

Numerical model of beam-to-column composite connection between slim floor system and composite column

Modelo numérico de ligação mista viga-pilar entre piso misto de pequena altura e pilar preenchido



R. F. F. KOCHEM^a
raimundokochem@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-0081-777X>

S. DE NARDIN^a
snardin@ufscar.br
<https://orcid.org/0000-0002-8736-4987>

Abstract

The slim floor system has been used mainly due to the structural and constructive advantages of it, such as the capacity to overcome large spans with the low height of the composite floor system. There is a lack of finite element modelling researches of composite connections between the slim floor system and columns, especially with the concrete infilled steel tube columns. This paper presents the numerical approach based on the solid modelling, for the simulation of the nonlinear structural behavior of composite connection between partially encased composite beam and concrete infilled steel tube column; in this model, the composite beam represents the slim floor. The ABAQUS finite element code was used to investigate the behavior of composite connection that consists of a shear steel plate and negative reinforcement of the composite slab. In this paper, the authors discuss the procedures to the numerical model construction including finite elements and boundary conditions. Besides, the influence of stress-strain relationships for concrete and steel and the parameters that defines each model are presented and discussed, as well as the different steel to concrete interface conditions. Based on the results obtained, the effectiveness of the numerical model developed was verified against experimental results showing a good agreement response for the Moment vs. Rotation response, as well as the moment resistance of the composite connection.

Keywords: slim floor, composite connections, numerical analysis, shear steel plate, beam-to-column connection.

Resumo

A utilização do sistema de piso misto de pequena altura, de aço e concreto tem-se dado, principalmente, devido às boas características estruturais e construtivas como a capacidade de vencer vãos consideráveis com baixa altura do sistema laje-viga. Apesar disso, há carência de estudos voltados ao comportamento das ligações entre o sistema de piso de pequena altura e os pilares, sobretudo quando o pilar é misto preenchido. Diante disto, o presente estudo traz uma metodologia para o desenvolvimento de modelo numérico que represente o comportamento de uma ligação mista entre viga mista parcialmente revestida e pilar misto preenchido; a viga mista representa o piso misto de pequena altura. Para tanto foi utilizado o pacote computacional ABAQUS. A ligação mista viga-pilar consiste de chapa passante e armadura negativa da laje mista com forma de aço incorporada. São apresentados os procedimentos para a construção do modelo numérico, desde escolha dos elementos finitos e condições de vinculação, incluindo amplo estudo sobre o efeito dos modelos constitutivos dos materiais e dos parâmetros que definem cada modelo constitutivo dos componentes da ligação mista bem como das diversas interfaces aço-concreto. O modelo numérico mostrou-se bastante robusto e representou de forma satisfatória a resposta Momento vs. Rotação bem como a rigidez inicial e o momento resistente da ligação mista.

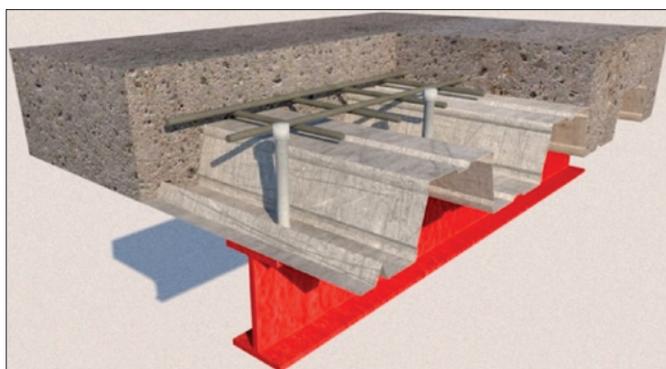
Palavras-chave: piso misto de pequena altura, ligações mistas, modelagem numérica, ligação com chapa passante, ligação viga-pilar.

^a Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, SP, Brasil.

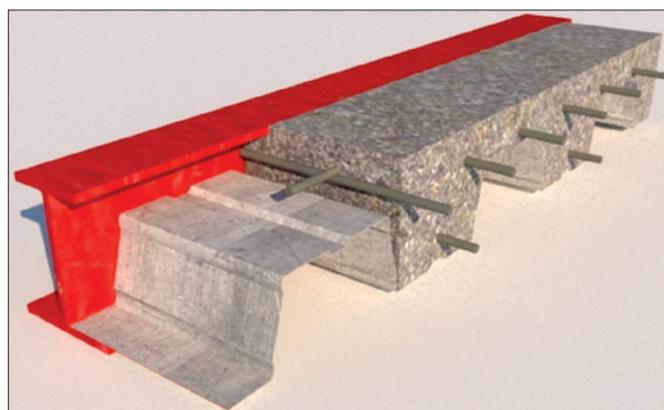
1. Introdução

Ao associar perfil de aço e concreto para compor um mesmo elemento estrutural misto é observada melhora substancial nas características de fragilidade e baixa resistência do concreto bem como redução das instabilidades locais tão características dos perfis de aço devido à pequena espessura das chapas. Assim, a combinação de aço e concreto na forma de elementos mistos busca arranjar os materiais de forma que o concreto esteja predominantemente sob compressão enquanto o aço esteja sob tração. A associação aço-concreto na forma de elementos mistos tem impacto positivo também sobre o processo construtivo como um todo haja vista que a utilização de elementos estruturais pré-fabricados reduz o trabalho executado em canteiro, o tempo de execução e a geração de resíduos de construção. São exemplos de elementos mistos de aço e concreto, as vigas, os pilares, as lajes e as ligações mistas. O conjunto laje-viga, ambos elementos mistos, é aqui denominado piso misto e, a depender da posição da laje em relação à viga, tem-se o piso misto convencional ou de pequena altura. No primeiro caso, a laje é posicionada sobre o perfil de aço e a altura total do piso é dada soma das alturas da viga e da laje (Figura 1a). Já no piso misto de pequena altura a laje é apoiada sobre a mesa inferior do perfil de aço reduzindo a altura total do conjunto laje-viga (Figura 1b). Essa mudança de posição da laje em relação à viga reduz a altura total do piso misto, aumenta a capacidade resistente do perfil de aço quanto às instabilidades locais pois a laje atua como contenção, resultando num sistema de piso que pode vencer vãos entre 5 e 9m [1], além de apresentar elevada resistência ao fogo [2]. Embora de características estruturais bastante interessantes, o piso misto de pequena altura tem sido pouco investigado nas últimas décadas, sobretudo utilizando a análise experimental. Nesse contexto, resultados de um importante conjunto de ensaios de vigas mistas que compõem o piso misto de pequena altura foram publicados em 1997. Nesse estudo, Lawson *et al.* [3] utilizaram modelos físicos para determinar o momento fletor resistente, a tensão máxima de aderência

na interface aço-concreto e a rigidez de vigas mistas parcialmente revestidas. Um modelo analítico também foi desenvolvido pelos autores considerando duas etapas: a fase construtiva, na qual apenas a seção de aço resiste às ações e a fase de utilização em que a seção mista resiste às ações. Posteriormente, Ramos [4], a partir dos resultados experimentais de Lawson *et al.* [3], validou um modelo numérico com o qual verificou que a resistência do concreto tem pouca influência no momento resistente; por outro lado, verificou uma relação direta entre a altura da capa de concreto e o momento resistente. Quanto à taxa de armadura na capa de concreto, os resultados numéricos mostraram que taxas mais altas reduzem a fissuração na região de aplicação da carga [4]. Na viga mista convencional, usualmente o comportamento conjunto aço-concreto é promovido por conectores de cisalhamento soldados na mesa superior do perfil de aço. No caso do piso do misto de pequena altura, posicionar o conector sobre o perfil de aço aumentaria a altura total do sistema de piso misto. Assim, um estudo experimental realizado no Brasil avaliou posições alternativas para os conectores de cisalhamento em vigas de pisos mistos de pequena altura [5]. Para isso foram ensaiadas três vigas mistas parcialmente revestidas com conectores tipo pino com cabeça soldados em duas posições distintas: horizontalmente na alma e verticalmente na mesa inferior; um modelo de referência, sem conectores, foi ensaiado com o intuito de avaliar a contribuição dos conectores para o comportamento conjunto [5]. Em comparação com o modelo de referência, os conectores soldados na mesa inferior resultam em aumento da capacidade resistente à flexão e redução do escorregamento relativo aço-concreto [5]. A exemplo de Ramos [4], a influência da taxa de armadura da laje também foi investigada por Wang *et al.* [6], porém utilizando modelos físicos. Os resultados mostraram pouca influência da variação na taxa de armadura sobre a rigidez à flexão da viga mista do piso misto de pequena altura [6]. Contudo, sua influência é significativa para a capacidade resistente a flexão havendo relação direta entre o aumento da taxa de armadura e do momento resistente. Por se tratar de um sistema em que grande parte dos elementos são industrializados, o sistema misto de aço e concreto não



a) Piso misto convencional



b) Piso misto de pequena altura

Figura 1
Configurações do piso misto de aço e concreto

Fonte: os autores

apresenta o monolitismo natural das estruturas de concreto armado moldadas *in loco*; por isso, a ligação deve ser concebida de forma a apresentar o desempenho e a capacidade resistente necessários ao comportamento global e local da estrutura. No projeto de ligações viga-pilar envolvendo elementos mistos é possível considerar a contribuição da laje, ou melhor, da armadura negativa da laje, na transmissão do momento negativo; esse tipo de ligação é denominado ligação mista. Alguns autores destacam que a laje promove, naturalmente, certo grau de continuidade estrutural e isso resulta em aumento da capacidade resistente e da rigidez da ligação, mesmo quando o detalhe de ligação viga-pilar não constitui uma ligação com transferência de momento fletor [7]. A atual versão da norma brasileira ABNT NBR 8800 [8] traz um conjunto de recomendações para a determinação do momento resistente, da rigidez e da capacidade de rotação para ligações mistas denominadas pré-qualificadas. Os detalhes de ligação contemplados são: chapa de extremidade de altura total, cantoneira de assento e cantoneira de alma e de assento. Para esses detalhes pré-qualificados, o pilar considerado é de aço e a laje pode ser maciça ou mista de aço e concreto, mas sempre posicionada sobre o perfil (piso convencional, Figura 1a). Portanto, nenhum dos detalhes de ligação pré-qualificados contempla o pilar misto ou a viga do piso

misto de pequena altura. É nessa lacuna de conhecimento que o presente estudo se insere pois aborda a modelagem numérica de um detalhe de ligação mista envolvendo o pilar preenchido e o piso misto de pequena altura.

O conhecimento já existente sobre as ligações em pisos mistos convencionais pode ser adaptado ao piso misto de pequena altura, mas com as devidas modificações para levar em conta a influência do comportamento dos elementos conectados, as interações entre os elementos na zona nodal e o embutimento da viga na laje de concreto [1]. No contexto das ligações envolvendo o piso misto de pequena altura, um estudo experimental avaliou a influência de parâmetros como o tipo de pilar (pilar de aço de seção I e pilar preenchido de seção quadrada), a taxa de armadura da laje (entre 0,2 e 0,5%) e a disposição da ligação (cruciforme e em "T") no comportamento de ligações com chapa de extremidade parcial [1]. Houve influência significativa do tipo de pilar na resposta das ligações em "T", sendo que a ligação com pilar misto preenchido apresentou melhor desempenho por conta da contribuição do concreto para a rigidez do conjunto [1]. Estudo posterior verificou a significativa contribuição da laje no comportamento da ligação destacando o aumento da capacidade resistente e da rigidez da ligação [9]. Partindo de uma ligação viga-pilar com chapa passante e duas

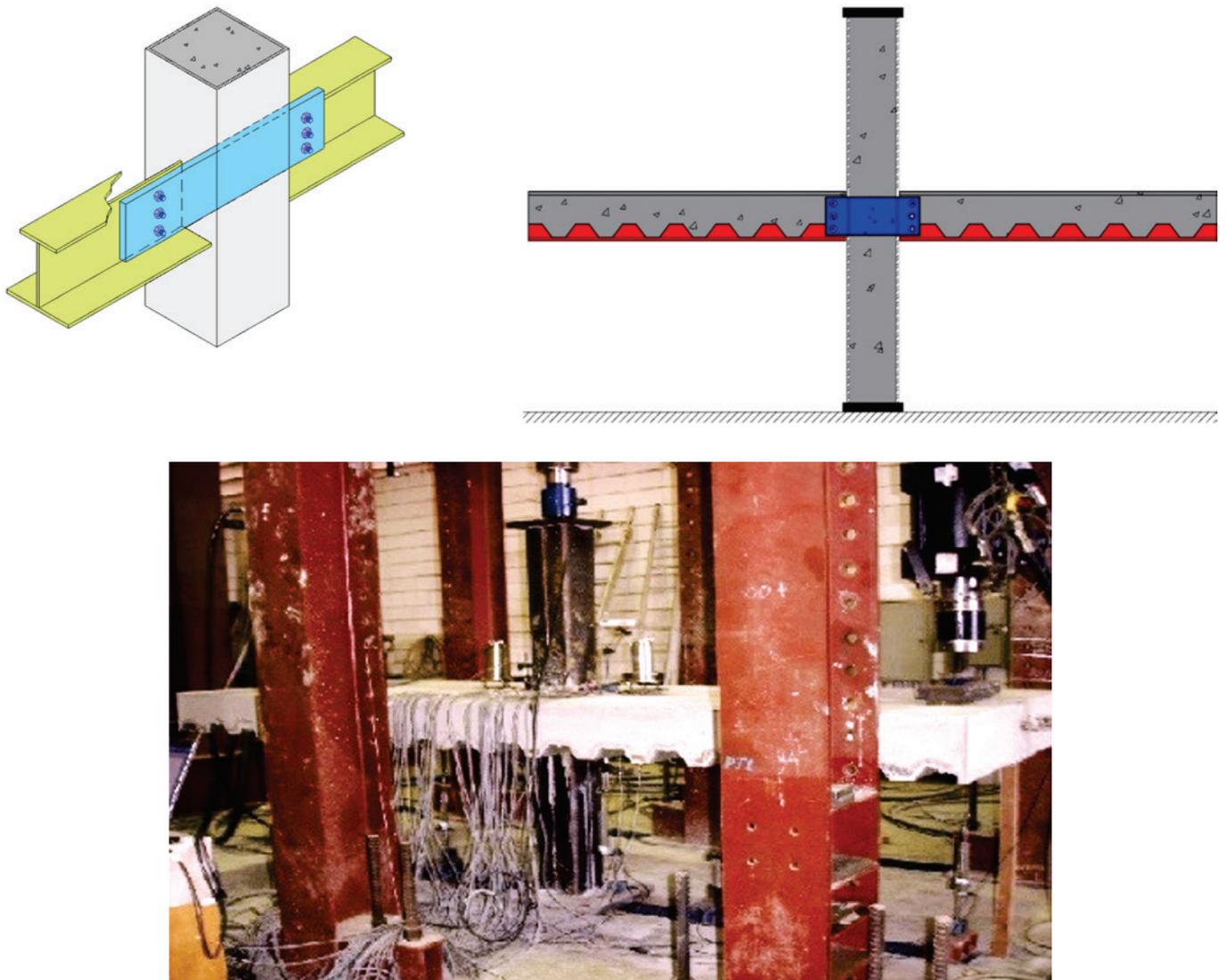


Figura 2
Configuração do modelo físico de referência ensaiado por De Nardin e El Debs [10]

linhas de parafusos conectando a alma da viga de aço à chapa passante, foi realizada investigação experimental da influência da taxa de armadura da laje, da relação força cortante/momento fletor e da resistência do concreto da laje no comportamento da ligação viga-pilar; o estudo considerou piso misto de pequena altura formado por perfil I monossimétrico e laje mista com forma de aço incorporada apoiada sobre a mesa inferior, mais larga, do perfil I [9]. Para promover o comportamento conjunto aço-concreto foram utilizadas barras de aço transversalmente soldadas na face

externa da mesa superior do perfil I monossimétrico. Foram observados altos valores de rigidez rotacional e momento resistente e a ligação foi classificada como rígida e de resistência parcial; a resistência do concreto e a relação cortante/momento não afetaram, significativamente, a resposta da ligação [9].

Um estudo pioneiro no Brasil avaliou ligações mistas entre piso misto de pequena altura e pilar preenchido [10]. A ligação piso-pilar se dava por uma chapa passante que atravessava o pilar misto e era conectada à alma do perfil monossimétrico de aço por

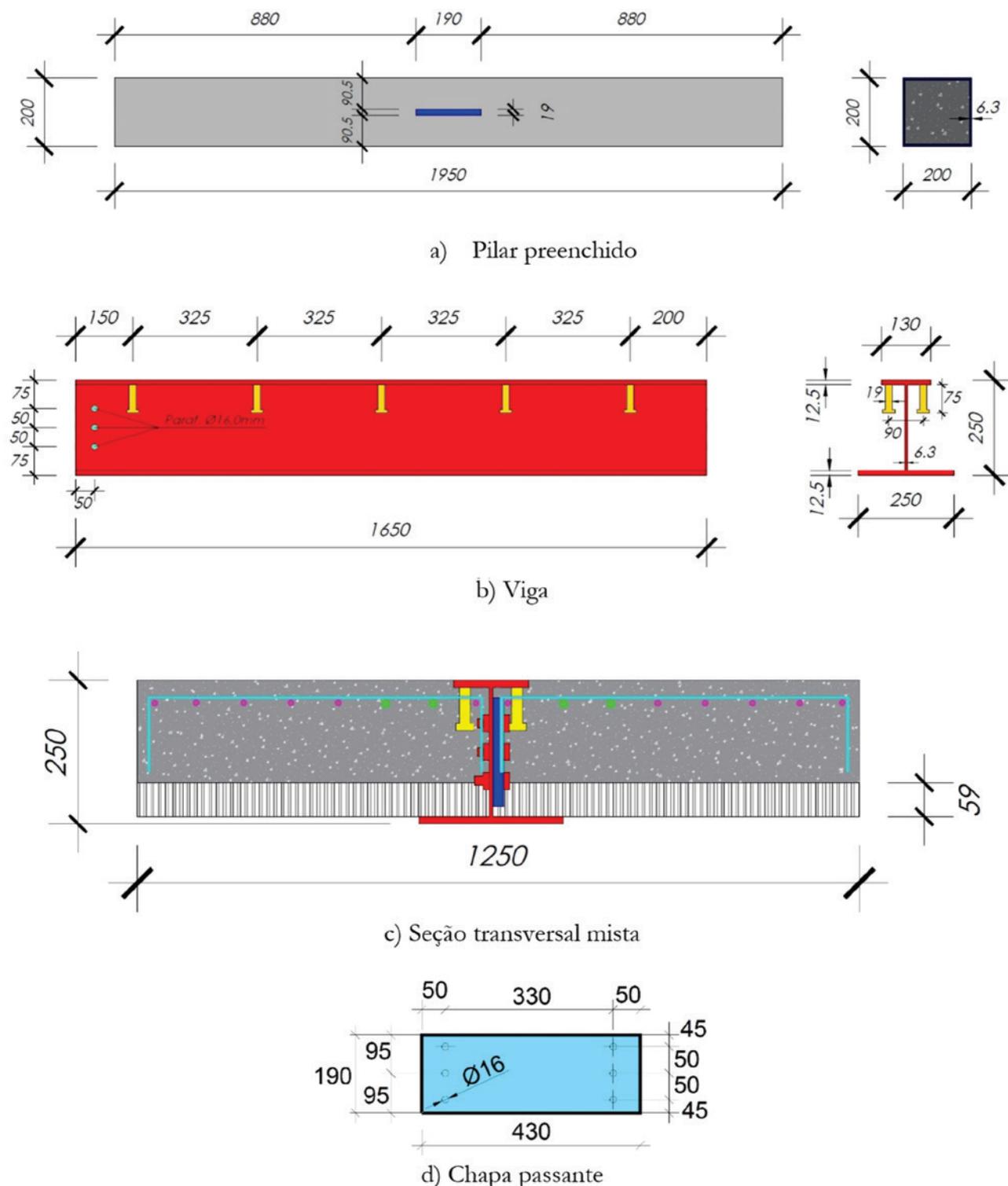


Figura 3
Detalhes da viga monossimétrica e do pilar preenchido [10]. Dimensões em mm

uma única linha de parafusos. O comportamento conjunto entre viga e laje mista foi obtido por meio de conectores pino com cabeça soldados na face inferior da mesa superior do perfil I. Maiores detalhes sobre a geometria desse modelo são dados no item 2 pois seus resultados foram utilizados para validar a modelagem numérica aqui apresentada. A ligação mista apresentou comportamento não linear desde os primeiros estágios de carregamento, principalmente após o início da fissuração do concreto da laje [10]. A presença da laje mista mudou significativamente o comportamento da ligação e teve grande contribuição no mecanismo de transferência de força entre o piso e o pilar [10]. Apesar do sistema misto ganhar cada vez mais espaço na indústria da construção civil, até o momento, poucos são os detalhes

de ligações mistas incorporados às normas técnicas nacionais e estrangeiras. Outro aspecto importante é que dentre esses escassos detalhes, nenhum considera o pilar misto. E mais, estudos voltados ao comportamento das ligações viga-pilar considerando pisos mistos de pequena altura são extremamente raros tanto no Brasil quanto no exterior. Esse panorama de escassez de estudos voltados para as ligações mistas envolvendo o pilar misto se agrava ainda mais quando o sistema de piso é do tipo misto de pequena altura pois, nesse caso, os poucos estudos encontrados na literatura se dedicam a explorar o comportamento do piso em si ou da viga mista revestida ou parcialmente revestida. Portanto, o presente estudo colabora para a ampliação do conhecimento sobre as ligações mistas cujos pilares são mistos preenchidos e tem por

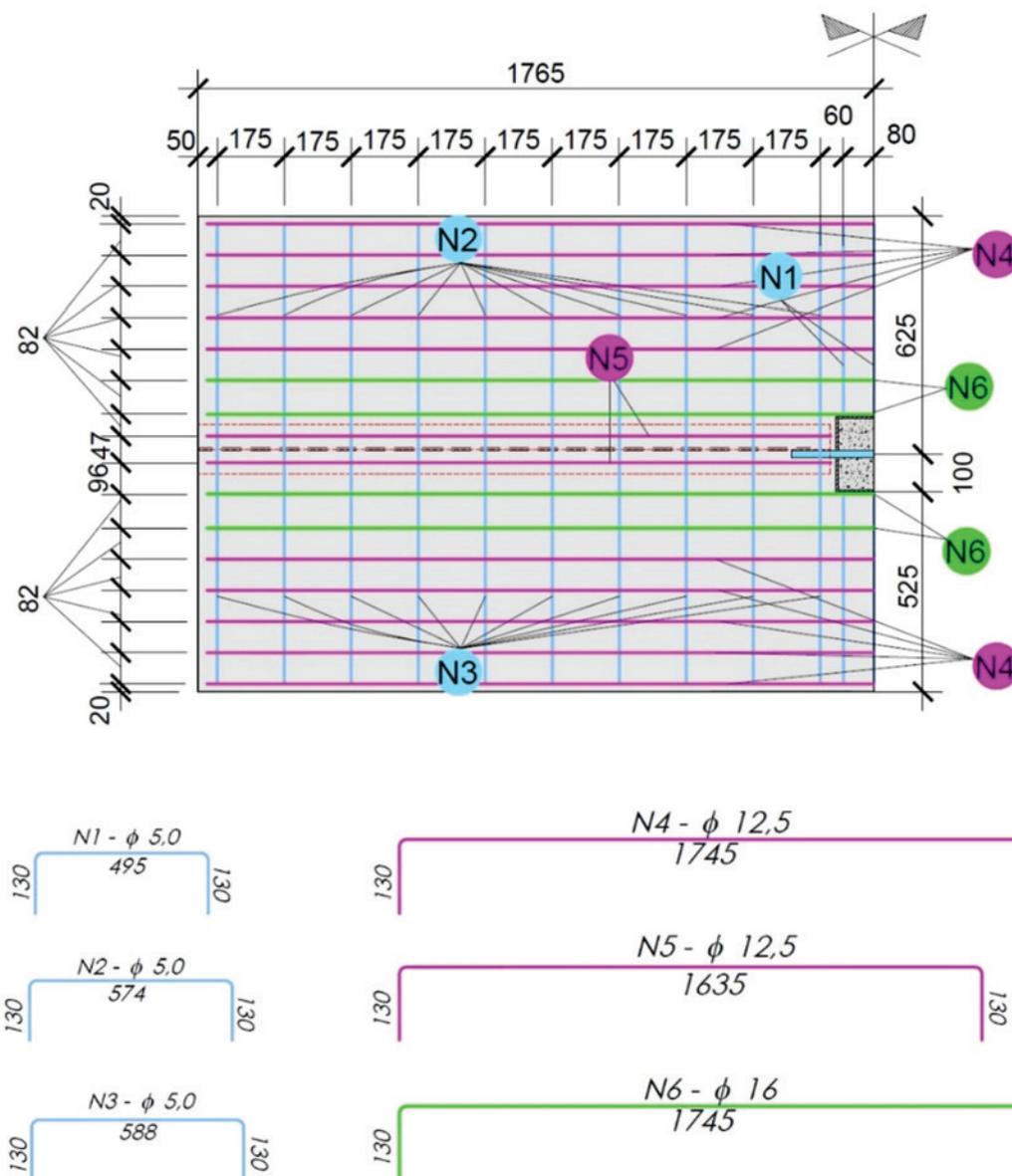


Figura 4
Disposição das armaduras no modelo físico de referência. De Nardin e El Debs [10]

Tabela 1

Propriedades mecânicas dos materiais, em MPa

Pilar		Laje		Viga		Parafuso	Chapa
Aço	Concreto	Aço	Concreto	Mesa	Alma	-	-
$f_y = 253$	$f_c = 69$	$f_y = 593$	$f_c = 30,1$	$f_y = 305$	$f_y = 297$	$f_y = 702$	$f_y = 287$
-	$f_t = 3,5$	$\varepsilon_y = 2,58\%$	$f_t = 2,1$	$f_u = 420$	$f_u = 410$	$f_u = 911$	$f_u = 399$
-	$E_c = 38090$	-	$E_c = 28220$	-	-	-	-
-	-	-	$\varepsilon_c = 1,80\%$	-	-	-	-

Tabela 2

Elementos finitos utilizados

Elemento finito	Descrição	Aplicação
C3D8R	Elemento sólido linear	Perfil I, chapa passante, parafusos, laje de concreto e núcleo de concreto do pilar preenchido
B31	Elemento de viga que permite deformações axiais, mudança de curvatura e torção	Conectores de cisalhamento
T3D2	Elemento de barra - deformações axiais	Barras de aço da laje mista e da ligação mista

objetivo desenvolver um modelo numérico que reproduza o comportamento experimental da ligação viga-pilar envolvendo o piso misto de pequena altura e o pilar preenchido de seção quadrada. O desenvolvimento e validação de um modelo numérico como o aqui proposto é fundamental para estudos futuros, voltados para análises paramétricas que permitirão ampliar os resultados e conclusões atualmente encontrados na literatura. A seguir é descrito o modelo físico utilizado na etapa de validação do modelo numérico.

2. Modelo experimental de referência

A validação do modelo numérico é uma etapa imprescindível à utilização da modelagem numérica como ferramenta para estudos científicos. No presente estudo foi utilizado o modelo físico de De Nardin e El Debs [10] para validar o procedimento de modelagem numérica aqui apresentado. O referido modelo físico era composto por dois elementos de viga, um pilar misto preenchido, uma laje mista com fôrma de aço incorporada e uma ligação viga-pilar por meio de uma chapa passante parafusada na alma do perfil I monossimétrico da viga por uma única linha de 3 parafusos (Figura 2). Cabe destacar que o pilar foi preenchido com concreto simples; assim sendo, nenhuma armadura na forma de barras foi utilizada nesse elemento misto. Quanto à chapa passante, nenhuma fixação foi feita em relação ao perfil do pilar preenchido.

O pilar de seção quadrada com 200 mm de lado e perfil com 6,3 mm de espessura tinha uma abertura central por onde passava a chapa passante e foi preenchido com concreto classe C70 (Figura 3a). As vigas mistas eram formadas por perfil I monossimétrico soldado, confeccionado em aço A-36 (Figura 3b); os três furos com diâmetro de 16 mm na alma do perfil foram utilizados para ligar o mesmo à chapa passante. Os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, com 75 mm de altura pós soldagem e 19 mm de diâmetro, foram posicionados na mesa superior como mostrado na Figura 3b. A posição dos conectores foi determinada em estudo específico [5]. Na laje mista foram utilizadas fôrmas de aço *Polydeck 59S*, com altura de 59 mm. Tais fôrmas foram apoiadas

sobre a mesa inferior do perfil I monossimétrico e mantidas na posição por meio de pontos de solda.

A ligação mista se dá pela contribuição da armadura negativa da laje. No presente estudo, a armadura longitudinal negativa era composta de 4 barras com 16 mm de diâmetro e 14 com diâmetro de 12,5 mm, dispostas longitudinalmente em ambos os lados do pilar misto. Transversalmente ao eixo dos perfis de aço, barras com 5 mm de diâmetro foram distribuídas em ambos os lados do pilar para funcionar como armadura negativa na direção ortogonal às vigas [10] (Figura 4). Detalhes da chapa passante são mostrados na Figura 3d. Parafusos de 16 mm, em aço ASTM A-325, dispostos em uma única linha conectam o piso misto ao pilar preenchido (Figura 2). A chapa passante também foi confeccionada em aço ASTM A-36. A Tabela 1 apresenta os valores médios das principais propriedades mecânicas dos materiais que compõem o modelo físico, determinados experimentalmente.

Quanto ao esquema de ensaio, foram aplicadas forças concentradas nas extremidades das vigas e no pilar; nesse último foi aplicada uma força concentrada de 600 kN mantida constante durante todo o ensaio (Figura 5). Nas vigas foram aplicadas forças crescentes, controladas por deslocamento, até que se esgotasse a capacidade de carga da ligação. Para validação do modelo numérico foram utilizados os valores de deslocamentos verticais das vigas

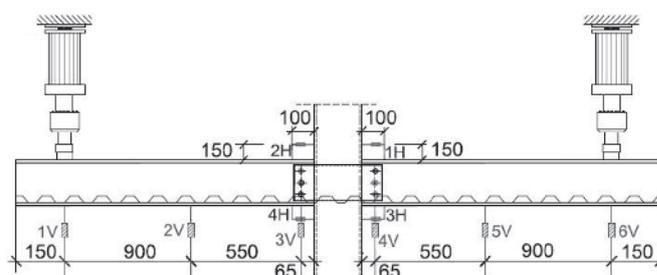


Figura 5
Pontos de leitura dos deslocamentos [10]

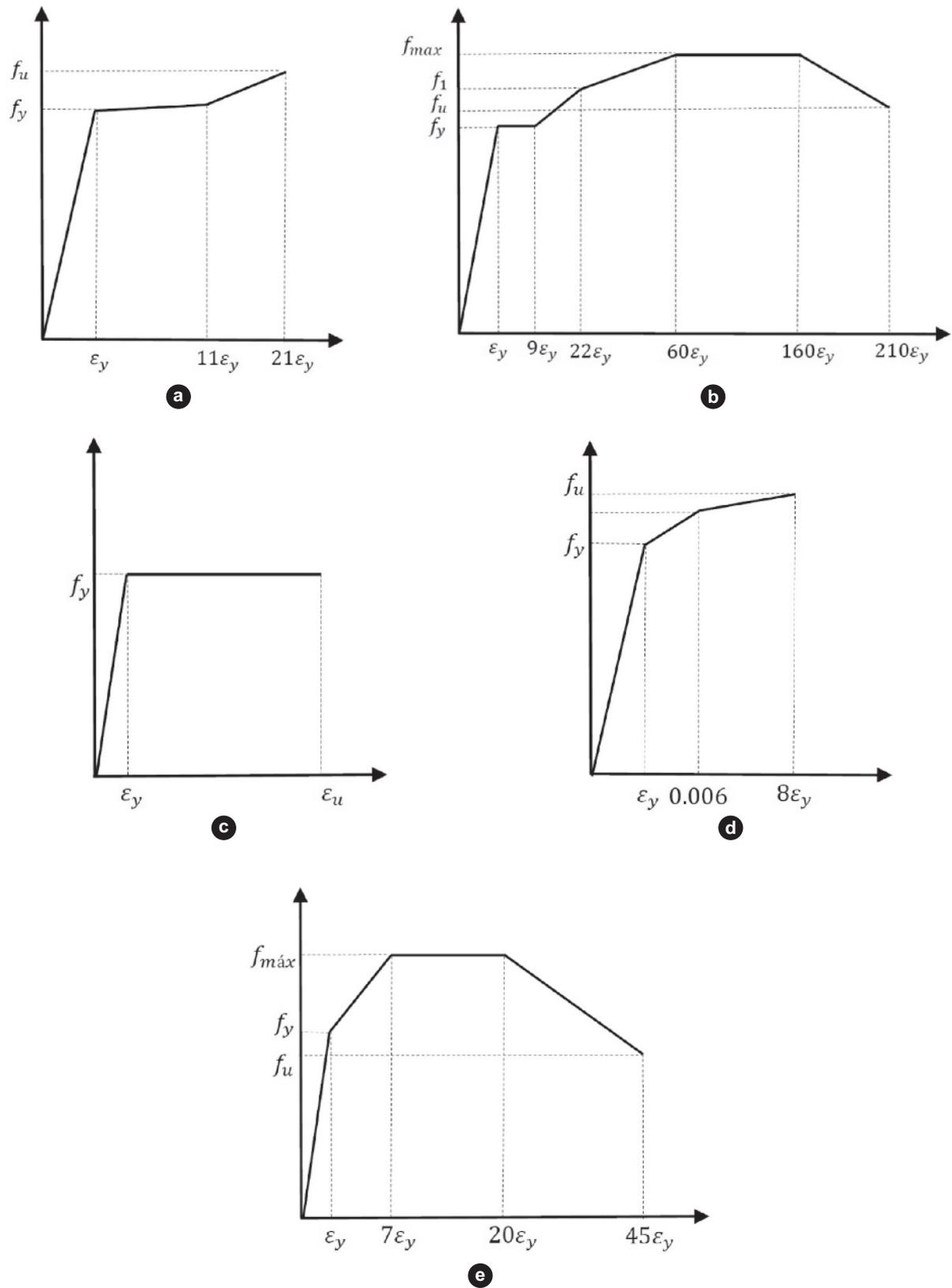


Figura 6
Modelos constitutivos para os componentes de aço

(1V a 6V, Figura 5) e da rotação da ligação; a rotação foi calculada a partir dos deslocamentos horizontais medidos na região nodal (1H a 4H, Figura 5).

3. Modelo numérico

O modelo numérico foi desenvolvido no pacote computacional ABAQUS [11], versão 2017, que permite modelar problemas da engenharia utilizando elementos finitos. Para discretizar cada um dos componentes do modelo físico de referência (item 2) foram utilizados os elementos finitos mostrados na Tabela 2. A escolha do elemento finito C3D8R se deu devido à sua capacidade de fornecer bons resultados com menor custo computacional e evitar o aumento da capacidade resistente, efeito *shear locking*, fato este destacado por diversos autores [12-15]. Como feito por Rocha [14], no presente estudo também foi utilizado mais de um elemento finito na espessura dos componentes flecidos a fim de compensar as deformações excessivas (efeito *hourglassing*). Por ser um elemento linear e esbelto, os conectores de cisalhamento foram discretizados com elementos *Beam* do tipo B31. Quanto à armadura da laje foram utilizados elementos *Truss* do tipo T3D2. Este tipo de elemento representa a armadura satisfatoriamente por apresentar comportamento semelhante ao das barras de aço, ou seja, resistir predominantemente a esforços axiais. Não foi feita

nenhuma avaliação quanto à influência do tipo de elemento finito e nem da densidade da malha na resposta do modelo numérico. A seguir são apresentados os parâmetros cuja influência na resposta global da ligação mista foi avaliada no presente estudo.

3.1 Modelos constitutivos

A fim de avaliar a influência dos modelos constitutivos dos materiais na representação do comportamento do modelo físico foram avaliados diversos modelos tanto para o aço quanto para o concreto. Para representar o comportamento do aço dos perfis (I monossimétrico e seção tubular) e chapa passante foram avaliados os modelos cujas relações Tensão axial vs. Deformação axial são apresentadas na Figura 6, sendo eles: modelo utilizado por Sherbourne e Bahaari [16] (Figura 6a), modelo utilizado por Maggi [17] (Figura 6b) e modelo elastoplástico perfeito (Figura 6c). O comportamento dos conectores de cisalhamento e parafusos foi simulado utilizando os modelos utilizados por Sherbourne e Bahaari [16] e Maggi [17], além do modelo elastoplástico perfeito, mostrados, respectivamente em Figura 6d, Figura 6e e Figura 6c. Para o aço das armaduras foi utilizado o modelo elastoplástico perfeito com valores de ϵ_y e f_y dados na Tabela 1 e deformação última (ϵ_u) de 10%. Para todos os componentes de aço foi adotado módulo de elasticidade igual a 200 GPa. Além disso, os valores

Tabela 3
Modelos constitutivos para o concreto

	Modelo	Equação		
		σ (MPa)	u (mm)	
Tração	Silva [21]	f_{ctm}	0,00	
		$0,60f_{ctm}$	0,05	
		$0,30f_{ctm}$	0,15	
		$0,05f_{ctm}$	0,50	
Tração	Carreira e Chu [22]	$\frac{f_t}{f_t} = \frac{\beta(\epsilon/\epsilon'_t)}{\beta - 1 + (\epsilon/\epsilon'_t)^\beta}$ com $\beta = \left[\frac{f'_c}{32,4} \right]^3 + 1,55$		
		$\epsilon/\epsilon'_t \leq 1$	$\frac{f_t}{f_t} = 1,2(\epsilon/\epsilon'_t) - 0,2(\epsilon/\epsilon'_t)^6$	
Tração	Guo [23]	$\epsilon/\epsilon'_t \geq 1$	$\frac{f_t}{f_t} = \frac{(\epsilon/\epsilon'_c)}{\alpha_t((\epsilon/\epsilon'_t) - 1)^{1,7} + (\epsilon/\epsilon'_t)}$ com $\alpha_t = 0,312(f'_t)^2$	
Compressão	Eurocode 2:2004 [24]	$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{k(\epsilon/\epsilon'_c) - (\epsilon/\epsilon'_c)^2}{1 + (k - 2)(\epsilon/\epsilon'_c)}$ com $k = \frac{1,05E_{cm}[\epsilon'_c]}{f_{cm}}$		
		$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\beta(\epsilon/\epsilon'_c)}{\beta - 1 + (\epsilon/\epsilon'_c)^\beta}$ com $\beta = \left[\frac{f'_c}{32,4} \right]^3 + 1,55$		
	Compressão	Carreira e Chu [25]	$\epsilon/\epsilon'_c \leq 1$	$\frac{f_c}{f'_c} = \alpha_a \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon'_c} \right) + (3 - 2\alpha_a) \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon'_c} \right)^2 + (\alpha_a - 2) \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon'_c} \right)^3$ com $\alpha_a = E_0 \frac{\epsilon'_c}{f'_c}$
			$\epsilon/\epsilon'_c \geq 1$	$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{(\epsilon/\epsilon'_c)}{\alpha_d((\epsilon/\epsilon'_c) - 1)^2 + (\epsilon/\epsilon'_c)}$ com $0 \leq \alpha_d \leq \infty$
Compressão	Guo [23]			

de tensões e deformações nominais foram corrigidos de acordo com o Eurocode 3:2006 [18] a fim de considerar a tensão e a deformação real.

Para simular o comportamento do concreto foi utilizado o critério de resistência *Concrete Damaged Plasticity (CDP)*, modelo baseado na Teoria da Plasticidade e na Mecânica do Dano e que simula a perda de rigidez do concreto após atingir sua resistência máxima, tanto na tração quanto na compressão. Os parâmetros que definem esse modelo no pacote computacional utilizado são: ângulo de dilatação (ψ), excentricidade (e), viscoplasticidade (v), proporção das distâncias entre o eixo hidrostático e os meridianos de compressão e de tração na seção transversal (K), razão entre a resistência à compressão nos estados biaxial e uniaxial (f_{b0}/f_{c0}), relação Tensão vs Deformação a tração e a compressão e danos a tração e a compressão. Fisicamente, o ângulo de dilatação (ψ) representa o ângulo de atrito interno do concreto e seu valor varia entre 36° e 40° . A excentricidade (e), dada pela relação f_t/f_c , é o comprimento (medido ao longo do eixo hidrostático) do segmento entre o vértice da hipérbole e a interseção das assíntotas dessa hipérbole [19]. Kirchhof [20] destaca que a excentricidade não possui sentido físico, mas pode melhorar a convergência do modelo numérico. Assim, sua influência sobre o modelo numérico foi avaliada considerando os seguintes valores: 0,0697, 0,25 e 0,50. Já a viscoplasticidade (v) é o parâmetro que regulariza as equações constitutivas melhorando a convergência dos modelos com materiais que perdem rigidez, por exemplo, devido à fissuração. O valor usual de v para estruturas com concreto varia entre 0 e 0,001; sua influência foi avaliada considerando os valores 0,1, 0,01 e 0,001. O manual do pacote computacional ABAQUS [11] recomenda adotar, para estruturas de concreto, proporção das distâncias entre o eixo hidrostático e os meridianos de compressão e de tração na seção transversal, $K=2/3$ e razão f_{b0}/f_{c0} igual a 1,16.

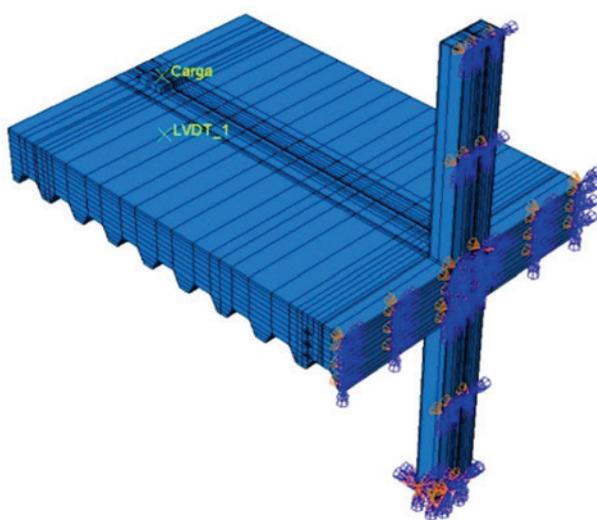
Para avaliar a influência do modelo constitutivo do concreto da laje

na resposta do modelo numérico, foram utilizados três modelos constitutivos a tração e três a compressão, mostrados na Tabela 3. O concreto do pilar preenchido foi assumido com comportamento elástico linear em todas as análises pois apresentou baixo nível de deformações durante o ensaio experimental.

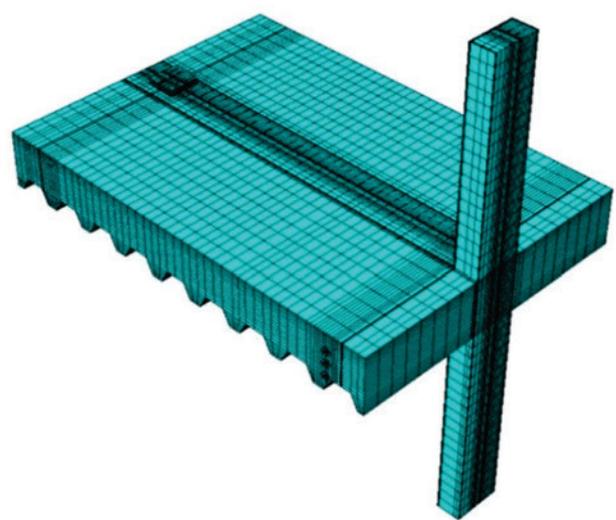
3.2 Acoplamentos, condições de contorno, malha e carregamento

A fim de representar o modelo físico e suas interfaces é preciso lançar mão de acoplamentos e condições de contorno. Assim, foram feitos acoplamentos de várias partes, ou seja, alguns graus de liberdade do nó de um elemento são vinculados ao nó de outro elemento. Assim sendo, os conectores de cisalhamento foram vinculados ao perfil da viga utilizando o comando *Merge*, que permite unir duas peças resultando em uma peça única, mas podendo ter diferentes elementos finitos e materiais. Como não foram observadas separações entre cabeça dos parafusos e chapa passante, entre chapa passante e núcleo de concreto do pilar preenchido, entre porcas dos parafusos e perfil da viga e entre perfil tubular e núcleo de concreto do pilar preenchido, nesses componentes foi utilizada a vinculação *Tie* entre as superfícies de contato. A vinculação entre a armadura e a laje de concreto se deu pelo comando *Embedded Region*, que vinculou os graus de liberdade de translação da armadura aos do concreto da laje. O comportamento conjunto dos materiais aço e concreto também foi simulado por meio do comando *Embedded Region*. Este método de simulação do comportamento conjunto foi utilizado por outros pesquisadores em estudos anteriores [15, 26].

Quanto às condições de contorno, para simular a vinculação da base do pilar foi utilizado o comando *Encastre* e restringidos os deslocamentos e as rotações em todas as direções. Foi considerado um plano de simetria vertical passando pelo centro do pilar preenchido (Figura 7a); para isso foi utilizado o comando *XSYMM*.



(a) Vinculações e condições de contorno



(b) Malha de elementos finitos

Figura 7
Simetrias, vinculações e malha de elementos finitos

Tabela 4

Modelos constitutivos para aço e concreto considerando aderência perfeita

Modelo	Aço	Concreto à compressão	Concreto à tração
Modelo 1	Maggi [17]		
Modelo 2	Sherbourne e Bahaari [16]	Eurocode 2:2004 [24]	Silva [21]
Modelo 3	Elastoplástico perfeito		
Modelo 4		Guo [23]	Guo [23]
Modelo 5	Maggi [17]	Carreira e Chu [25]	Carreira e Chu [22]
Modelo 6		Eurocode 2:2004 [24]	Silva [21]
Modelo 7	Maggi [17]		
Modelo 8	Sherbourne e Bahaari [16]	Guo [23]	Guo [23]
Modelo 9	Elastoplástico perfeito		
Modelo 10		—	—
Modelo 11	Elastoplástico perfeito	—	—
Modelo 12		Eurocode 2:2004 [24]	Silva [21]

Embora não tenha sido realizado estudo específico sobre a influência da densidade da malha, os componentes da ligação foram particionados até a obtenção de malhas regulares e coincidentes. A geração das malhas se deu por meio da técnica *Sweep* com o algoritmo *Medial Axis* (Figura 7b).

Diferentemente do modelo físico, no modelo numérico foram aplicadas somente forças nas extremidades das vigas, a uma distância de 1500 mm da face externa o pilar. Tais forças foram aplicadas em incrementos com valor inicial de 0,01, mínimo de $1,10E-10$ e máximo de 0,1. Embora no modelo físico também tenha sido aplicada uma força de compressão de 600 kN, constante, no topo do pilar, os resultados experimentais e uma simulação numérica prévia mostraram que tal força não exercia influência nos resultados do modelo numérico. Por isso, essa força foi suprimida do modelo numérico final.

3.3 Interações de contato

A consideração das interações de contato torna o modelo numérico muito mais realista, porém implica em maior custo computacional. O comportamento mecânico das interações de contato é caracterizado por parâmetros como comportamento nas direções normal e tangencial, amortecimento, dano, fratura, entre outros. Dentre estes, os mais relevantes para a presente modelagem são os comportamentos nas direções normal e tangencial à superfície de contato. Ainda, como o modelo físico possui dois materiais distintos, aço e concreto, são necessárias interações de contato aço-aço e aço-concreto para torna-lo mais representativo.

Para representar a interação aço-aço, a direção tangencial foi caracterizada pelo modelo de fricção *Frictionless*, ou seja, sem atrito a fim de permitir que as superfícies em contato deslizem livremente. Na direção normal foi utilizado o modelo *Hard* e método de aplicação de restrição *Augmented Lagrange*, com a possibilidade de separação das superfícies quando submetidas à tração e transmissão completa de tensões sem penetração quando comprimidas. A interação de contato aço-aço foi utilizada entre chapa passante e alma da viga, entre corpo dos parafusos e furos da chapa passante e entre corpo dos parafusos e furos na alma da viga. Já na interação aço-concreto, a direção tangencial foi caracterizada pelo modelo de fricção *Penalty* com as seguintes variações no

coeficiente de atrito: 0,10, 0,25, 0,50 e 0,75; a direção normal foi caracterizada com a mesma formulação da interação aço-aço. A interação de contato aço-concreto foi utilizada nos seguintes contatos: entre viga e laje, entre laje e chapa passante, entre o perfil do pilar e laje, entre a cabeça dos parafusos e a laje e entre porcas dos parafusos e laje. Aqui cabe ressaltar que embora alguns valores de coeficiente de atrito aqui considerados não tenham, a princípio, nenhum significado físico, os mesmos constituem artifícios matemáticos para tentar aproximar as representações do contato aço-aço e aço-concreto do modelo numérico com as condições reais. Comentários relativos aos valores de coeficiente de atrito investigados são apresentados no item 4.2.

Os resultados obtidos são apresentados e discutidos a seguir.

4. Resultados e discussão

No presente estudo foram avaliados os seguintes parâmetros sobre a resposta do modelo numérico: modelo constitutivo dos materiais, interações de contato e parâmetros de plasticidade do modelo de dano *Concrete Damaged Plasticity (CDP)*. A validação do modelo numérico se deu por meio de análise comparativa das respostas Momento vs. Rotação do modelo experimental de referência [10] e do modelo numérico desenvolvido. A seguir, são apresentados os resultados de cada um dos parâmetros avaliados.

4.1 Influência dos modelos constitutivos dos materiais considerando aderência perfeita

Nessa primeira etapa foi avaliada a influência dos modelos constitutivos dos materiais na resposta do modelo numérico. Para isto, os conectores de cisalhamento foram removidos e nenhuma interação de contato foi introduzida em seu lugar; consequentemente, foi imposta a condição de aderência perfeita entre os componentes por meio da ferramenta de acoplamento *Tie*. Para avaliar a influência do modelo constitutivo do aço foram adotados e mantidos constantes, respectivamente para o concreto a compressão e a tração, os modelos constitutivos do Eurocode 2:2004 [24] e de Silva [21]. Os valores dos parâmetros de plasticidade do modelo de dano *Concrete Damaged Plasticity (CDP)* foram mantidos constantes nessa etapa e tomados iguais a: $\psi = 36^\circ$, $e = 0,0697$, $\nu = 0,001$, $K = 2/3$ e $f_{ty}/f_{co} = 1,16$. A influência dos modelos constitutivos

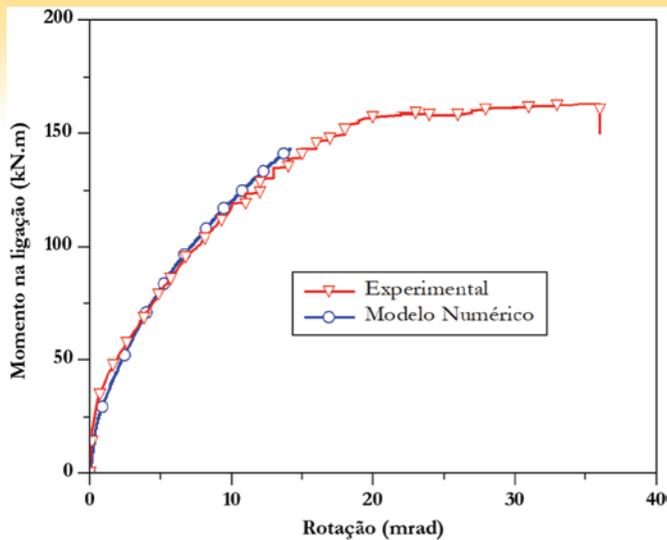


Figura 8
Comparação modelo numérico vs. experimental com interações de contato

do aço foi avaliada considerando as combinações da Tabela 4 (Modelos 1, 2 e 3). Em todas as análises aqui apresentadas, o comportamento da armadura foi representado pelo modelo elastoplástico perfeito. Uma breve descrição dos principais parâmetros relativos aos modelos constitutivos é apresentada na Tabela 1.

A análise da influência do modelo constitutivo do aço resultou em respostas Momento vs. Rotação (Tabela 4, Modelos 1 a 3) com diferenças insignificantes entre si, comportamentos muito mais rígidos e mais resistentes que o modelo físico. Mesmo apresentando comportamentos muito semelhantes entre si, dessa etapa foi selecionado o modelo constitutivo multilinear de Maggi [17] (Figura 6b), Modelo 1, para as simulações posteriores. Essa escolha foi baseada no avanço que o modelo numérico apresentou em relação aos demais, descrevendo o comportamento do modelo físico e apresentando um trecho inicial elástico linear, seguido do escoamento e plastificação. Os gráficos correspondentes a essa etapa podem ser encontrados em Kochem [27].

Isso feito, a próxima etapa foi avaliar a influência do modelo cons-

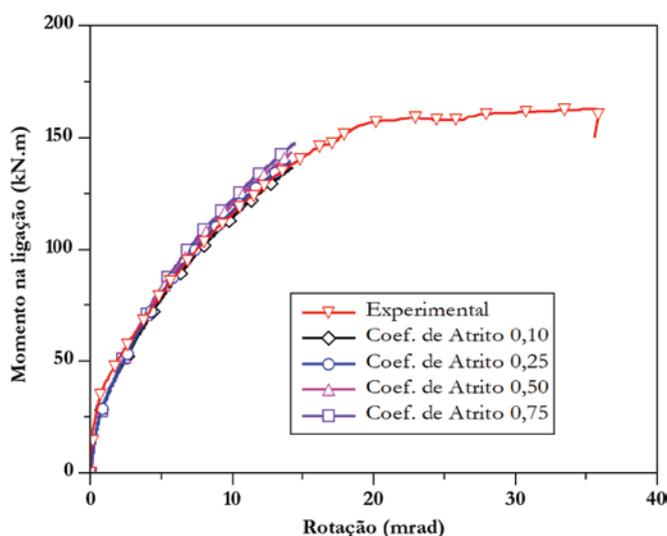


Figura 9
Influência do coeficiente de atrito aço-concreto

titutivo do concreto, agora combinado ao modelo multilinear de Maggi [17] para todos os componentes de aço, com exceção da armadura (modelo elastoplástico perfeito). Nessa etapa avaliou-se o modelo constitutivo em si, sem variações nos parâmetros de plasticidade do concreto. Para seleção do modelo constitutivo mais adequado para o concreto foram feitas as combinações apresentadas na Tabela 4 (Modelos 4, 5 e 6). No tocante aos resultados, diferentemente do que ocorreu para os modelos constitutivos do aço, no caso do concreto observa-se influência considerável na resposta do modelo numérico. A utilização do modelo constitutivo do Eurocode 2:2004 [24] combinado com o modelo de Silva [21] – Modelo 06 – resultou em comportamento mais rígido que para as demais combinações. Outro aspecto importante: a combinação dos modelos de Carreira e Chu [25] e Carreira e Chu [22] – Modelo 05 – apresentou dificuldades de convergência e o processamento foi interrompido com aproximadamente 65% da carga total aplicada. Os gráficos correspondentes a essa etapa podem ser encontrados em Kochem [27].

Diante dos resultados obtidos até o momento e considerando as variações feitas até então para os modelos constitutivos do aço e do concreto foi feita uma seleção prévia para as análises posteriores: modelo constitutivo multilinear de Maggi [17] para os elementos de aço, modelo elastoplástico perfeito para as armaduras e modelo de Guo [23] para o concreto. Além disso, em relação à aderência, até o momento foi considerada aderência perfeita, implementada por meio do comando *Tie* e remoção dos conectores de cisalhamento. Os resultados iniciais reportam modelo numérico com comportamento muito mais rígido que o experimental. Portanto, essa estratégia foi revista sendo necessário discretizar os conectores de cisalhamento e considerar as interações de contato entre os componentes no modelo numérico a fim de melhorar sua representatividade.

4.2 Modelo numérico com consideração das interações de contato

As interações de contato foram consideradas, conforme descrito no item 3.3, adotando coeficiente de atrito aço-concreto igual a 0,50, valor esse adotado por Amadio, Bedon e Fasan [15] em simulações de ligações mistas. A discretização dos conectores de cisalhamento foi feita utilizando elementos finitos B31, conforme item 3, e o comportamento conjunto entre os materiais foi representado pela vinculação dos conectores de cisalhamento à laje (item 3.2).

A discretização dos conectores de cisalhamento e a consideração das interações de contato resultaram em boa representatividade do modelo numérico frente ao experimental (Figura 8). Entretanto, o modelo numérico apresentou dificuldades de convergência e interrompeu o processamento para valores de momento bem inferiores ao momento último experimental (Figura 8). Contudo, a resposta global seguia um caminho bastante aderente à observada experimentalmente, indicando a necessidade de ajustes menores a fim de melhorar a convergência do modelo numérico (Figura 8). Então, visando a melhora da convergência foi então avaliada a influência do coeficiente de atrito considerando-se os valores: 0,10, 0,25 e 0,75 além do valor de 0,50 já avaliado. O valor 0,25 foi adotado por outros pesquisadores [13,28] em simulações de ligações mistas. Já o valor 0,75 foi escolhido por estar próximo do valor de coeficiente de atrito aço-concreto obtido por McCormick *et al.* [29], embora pareça bastante elevado. Os resultados obtidos indicam que esse não é um parâmetro de grande influência na resposta do modelo numérico (Figura 9). Apesar da pouca

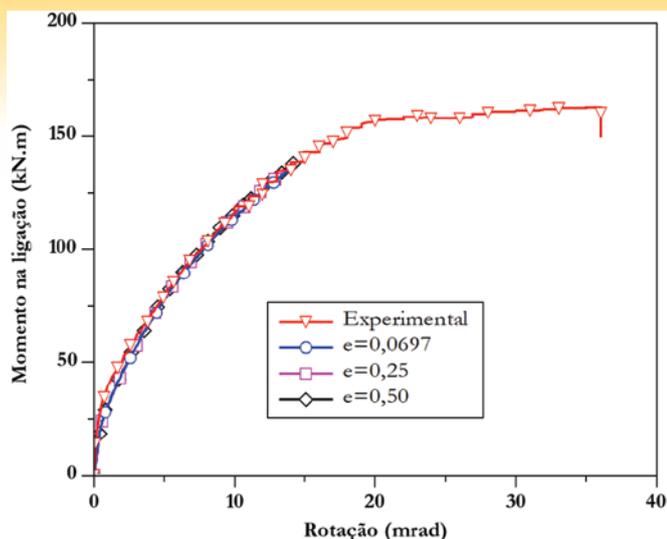


Figura 10
Influência do parâmetro excentricidade

influência, a resposta mais aderente à experimental foi obtida para coeficiente de atrito igual a 0,10. Em contrapartida, comportamento levemente mais rígido foi observado para coeficiente de atrito igual a 0,75. Assim, para as análises posteriores foi adotado coeficiente de atrito aço-concreto igual a 0,10.

4.3 Influência dos parâmetros de plasticidade do Concrete Damaged Plasticity

Uma vez que o modelo numérico agora apresenta comportamento bastante semelhante ao experimental, foi realizada a avaliação de alguns parâmetros do modelo de dano do concreto a fim de fazer o modelo numérico avançar mais e representar uma porção maior da resposta experimental. Aqui vale lembrar que o modelo numérico atual tem os conectores de cisalhamento discretizados e vinculados à laje de concreto por meio do comando *Embedded Region*, o comportamento dos elementos de aço é representado pelo modelo multilinear de Maggi [17], as armaduras pelo modelo elastoplástico perfeito, o concreto pelo modelo de Guo [23] e as

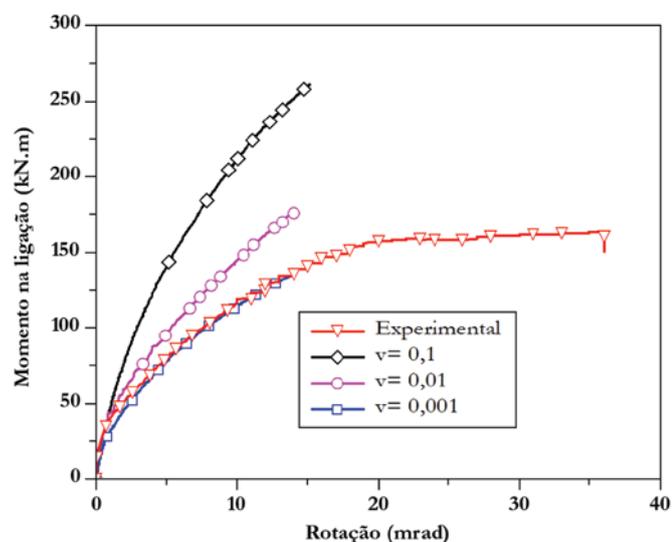


Figura 11
Influência da viscoplasticidade (v)

interações aço-concreto discretizadas com coeficiente de atrito igual a 0,10.

Alguns autores relacionam os problemas de convergência a limitações do modelo de dano *Concrete Damaged Plasticity (CDP)* quando associado a elementos finitos tipo C3D8R [20]. Uma alternativa para melhorar a convergência é alterar os parâmetros de plasticidade do concreto. Assim, foram realizadas simulações com variação nos seguintes parâmetros: excentricidade (e), viscoplasticidade (v) e ângulo de dilatação (ψ). Dentre esses parâmetros, a excentricidade (e), obtida da relação f_t/f_c , não possui sentido físico porém sua variação é um artifício numérico para ajustar limitações do modelo *Concrete Damaged Plasticity* [20]. Essa possibilidade foi avaliada considerando os seguintes valores de excentricidade: 0,0697, 0,25 e 0,50 [20]. Foi observada influência insignificante da excentricidade na resposta do modelo numérico, tanto para a convergência quanto no comportamento global (Figura 10). Em função disso, optou-se por manter o valor 0,0697 (*default*) para a excentricidade.

Outra alternativa avaliada para superar essas dificuldades de convergência foi a regularização viscoplástica das equações constitutivas, que faz com que a rigidez tangencial do material se torne positiva para incrementos suficientemente pequenos. Como padrão, o pacote computacional adota valor de viscoplasticidade igual a zero, de modo que nenhuma regularização viscoplástica é realizada. Contudo, esse valor padrão resultou em sérios problemas de convergência e o processamento foi interrompido nos primeiros incrementos de carga. Visando melhorar a convergência, foram avaliados os seguintes valores de viscoplasticidade: 0,1, 0,01 e 0,001. Diferentemente da excentricidade, a viscoplasticidade exerceu grande influência tanto na convergência quanto no comportamento global da ligação mista (Figura 11). Houve melhor significativa na convergência ao aumentar a viscoplasticidade porém, também ocorreu acréscimo considerável da rigidez, afastando bastante as respostas numérica e experimental (Figura 11). Em função disso, a viscoplasticidade foi mantida igual a 0,001, valor já utilizado nos estudos anteriores.

Outro parâmetro do modelo *Concrete Damaged Plasticity* avaliado no presente estudo a fim de melhorar a convergência foi o ângulo de dilatação (ψ), tomado igual aos seguintes valores: 36°, 37°, 38°, 39° e 40° (Figura 12). Ao aumentar o ângulo de dilatação, o modelo numérico apresentou resposta levemente mais rígida. Assim, optou-se por manter o ângulo de dilatação igual a 36°.

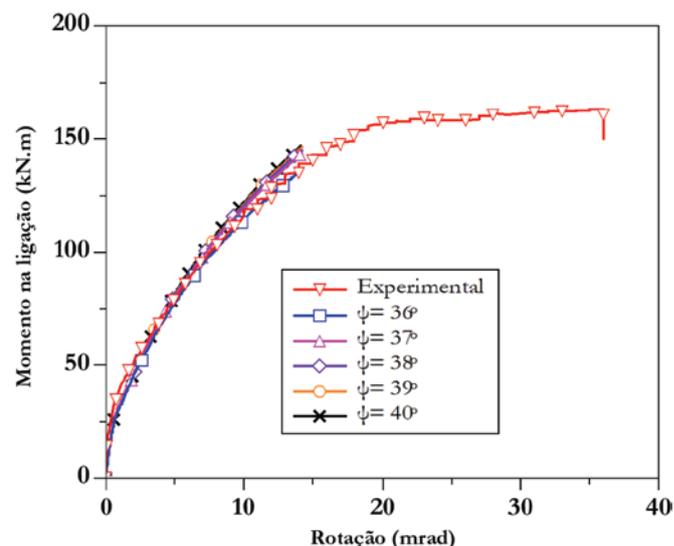


Figura 12
Influência do ângulo de dilatação (ψ)

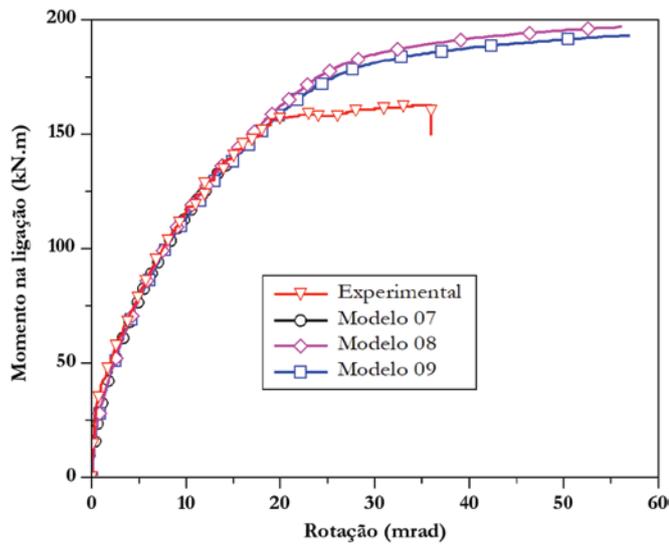


Figura 13
Influência dos modelos constitutivos do aço considerando interações de contato

4.4 Influência do modelo constitutivo associado às interações de contato

Visto que as avaliações até aqui apresentadas não se traduziram em melhoras na convergência do modelo numérico, uma nova avaliação foi realizada associando os modelos constitutivos às interações de contato. Assim, nas análises complementares foram considerados os modelos constitutivos apresentados no item 3.1 e as interações de contato, tomando coeficiente de atrito aço-concreto igual a 0,10, conforme indicado no item 4.2. A primeira tentativa no sentido de melhorar a convergência foi modificar o modelo

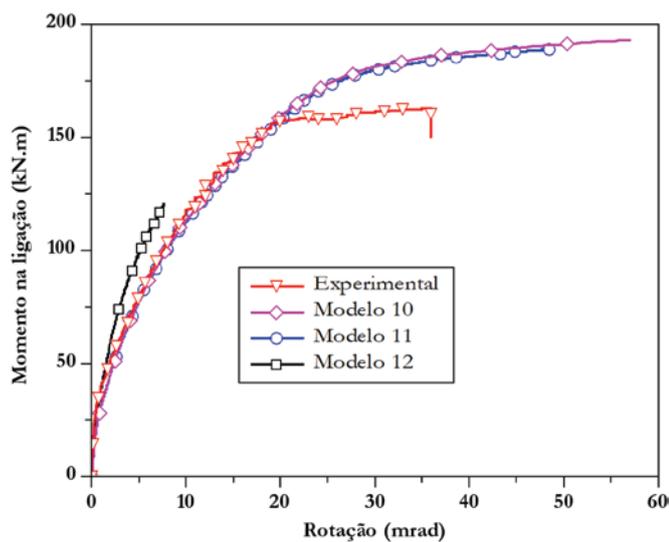


Figura 14
Influência dos modelos constitutivos do concreto associado às interações de contato

constitutivo do aço, mantendo constante o modelo constitutivo do concreto (Tabela 4, Modelos 7, 8 e 9). Essa tentativa resultou em melhora significativa da convergência (Figura 13), sobretudo ao adotar comportamento elastoplástico perfeito para todos os componentes de aço (Modelo 9).

Uma vez definido o modelo constitutivo elastoplástico perfeito para o aço de todos os componentes, a etapa seguinte foi reavaliar a influência do modelo constitutivo do concreto na convergência do modelo numérico, mantendo fixos os parâmetros do modelo de dano *Concrete Damaged Plasticity*. Na Tabela 4 são apresentados os modelos referentes a essa nova avaliação do modelo constitutivo do concreto (Modelos 10, 11 e 12). A combinação dos modelos do Eurocode 2:2004 [24] e de Silva [21], respectivamente para os concretos a compressão e a tração (Modelo 12) resultou em comportamento bastante rígido e com problemas de convergência para baixos níveis de força aplicada (Figura 14). Portanto, em função dos resultados dessa nova análise (Figura 14) foi mantido o modelo de Guo [23] tanto para o concreto tracionado quanto comprimido.

Por estar em uma região de momento negativo, o comportamento da ligação sofre grande influência do comportamento à tração do concreto. No modelo constitutivo de Guo [23] o comportamento à tração do concreto é fortemente influenciado pelo parâmetro α_t . Isto porque o aumento desse parâmetro torna o trecho descendente da curva Tensão vs. Deformação mais côncavo, reduzindo a rigidez da ligação. Assim, visando melhorar a representatividade do modelo numérico foram avaliados os seguintes valores de α_t : 1,38, 4,0, 6,0 e 8,0. Os resultados (Figura 15) mostram melhora na resposta do modelo numérico para $\alpha_t = 6,0$. Para valores superiores houve problemas de convergência, interrompendo o processamento antes da plastificação em algum componente da ligação (Figura 15).

4.5 Modelo numérico final

O modelo numérico que apresentou a melhor resposta Momento

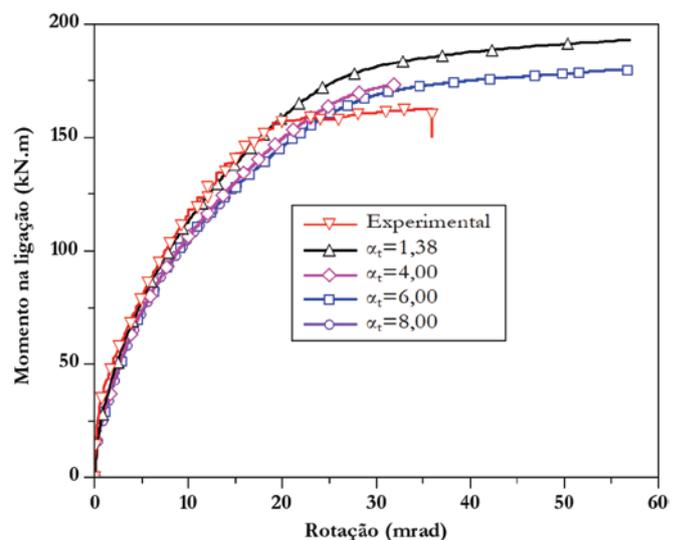


Figura 15
Influência do parâmetro α_t

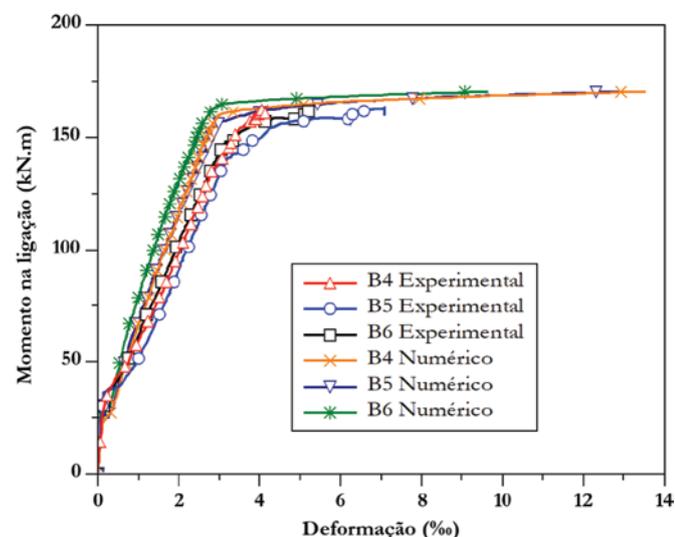
Tabela 5

Valores de momento, rotação e rigidez do modelo numérico e experimental

Modelo	Momento último (kN.m)	2/3 momento último (kN.m)	Δ (%)	Rotação (m_{rad})	Δ (%)	Rigidez ($kN.m/m_{rad}$)	Δ (%)
Experimental	163,00	108,67		8,90		12,21	
Numérico	179,94	119,96	+9,4	12,99	+31,5	9,23	-32,3

vs. Rotação em comparação com a resposta experimental reúne as seguintes características: elementos de aço com comportamento elastoplástico perfeito, concreto com comportamento descrito pelo modelo de Guo [23] tanto para tração quanto para compressão e várias superfícies de interação com coeficiente de atrito igual a 0,1. A simulação foi interrompida quando o modelo numérico atingiu 179,94 kN.m, próximo do valor atingido pelo modelo físico (163 kN.m). Por apresentar comportamento altamente não linear, a ABNT NBR 8800 [8] e o Eurocode 3:2005 [30] recomendam que a rigidez rotacional seja calculada a 2/3 do momento máximo. Assim, tomando o modelo experimental como referência, na Tabela 5 são apresentados os valores dos principais parâmetros extraídos das curvas Momento vs. Rotação dos modelos experimental e numérico.

Uma vez construído um modelo numérico representativo da resposta experimental, foi possível avaliar, além dos valores de momento máximo e rigidez rotacional, as deformações na armadura. No modelo físico as deformações axiais em várias barras de aço da armadura negativa da laje foram medidas e registradas por meio extensômetros. As deformações no modelo físico puderam ser comparadas àquelas do modelo numérico. Da análise comparativa verifica-se que a interrupção da simulação ocorreu para um nível de carregamento em que o aço da armadura já apresentava deformações plásticas consideráveis, caracterizando adequadamente o modo de falha observado no modelo físico, ou seja, o escoamento da armadura negativa (Figura 16). Para os diversos

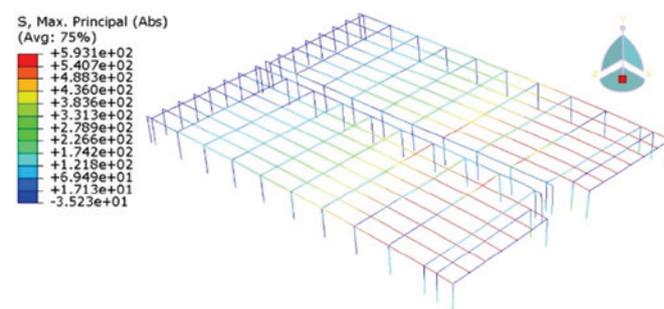
**Figura 16**

Comportamento das deformações na armadura

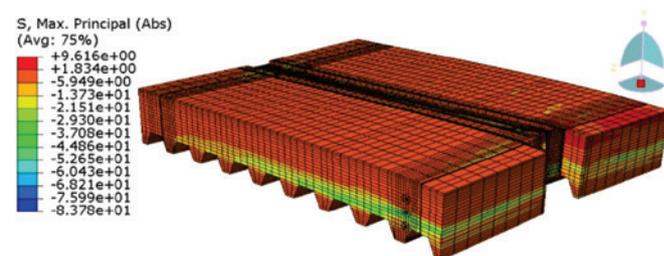
pontos avaliados, verifica-se uma boa correlação das deformações no modelo numérico com os valores experimentais.

Além das deformações, no modelo numérico é possível observar a distribuição de tensões e, ao analisar as tensões principais correspondentes ao último incremento de força aplicado, verifica-se que a tensão última na armadura atinge 593 MPa em vários elementos da armadura (Figura 17). Esse valor de tensão é idêntico ao valor experimental correspondente à resistência ao escoamento da armadura. Verifica-se também que as maiores tensões ocorrem nas barras longitudinais mais próximas à face do pilar e que a intensidade das tensões vai diminuindo à medida que aumenta a distância em relação ao eixo de simetria.

O panorama de tensões na laje de concreto (Figura 18) permite identificar claramente a região tracionada (parte superior da laje) e a comprimida (parte inferior). Na região tracionada as tensões máximas observadas foram da ordem de 1,834 MPa quando a simulação foi interrompida, indicando que o concreto chegou próximo do limite de resistência a tração (Tabela 1). Assim, em função dos panoramas de tensões nas armaduras e na laje de concreto (Figuras

**Figura 17**

Panorama das tensões na armadura para o último incremento de força

**Figura 18**

Panorama das tensões principais na laje de concreto para o último incremento de força

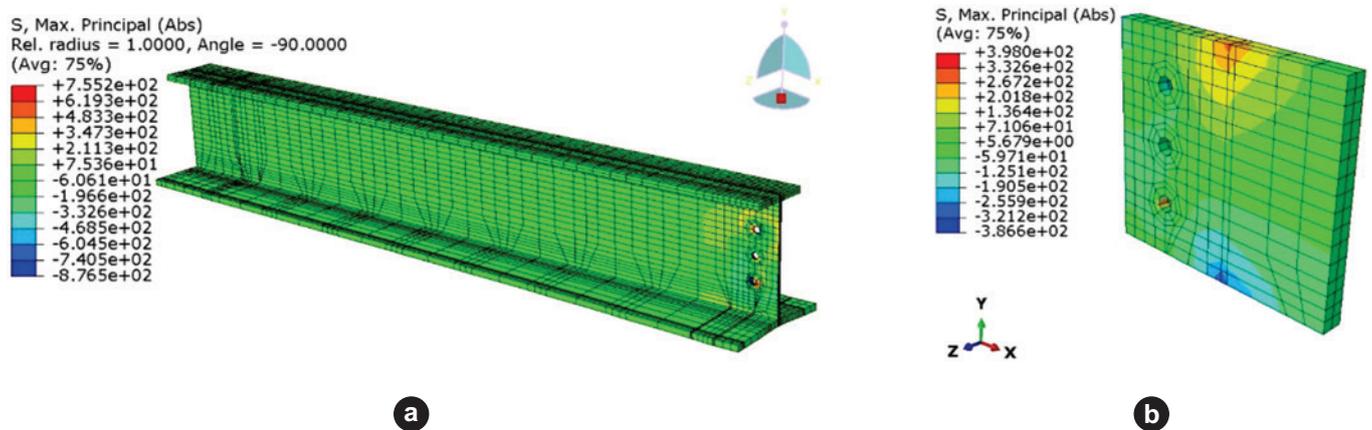


Figura 19
Panorama final de tensões principais no perfil da viga e na chapa passante

17 e 18) constata-se que a interrupção da simulação numérica se deu por conta dos altos níveis de deformações e tensões em diversas barras de aço, correspondentes ao escoamento da armadura, mesmo modo de falha observado no modelo físico [10]. Ou seja, os panoramas de tensões no concreto e na armadura corroboram a boa representatividade do modelo numérico em relação aos resultados experimentais. Por outro lado, os níveis de tensão registrados no perfil de aço da viga (Figura 19a) e na chapa passante (Figura 19b) estão bem abaixo da resistência ao escoamento do aço (Tabela 1), indicando que estes componentes foram pouco solicitados; isso também foi observado no modelo físico [10].

Visto a boa concordância em nível global (Figura 15), local (Figura 16) e a boa representatividade do modo de falha, o modelo numérico desenvolvido foi considerado válido para representar o comportamento do modelo físico de referência [10]. Deste modo, em síntese, o modelo numérico validado possui elementos de aço representados pelo modelo constitutivo elastoplástico perfeito e valores de resistência conforme Tabela 1, modelo constitutivo de Guo [23] para o concreto e parâmetros de plasticidade conforme Tabela 3, interações de contato conforme item 3.3 e coeficiente de atrito aço-concreto igual a 0,10. A vinculação entre armadura e laje de concreto e o comportamento conjunto entre os materiais foram representados pelo comando *Embedded Region*.

5. Conclusões

Os estudos envolvendo os pisos mistos de pequena altura usualmente estão voltados para a avaliação do comportamento da viga mista parcialmente revestida. Por outro lado, as ligações mistas estudadas usualmente contemplam ligações entre pilares, comumente de aço, e vigas mistas convencionais. O panorama atual mostra que há pouquíssimos estudos voltados às ligações mistas entre pilares preenchidos e vigas mistas e, mais escassos ainda são os estudos de ligações mistas entre o pilar preenchido e o piso de pequena altura. Assim, o presente estudo teve como objetivo principal o desenvolvimento de um modelo numérico representativo do comportamento Momento vs. Rotação de uma ligação mista envolvendo pilar misto preenchido e piso misto de pequena altura. Trata-se de uma mode-

lagem com elevado grau de não linearidade, um grande conjunto de componentes e, por consequência, várias interfaces aço-concreto. Em relação ao modelo numérico, a consideração da aderência perfeita não mostrou boa representatividade do comportamento sendo necessária a introdução de interações de contato. Outro parâmetro que se mostrou importante para a resposta numérica foi o modelo constitutivo do concreto. Os primeiros resultados numéricos também mostraram a necessidade de discretizar os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça.

Ao introduzir as interações de contato o modelo numérico apresentou boa concordância com o modelo físico, entretanto ocorreram dificuldades de convergência. Tais dificuldades foram contornadas reavaliando alguns parâmetros de plasticidade do modelo *Concrete Damaged Plasticity*. Nessa reanálise foi observado que o aumento da excentricidade e do ângulo de dilatação exercem pouca influência tanto no comportamento global da ligação quanto na convergência. Já os acréscimos na viscoplasticidade melhoram a convergência, porém aumentam substancialmente a rigidez da ligação afastando as respostas numérica e experimental. O problema da convergência foi superado ao utilizar modelo constitutivo elastoplástico perfeito para todos os elementos de aço. Quanto ao comportamento conjunto, a simulação por meio do *Embedded Region* resultou em boa representatividade e o modelo numérico final apresentou resultados satisfatórios, sendo possível validá-lo para a curva Momento vs. Rotação. Portanto, o modelo numérico final reproduz, de forma satisfatória, o comportamento real da ligação viga-pilar envolvendo o piso misto de pequena altura e o pilar preenchido de seção quadrada mostrando-se uma excelente ferramenta para estudos posteriores. Tal ferramenta, agora validada, será útil para o desenvolvimento de análises paramétricas nas quais será avaliada a influência de parâmetros geométricos e de resistência dos materiais na resposta e na capacidade resistente da ligação mista.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem à Fapesp – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo pelo auxílio financeiro para a realização do ensaio do modelo de referência (Processo Fapesp no. 2002/14209-4).

7. Referências bibliográficas

- [1] BERNUZZI, C.; GADOTTI, F.; ZANDONINI, R. Semi-continuity in slim floor steel-concrete composite systems. *In: Proceedings of the 1st European Conference on Steel Structures*. 1995, Athens, p. 287-294.
- [2] MA, Z.; MAKELAINEN, P. Behaviour of composite slim floor structures in fire. *Journal of Structural Engineering*, v. 126, n. 7, 2000; p. 830–837.
- [3] LAWSON, R. M.; MULLETT, D. L.; RACKHAM, J. W. Design of Asymmetric “Slimflor” Beams using Deep Composite Decking. The Steel Construction Institute, Publication 175, 1997.
- [4] RAMOS, A. L. Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura, São Carlos, 2012, Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 138 p.
- [5] DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 65, n. 2, 2009; p. 342–350.
- [6] WANG, Y.; LU, Y.; SHI, Y.; ZHANG, R. Loading capacity of composite slim frame beams. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 65, n. 3, 2009; p. 650–661.
- [7] PUHALI, R.; SMOTLAK, I.; ZANDONINI, R. Semi-rigid composite action: experimental analysis and suitable model. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 15, 1990; p. 121–151.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800:2008. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- [9] MALASKA, M. Behaviour of a semi-continuous beam-column connection for composite slim floors, Helsinki, 2000, Thesis (Doctorate) - Helsinki University of Technology, 102 p.
- [10] DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Composite connections in slim-floor system: An experimental study. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 68, n. 1, 2012; p. 78–88.
- [11] ABAQUS. Software Documentation. Version 6.17 by SIMULIA.
- [12] FU, F.; LAM, D.; YE, J. Parametric study of semi-rigid composite connection with 3-D finite element approach. *Engineering Structures*, v. 29, 2007; p. 888–898.
- [13] GIL, B.; GONI, R.; BAYO, E. Experimental and numerical validation of a new design for three-dimensional semi-rigid composite joints. *Engineering Structures*, v. 48, 2013; p. 55–69.
- [14] ROCHA, F. M. Pilares de aço e mistos de aço e concreto inseridos em paredes em situação de incêndio, São Carlos, 2016, Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 262 p.
- [15] AMADIO, C.; BEDON, C.; FASAN, M. Numerical assessment of slab-interaction effects on the behaviour of steel-concrete composite joints. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 139, 2017; p. 397–410.
- [16] SHERBOURNE, A.N.; BAHARI, M.R. 3D simulation of bolted connections to unstiffened columns – I. T-stub connections. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 40, 1996; p. 169–187.
- [17] MAGGI, Y. I. Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida, São Carlos, 2004, Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 269 p.
- [18] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-4: General rules – Supplementary rules for stainless steels - EN 1993-1-4, Brussels, 2006.
- [19] JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. *Foundations of Civil and Environmental Engineering*, v. 06, 2005; p. 53–69.
- [20] KIRCHHOF, L. D. Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio, São Carlos, 2004, Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 143 p.
- [21] SILVA, H. P. Simulação Numérica do Comportamento de Conectores de Cisalhamento Tipo Crestbond, Vicoça, 2013, Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Viçosa, 109 p.
- [22] CARREIRA, D.J.; CHU, K. H. Stress-strain relationship for reinforced concrete in tension. *ACI Journal*, v. 83, 1986; p. 21–28.
- [23] GUO, Z. Principles of reinforced concrete, Oxford: Elsevier, 1ed, 2013, 590p.
- [24] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings – EN 1992-1-1, Brussels, 2004.
- [25] CARREIRA, D.J.; CHU, K. H. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. *ACI Journal*, v. 82, 1985; p. 797–804.
- [26] ATAEI, A.; BRADFORD, M. A.; VALIPOUR, H. R. Moment-rotation model for blind-bolted flush end-plate connections in composite frame structures. *Journal Structural Engineering*, v.141, 2015; p. 401–421.
- [27] KOCHER, R. F. F. Modelagem numérica de piso misto de aço e concreto de pequena altura: ênfase à ligação viga-pilar, São Carlos, 2018, Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, 106 p.
- [28] GIL, B.; BAYO, E. An alternative design for internal and external semi-rigid composite joints. Part II: Finite element modelling and analytical study. *Engineering Structures*, v. 30, 2008; p. 232–246.
- [29] McCORMICK, J.; NAGAE, T.; IKENAGA, M.; ZHANG, P.; KATSUO, M.; NAKASHIMA, M. Investigation of the sliding behavior between steel and mortar for seismic applications in structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 38, 2009; p. 1401–1419.
- [30] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode 3: Design of structures – Part 1-8: Design of joints – EN 1993-1-8, Brussels, 2005.