem e com a influência do atrito na interface entre o aço e o concreto, percebe-se uma diferença de aproximadamente 6%. Contudo, no caso em que se considerou o coeficiente de atrito igual a 1,0, essa diferença passa a ser de aproximadamente 11%. A diferença entre os modelos experimentais com e sem atrito foi de 18%, portanto, o resultado em que se considerou o coeficiente de atrito igual a 1,0 encontra-se mais próximo ao verificado experimentalmente tanto pela resistência atingida pelo modelo quanto pelo comportamento similar ao de uma viga mista com interação completa.

O modelo foi composto por elementos sólidos, sendo os componentes da viga mista (perfil de aço, conectores, fôrma de aço e concreto) conectados entre si por meio de superfícies de contato. Para a modelagem do concreto, foi utilizado o modelo constitutivo de dano com plasticidade para a consideração da degradação da rigidez do concreto fissurado.

Assim como nos modelos experimentais, o modo de colapso de todos os modelos numéricos ficou caracterizado pelo escoamento parcial da seção do perfil metálico. Salienta-se que houve uma diferença notável entre os valores dos momentos resistentes e das flechas apresentadas entre os modelos com atrito e seus correspondentes modelos sem atrito.

Para o modelo numérico da viga mista com a consideração do atrito na interface entre o concreto e o aço, diferentes valores de coeficiente de atrito foram avaliados. De maneira geral, todas as curvas apresentaram boa concordância com os resultados experimentais. Entretanto, analisando as curvas, observa-se que o modelo numérico que mais se ajustou à curva experimental foi aquele em que se considerou o coeficiente de atrito entre o aço e o concreto $\mu = 0,6$. Esse valor encontra-se em plena concordância com a faixa de coeficiente de atrito entre aço e concreto proposta nas literaturas, entre 0,5 e 0,7.

A flexibilidade e a ductilidade dos conectores de cisalhamento também foram levadas em conta nas análises efetuadas. Apesar da previsão analítica recomendada pela ABNT NBR 8800:2008 indicar um comportamento de interação total para as vigas mistas estudadas, observou-se um comportamento típico de interação parcial para os modelos numéricos e experimentais. Este comportamento revela que, por serem muito flexíveis e dúcteis, os conectores utilizados nos modelos estudados são capazes de atingir a resistência necessária para suportar os esforços horizontais que surgem na interface mediante a apresentação de deformações elevadas.

A adoção de conectores muito flexíveis leva à redução do grau de interação da viga mista, implicando na ocorrência de flechas inaceitáveis ou no colapso dos conectores, no caso destes não apresentarem ductilidade suficiente. Ressalta-se que a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 não considera a contribuição da flexibilidade dos conectores de cisalhamento no cálculo do momento de inércia efetivo, isto é, a expressão da norma acaba subestimando as deformações em vigas mistas que apresentam conectores de cisalhamento muito flexíveis e dúcteis como o rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado.

Os deslizamentos relativos na interface entre o aço e o concreto, decorrentes dos elevados deslocamentos dos conectores, resultaram no surgimento de esforços horizontais adicionais de atrito que aumentam a resistência do conjunto. Somado à resistência dos conectores, estes esforços podem alterar o comportamento da viga mista de interação parcial para completa,

levando ao acréscimo de resistência e rigidez desses elementos. Tal comportamento foi observado no ensaio experimental com a contribuição do atrito e na análise numérica com a adoção do coeficiente de atrito igual a 1,0.

No modelo numérico sem atrito observou-se uma distribuição de deformações característica de vigas com interação parcial, com a presença de duas linhas neutras no diagrama das deformações longitudinais na seção transversal. Nesta situação, o trecho superior da laje mista e a mesa superior do perfil metálico ficaram comprimidos, ao passo que, o trecho inferior da laje mista, a mesa inferior e quase toda a alma do perfil de aço ficaram tracionados.

No modelo numérico com atrito, observaram-se duas distribuições distintas para as deformações. Para o coeficiente de atrito igual a 0,6, foi observado o comportamento de interação parcial e, para o coeficiente igual a 1,0, o comportamento de interação total. Cumpre ressaltar que, para a viga mista com a contribuição do atrito, o comportamento experimental observado se assemelha ao comportamento de uma viga mista com interação total.

De forma geral, quanto à metodologia numérica proposta, pode-se concluir que foi possível reproduzir com boa precisão o comportamento estrutural das vigas mistas ensaiadas.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Considerando os resultados obtidos neste trabalho e nos estudos anteriores que o motivaram, percebe-se que ainda existem diversas questões que merecem ser analisadas posteriormente, entre as quais:

- A avaliação da influência do atrito na interface entre o aço e o concreto por meio de estudos experimentais de vigas mistas com outros tipos de conectores de cisalhamento, perfis metálicos e laje de concreto maciça;
- A elaboração de análises paramétricas provenientes de estudos numéricos de vigas mistas que permitam quantificar a influência do atrito na interface entre o aço e o concreto e da flexibilidade dos conectores de cisalhamento no comportamento da viga mista;

- A determinação de solução analítica da equação diferencial de 3ª ordem que rege o problema de flexibilidade dos conectores e do atrito na interface entre o aço e o concreto incluindo a consideração de outros casos de carregamento;
- A avaliação quantitativa da influência da flexibilidade e ductilidade dos conectores de cisalhamento no comportamento de vigas mistas.

7

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials. *LRFD bridge design specifications interim, customary U.S. units*, 4th Ed., Washington, DC. 2007

AGUIAR, O. P. (2015) *Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte.2015.

AISC - American Institute of Steel Construction, *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, 2005.

AISC - American Institute of Steel Construction, *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, 2016.

AL-ALMERY, R. I. M.; ROBERTS, T. M. (1990). *Nonlinear finite difference analysis of composite beams with partial interaction*. Computers & Structures. V.35, N.1, P.81-87.

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

ALVES, A.R.; VALENTE, M. I. B. ; VIEIRA, W. B.; VERÍSSIMO, G. S. *Estudo experimental e numérico sobre o comportamento de vigas mistas com conector Crestbond*. In: X Congresso de Construção Metálica e Mista, 2015, Coimbra (Portugal). X Congresso de Construção Metálica e Mista. Coimbra: CMM, 2015.

ANSYS Versão 11.0. *Documentation*. ANSYS, Inc.

ARIZUMI, Y.; HAMADA S.; KAJITA, T. (1981). *Elastic-plastic analysis of composite beams with incomplete interaction by finite element method*. Computers & Structures. V.14, N.56, P.453-462.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS –ABNT. NBR 6118:2007, *Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimentos*. Rio de Janeiro, 2003. 221p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– ABNT. NBR 8800:2008 *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*. Rio de Janeiro, 1986. 237p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– ABNT. NBR 8800:2008 *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*. Rio de Janeiro, 2008. 237p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– ABNT. NBR14762: 2001. *Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio – Procedimento*. Rio de Janeiro, 201. 87p.

ATENA Program Documentation. Part 4-2: Tutorial for Program ATENA 3D, Červenka Consulting, Prague, Junho 2013.

BASKAR, K.; SHANMUGAM, F.; THEVENDRAN, V. (2002). *Finite element analysis of steelconcrete composite plate girder*. Journal of Structural Engineering – ASCE. V.128, N.9, P. 1158-1168.

BREMER, C. F. *Vigas mistas em perfis formados a frio com lajes mistas e lajes moldadas sobre painéis de concreto celular*. Tese (Doutorado). Belo Horizonte: Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais; 2007.

COSMOS 2.0: Manual eletrônico, S.A.R.C., Los Angeles, (1998).

DAVID, D.L.; ARAÚJO, D.L.; MALITE, M. (2005). *Vigas mistas constituídas por perfis formados e lajes de vigotas pré-moldadas*. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado, São Carlos.

DIANA User's manual: nonlinear analysis-release 7, Frits, C.W. and Peter, H.F., JNO, 1998.

ELLOBODY, E.; YOUNG, B. *Performance of shear connection in composite beams with profiled steel sheeting*. Journal of Constructional Steel Research 62: 682–694, 2006.

EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: *Design of Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium, 2004.

EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4: *Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium, 2004.

FAELLA C., MARTINELLI E, NIGRO E. (2003). *Shear connection nonlinearity and deflections of steel-concrete composite beams: a simplified method*. Journal of Structural Engineering – ASCE. P.12-20, January.

FEA Ltd. *LUSAS manuals*, version 13. London: FEA Ltd., 2000.

GATTESCO, N. (1999) *Analytical modeling of nonlinear behavior of composite beams with deformable connection*. Journal of Constructional Steel Research. V.52, P.195-218.

GENIKOMSOU, Aikaterini S.; POLAK, Maria Anna. *Finite Element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS*. Engineering Structures (2015) 238-48. 11p. 2015.

HIRST, M. J. S.; YEO, M. F. (1980). *The analysis of composite beams using standard finite element programs*. Computers & Structures. V.11, N.3, P.233-237.

JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. *Identification of Parameters of Concrete Damaged Plasticity Constitutive Model*. Foundations of Civil and Environmental Engineering, Poznan (Polônia), v. 6, n. 1, p.53-69, 2005.

JEONG, Y. J.; KIM, H. Y.; KOO, H. B.; KIM, S. T. *Steel-Concrete Interface Behavior and Analysis for Push-Out*. Journal of Civil Engineering - KSCE. Vol. 9, N° 2, pp. 119- 124, 2005.

KALFAS, C.; PAVLIDIS, P.; GALOUSSIS, E. *Inelastic behaviour of shear connection by a method based on FEM*. Journal of Construction Steel Research, v.44, p.107-114, 1997.

KIM, B.; WRIGHT, H. D.; CAIRNS, R. *The behaviour of through deck welded shear connectors: an experimental and numerical study*. Journal of Constructional Steel Research 57: 1359–1380, 2001.

KIRCHHOF, L.D.; NETO, J.M.; MALITE, M.; GONÇALVES, R.M. (2003). *Análise da resposta de modelos numéricos de vigas mistas aço-concreto*. Mecânica Computacional, Vol.23. Argentina.

KOTINDA, T. I. ; NETO, J.M. ; MALITE, M. . *Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas com ênfase ao estudo da interface laje-viga*. Revista Minerva, v. 3, p. 93-103, 2006.

LIANG, Q. Q.; UY, B.; BRADFORD, M. A.; RONAGH, H. R. (2004). *Ultimate strength of continuous composite beams in combined bending and shear*. Journal of Constructional Steel Research. V.60, P.1109-1128.

LUBLINER, J., J. OLIVER, S. OLLER, and E. Oñate. *A Plastic-Damage Model for Concrete*. International Journal of Solids and Structures, vol. 25, pp. 299–329, 1989.

MACHADO, W.G; NEVES, F.A.; SOUZA Jr, J.B.M. *Parametric Modal Dynamic Analysis of Steel-Concrete Composite Beams with Deformable Shear Connection*. Latin American Journal of Solids and Structures 14 (2017) 335-356

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

MALM, R (2009). *Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with nonlinear finite element method*. Ph.D. thesis, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden.

MIRZA, O.; UY, B. *Effect of strain profiles on the behavior of shear connectors for composite steel-concrete beams*. International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete, 2008.

NGUYEN, H. T.; KIM, S. E. *Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors*. Journal of Constructional Steel Research 65:1909-1920, 2010.

OGUEJIOFOR, E.C.; HOUSAIN, M.U. *Numerical analysis of push-out specimens with perfobond rib connectors*. Computers & Structures, v.62, p.617-624, 1997.

OLIVEIRA, C. G. R. *Análise teórico – experimental de vigas mistas com perfis formados a frio, considerando a flexibilidade dos conectores de cisalhamento e a influência do atrito entre o concreto e o aço do perfil*. Dissertação (Mestrado) Belo Horizonte: Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais; 2009.

OLLGAARD, J. G.; SLUTTER, R. G.; FISHER, J. W. (1971). *Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete*. Engineering Journal – AISC. P.55-64, April.

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. V.62, N.3, P.493-504.

PATHIRANA, S. W; UY, B.; MIRZA, O.; ZHU, X.; (2015) *Strengthening of existing composite steel-concrete beams utilising bolted connectors and welded studs*. Journal of Constructional Steel Research, 114. pp. 417-430

PAVLOVIC, M.; MARKOVIC, Z.; VELJKOVIC, M.; BUDEVAC, D. *Bolted shear connectors vs. headed studs behavior in push-out tests*. Journal of Constructional Steel Research (134-149). 2013.

PETRAUSKI, Mateus Couri. *Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto com conectores CRESTBOND*. 2016. 214 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa. 2016.

PORCO, G.; SPADEA, G.; ZINNO, R. (1994). *Finite element analysis and parametric study of steel-concrete composite beams*. Cement & Concrete Composites. V.16, N.4, P.261-272.

PRATES, Júlia Andreata. *Estudo de Conectores de Cisalhamento Formados por Parafuso com Cabeça Sextavada e Rebite Tubular com Rosca Interna para Pilares Mistos em Perfis de Aço Formados a Frio e Concreto*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2017.

QUEIROZ, G, RODRIGUES, F, PEREIRA, S; PFEIL; M; OLIVEIRA; C; MATA; L. *Behavior of steel-concrete composite beams with flexible shear connectors*, In: Proc. Stability and Ductility of Steel Structures (SSDS’Rio 2010), vol.1, p.863-870, Rio de Janeiro, 2010.

QUEIROZ, G., PEREIRA, S.S.R; MATA, L.A.C., SILVA, M., *Influence of friction at the slab/steel profile interface and of the flexibility of shear connectors in steel – concrete composite beams*, In: EUROMECH SOLID MECHANICS CONFERENCE, 7th.Lisbon, 2009.

QUEIROZ, G.; CARVALHO, H.; RODRIGUES, F., PFEILO, M. *Estimation of friction contribution in the behavior of steel-concrete composite beams with flexible shear connectors*. Rem: Rev. Esc. Minas, 2014, vol.67, n.3, pp.253-258. ISSN 0370-4467.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MARTINS A. G. *Manual de Construções Mistas, Estruturas Mistas – Volumes 1 e 2*. - Centro Brasileiro da Construção em Aço, Rio de Janeiro, 2012.

QURESHI, J.; LAM, D.; YE, J. (2011). *Effect of shear connector spacing and layout on the shear connector capacity in composite beams*. Journal of Constructional Steel Research.

RAZAQPUR, A. G.; NOFAL, M. (1989). *Analytical modeling of nonlinear behavior of composite bridges*. Journal of Structural Engineering – ASCE. V.116, N.6, P.1715-1733.

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 – ASCE. V.124, N.10, P.1148-1158.

SEBASTIAN, W. M.; MCCONNELL, R. E. *Nonlinear FE analysis of steel-concrete composite structures*. Journal of Structural Engineering – ASCE. V.126, N.6, P.662- 674, 2000.

SILVA, C. M. (2009). *Análise numérica de vigas mistas levando em conta a flexibilidade e a ductilidade dos conectores de cisalhamento, bem como o atrito na interface entre o aço e o concreto*. Dissertação (Mestrado) Belo Horizonte: Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais; 2009.

SILVA, H. P. *Simulação Numérica do Comportamento de Conectores de Cisalhamento tipo Crestbond..* Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia. Universidade Federal de Viçosa. Viçosa.2013.

SIMULIA (2014). *Software ABAQUS 6.14*. Dassault Systèmes, USA

TAHMASEBINIA, F.; RANZI, G.; ZONA, A. *Probabilistic three-dimensional finite element study on composite beams with steel trapezoidal decking*. Journal of Constructional Steel Research. [S.l.], v. 80, p. 2381-2391, 2013

TAMAYO, J. L. P.,MORSCH, I.B, AWRUCH, A. M. (2011). *Análise de vigas mistas de aço e concreto usando o método dos elementos finitos*, Mecánica Computacional, Vol XXX, págs. 913-932

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

VALENTE, I.; CRUZ, P. J. S. *Experimental analysis of Perfobond shear connection between steel and lightweight concrete*. Journal of Constructional Steel Research 60: 465–479, 2004.

VAN GYSEL, A., TAERWE, L. *Analytical formulation of the complete stress-strain curve for high strength concrete*. Materials and Structures, Vol. 29, November 1996, pp 529-533.