

Theoretical and experimental study of the behavior of composite beam-columns using double I section filled with reinforced concrete

Larissa Macedo Rosa Silva, Rodrigo Pomper Mayer Soares, Sebastião Arthur Lopes de Andrade

*Dept. de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio
R. Marquês de São Vicente, 225 – Gávea, Rio de Janeiro – 22451-900, RJ, Brasil
larissamacedors@gmail.com, rodrigoposoares@gmail.com, andrade@puc-rio.br*

Abstract. Composite beam-columns are cost-effective structural systems for buildings and warehouses. They can be pre-cast with reduced formwork or can be cast in-place in order to reduce crane usage. This paper reports the structural behaviour of a pre-fabricated composite system based on a theoretical and experimental study. The structural model is composed of a double rolled I section constituting a built-up member by means of I-section web connectors, then filled with reinforced concrete. A theoretical study based on linear and nonlinear static analysis through the Finite Element Method was carried using ABAQUS software. Based on this study, an experimental programme was developed to test full-scale members submitted to flexural tests in order to validate the numerical results. The experimental results were compared to the numerical results and the design recommendations of Brazilian standard. Lastly, the economic conditions for the implementation of the system were evaluated and the structural efficiency was analysed for an industrialized construction method.

Keywords: composite structures, composite columns, experimental study, computational analysis.

1 Introdução

Um sistema misto de aço e concreto é aquele no qual um perfil de aço laminado, dobrado ou soldado, trabalha em conjunto com o concreto, podendo ser simples ou armado, funcionando como um único elemento. A associação das estruturas de aço e concreto oferece várias vantagens em relação a estruturas de aço ou de concreto armado isoladas, e tem se tornado muito importante nos processos construtivos industrializados. Dentre as vantagens do sistema misto, pode-se citar a proteção contra corrosão e incêndio, aumento da resistência e rapidez na execução.

Andrade et al [1] evidencia que os sistemas mistos apresentam um aumento significativo de rigidez e resistência em comparação a soluções estruturais apenas de aço. Isto leva, tradicionalmente, a soluções mais leves que as não mistas. O comportamento interativo destes materiais é proporcionado pela tensão de aderência entre eles, ou, caso esta seja excedida, por meio da utilização de conectores de cisalhamento.

Um dos primeiros métodos de cálculo de pilares mistos a levar em conta a interação entre o aço e o concreto em um pilar de seção H revestida por concreto foi feito por Basu e Sommerville [2]. O método utilizado no Eurocode 4 [3] foi desenvolvido por Roik, Bergmann e outros pesquisadores, e se trata de um método mais simples de cálculo. O método de cálculo utilizado pela ABNT NBR 8800:2008 [4] se baseia no método do Eurocode 4 [3].

Neste trabalho, foi estudado um sistema misto formado por perfis duplo I preenchidos com concreto armado, de resistência convencional, submetido à flexão nos dois eixos. Foi desenvolvido um estudo experimental deste sistema no Laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-Rio. Os resultados obtidos foram confrontados com as recomendações da norma brasileira, ABNT NBR 8800:2008 [4], e com as simulações numéricas.

As simulações numéricas foram desenvolvidas no software ABAQUS [5] com o uso do Método dos Elementos Finitos, considerando as não linearidades físicas e geométricas.

Por fim, realizou-se um estudo de caso analisando a economicidade e a rigidez do sistema proposto em um galpão. O trabalho focou, predominantemente, no estudo do comportamento à flexão do sistema, uma vez que o comportamento à compressão já é conhecido.

2 Sistema Proposto de Pilares Mistos

O sistema misto proposto consiste em dois perfis I laminados, com cinco conectores ligando as duas almas, conectores *stud bolt* soldados às almas, duas chapas nas extremidades dos perfis e concreto armado preenchendo a região central do sistema. A Figura 1 mostra uma visão geral do sistema estrutural.

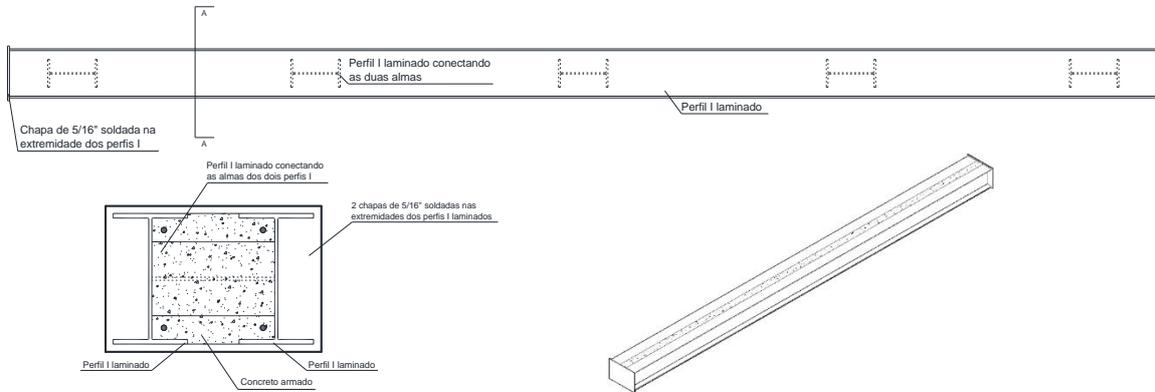


Figura 1. Sistema misto proposto

O estudo focou no ensaio de flexão simples em quarto pontos, a fim de avaliar a resistência, a rigidez e o comportamento dos modelos ensaiados. Cada modelo ensaiado possui seis metros de comprimento, cinco perfis conectores, doze conectores *stud bolt* soldados nas almas e duas chapas soldadas nas extremidades.

Os perfis estudados foram selecionados a partir de cálculos teóricos, utilizando a formulação que será apresentada no tópico 4 (Fundamentação Teórica). Avaliou-se a carga necessária para atingir o momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo, $M_{\max,pl,Rd}$. Selecionou-se um perfil mais fraco (W310x21) e um outro perfil mais forte (W250x32,7). Seguindo a mesma linha de raciocínio, foram escolhidos perfis conectores mais leves para o modelo PM-1 e mais robustos para o modelo PM-2. A Tabela 1 apresenta a nomenclatura utilizada e as características de cada modelo ensaiado. A Figura 2 mostra os detalhes dos modelos PM-1 e PM-2.

Tabela 1. Nomenclatura e características de cada modelo

Nomenclatura	Perfil Principal	Perfil Conectores	Chapa
PM-1	W310x21,0	W150x22,5	5/16"
PM-2	W250x32,7	W250x32,7	5/16"

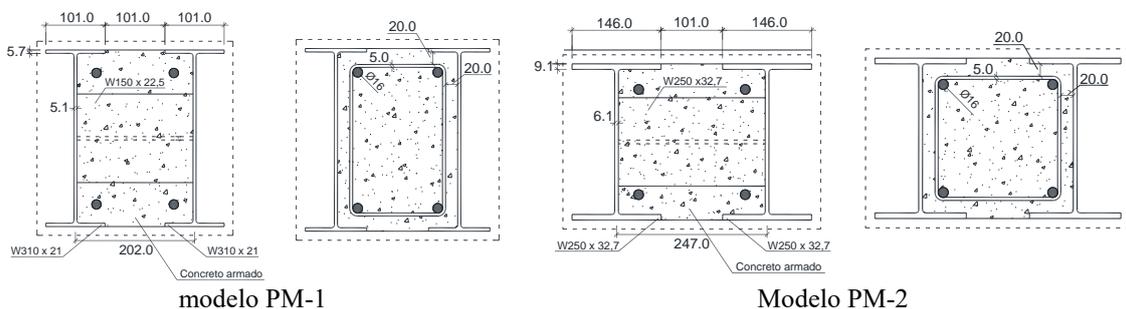


Figura 2. Seção transversal e detalhe do cobrimento PM-1 e PM-2

O concreto utilizado nas peças foi produzido no laboratório, com o auxílio de uma betoneira, e possui resistência característica prevista de 30 MPa. Para a armadura longitudinal utilizou-se quarto vergalhões de 16 milímetros de diâmetro. A escolha foi baseada nas limitações impostas pela ABNT NBR 8800:2008 [4]. A área da seção transversal da armadura foi de 0,7% da área do concreto.

Os estribos tinham cinco milímetros de diâmetro, cobrimento de 25 milímetros e foram espaçados entre si

em 150 milímetros. A Figura 3 mostra a distribuição da armadura e dos estribos no modelo ensaiado no laboratório.

O aço utilizado nos modelos ensaiados foi o ASTM A572 Grau 50, com f_y de 345 MPa e f_u de 450 MPa. O coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade adotados foram 0,3 e 200 GPa, respectivamente. Para as armaduras longitudinais e os estribos utilizou-se o aço CA-50, e foi adotado o valor de 500 MPa para o f_{yk} destes elementos. A resistência à compressão do concreto foi obtida em laboratório após 28 dias e os resultados do ensaio de caracterização são apresentados na Tab. 2.

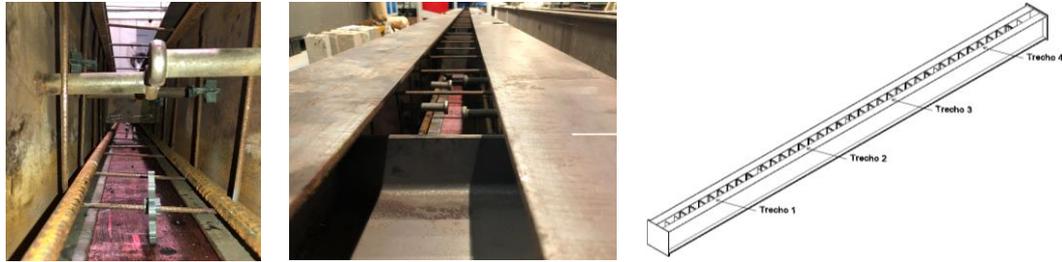


Figura 3. Distribuição das armaduras e dos estribos no modelo

Tabela 2. Caracterização do concreto

Nº CP's	f_{cm} (MPa)	S_d	f_{cktest} (MPa)	E_{ci} (MPa)
15	31,6	2,09	28,15	29,70

3 Programa Experimental

Os ensaios foram realizados com o atuador servo hidráulico MTS com capacidade de 500 kN. Um sistema de transmissão de cargas foi montado com duas chapas de distribuição de carga apoiadas em dois pontos. O ensaio de flexão pura foi realizado aplicando um deslocamento, no vão central, que era distribuído em dois pontos. O esquema de ensaio da Fig. 4 mostra as posições dos apoios e dos pontos de aplicação de carga do ensaio.

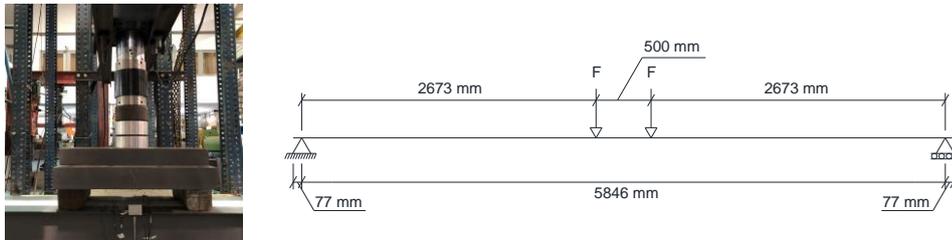


Figura 4. Sistema de aplicação do carregamento

4 Fundamentação teórica: ABNT NBR 8800:2008

O cálculo de elementos mistos submetidos à flexão é detalhado na norma ABNT NBR 8800:2008 [4], no anexo P. O momento fletor resistente de plastificação de cálculo, $M_{pl,Rd}$ e o momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo, $M_{max,pl,Rd}$, é dado pela eq. (1) e (2), respectivamente:

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5 f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn}) \quad (1)$$

$$M_{max,pl,Rd} = f_{yd}Z_a + 0,5 f_{cd1}Z_c + f_{sd}Z_s \quad (2)$$

Z_a, Z_s, Z_c são os módulos de resistência plásticos da seção do perfil de aço, da armadura do concreto e da seção de concreto, respectivamente; Z_{an}, Z_{sn}, Z_{cn} são os módulos de resistência plásticos da seção do perfil de aço, da armadura do concreto e da seção de concreto, respectivamente, considerando a posição da linha neutra.

A flecha no meio do vão para um carregamento com dois pontos de aplicação pode ser calculada através da eq. (3).

$$\delta = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{24EI} \quad (3)$$

5 Análise Numérica

Os modelos numéricos foram realizados por meio do software ABAQUS [5]. Após a implementação dos modelos, os resultados numéricos foram confrontados e validados com os resultados obtidos experimentalmente e por meio da teoria fornecida pela ABNT NBR 8800:2008 [4].

5.1 Elementos utilizados

Todos os elementos (armadura, perfil e concreto) foram modelados utilizando o elemento sólido C3D8R. Cada elemento possui 8 nós com três graus de liberdade por nó (translação nos eixos x, y e z) e integração reduzida. Entre as particularidades desse elemento está a simulação da fissuração do concreto.

5.2 Modelo constitutivo dos materiais

O comportamento do concreto foi definido de acordo com o que foi descrito por Pavlovic [6-7]. As propriedades do concreto obedecem o que é descrito no Eurocode 2 [8], sendo o coeficiente de Poisson 0,2 e o módulo de elasticidade (E_c) 33 GPa. A curva que representa o comportamento de tensão de compressão x deformação do concreto, proposta por Pavlovic [6-7], diferencia-se da curva do Eurocode 4 [3] por estender o trecho da curva decrescente. Pavlovic [6-7] apresenta uma extensão senoidal seguida de uma extensão linear, visto na Fig. 5. Os parâmetros de entrada do modelo Concrete Damaged Plasticity (CDP) são apresentados na Tab. 3.

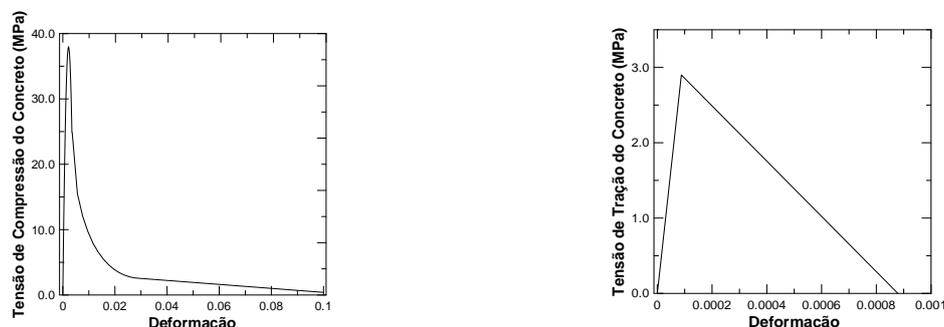


Figura 5. Curvas de Tensão de Compressão e Tração do Concreto

Tabela 3. Parâmetros de entrada do modelo CDP (Najasgholipour *et al* [9])

Parâmetro	Nomenclature	Value
Ângulo de dilatação	ψ	38
Excentricidade	ε	0,1
Coefficiente de tensão	f_{b0}/f_{c0}	1,16
Fator de forma	κ	0,667
Parâmetro de Viscosidade	-	0

5.3 Modelos numéricos

Diferentemente dos modelos analisados em laboratório, na modelagem não foram considerados os estribos e os *stud bolts*. A Figura 6 mostra a malha do sistema misto gerado no programa ABAQUS [5], a distribuição dos conectores ao longo do comprimento e a posição das armaduras longitudinais.

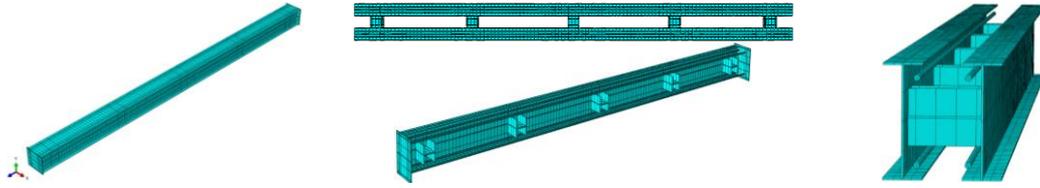


Figura 6. Modelo numérico gerado no ABAQUS [5]

5.4 Formulação da análise numérica e método de solução

A solução dos modelos numéricos foi realizada considerando as não linearidades tanto de material quanto geométricas. Devido às interações de contato complexas e à utilização de um material com comportamento não linear (plasticidade e dano), os modelos mistos analisados consideraram a abordagem “quasi-estática” usando a solução Dynamic/Explicit. Nesta solução a convergência é obtida com maior facilidade através de métodos de energia. Nesse modelo, deve-se fazer controle da energia cinética, de modo que essa energia permaneça estável, próxima de zero, garantindo uma análise “quasi-estática” na análise dinâmica. Deve-se ressaltar, que esse método não apresenta os problemas de convergência que ocorrem normalmente nas análises estáticas, por isso a importância de resultados experimentais para confrontar os resultados obtidos numericamente.

6 Resultados e validação do modelo

6.1 Momento fletor máximo no ensaio de carga para o estado limite último

Os ensaios de carga para o estado limite último foram realizados utilizando controle de deslocamento, com taxa de carregamento de 0,4 mm/min durante a maior parte dos ensaios e 0,6 mm/min na etapa final dos ensaios. O tempo total de ensaio para o PM-1 foi de 7 horas e 50 min e para o PM-2 foi de 6 horas e 40 min.

As curvas momento x deslocamento da região central do modelo PM-1 obtidas através dos dados do ensaio experimental, da modelagem numérica e da formulação teórica fornecida pela ABNT NBR 8800:2008 são apresentadas na Fig. 7. O resultado do momento fletor máximo de cada análise é fornecido pela Tab. 4.

As curvas momento x deslocamento e o resultado do momento fletor máximo do modelo PM-2 são apresentados, respectivamente, pela Fig. 8 e a Tab. 5.

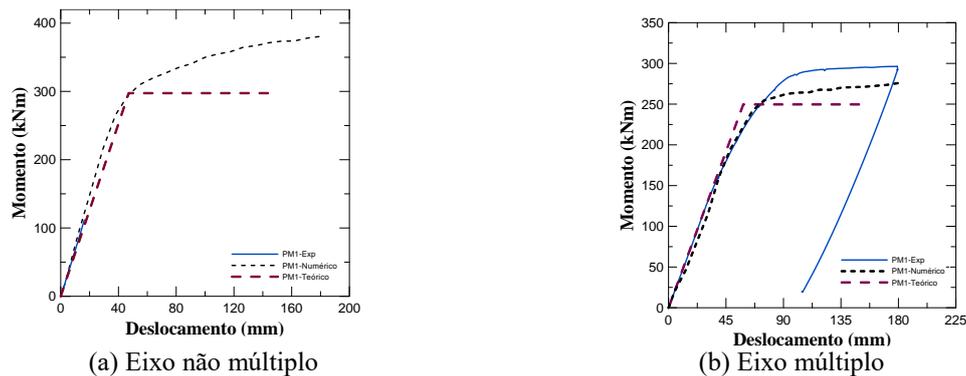


Figura 7. Curvas Momento x Deslocamento na região central do modelo PM-1

Tabela 4. Resultados obtidos para o modelo PM-1

Eixo	$M_{\text{medido,exp}}$ kN.m	$M_{\text{medido,num}}$ kN.m	M_{previsto} kN.m
não múltiplo	-	373,65	297,50
múltiplo	296,47	275,75	249,65

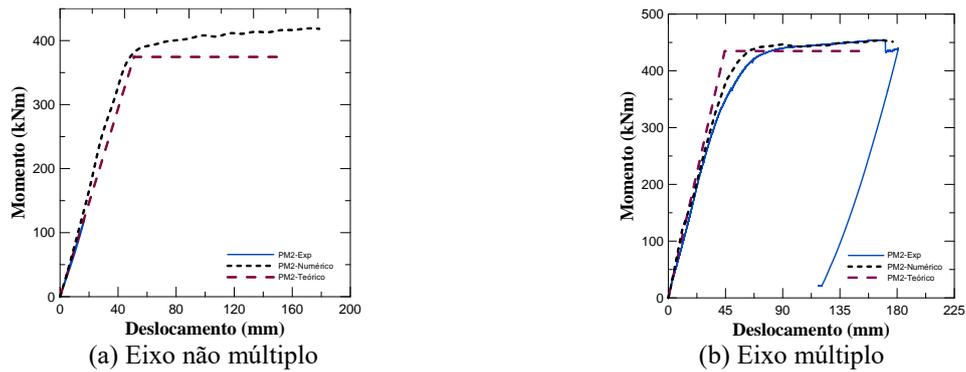


Figura 8. Curvas Momento x Deslocamento na região central do modelo PM-2

Tabela 5. Resultados obtidos para o modelo PM-2

Eixo	$M_{medido,exp}$ kN.m	$M_{medido,num}$ kN.m	$M_{previsto}$ kN.m
não múltiplo	-	416,20	374,45
múltiplo	454,39	454,12	434,88

Os modelos PM-1 e PM-2 ensaiados em laboratório atingiram deslocamentos de, respectivamente, 179,31 mm (vão/32,6) e 180,82 mm (vão/32,3), que são deslocamentos considerados excessivos, uma vez que superaram o valor de vão/50. Este critério foi utilizado para determinar o término dos ensaios, devido a possíveis instabilidades nos apoios. Pode-se notar que modelo experimental e o modelo obtido no ABAQUS se mostraram mais resistentes comparados ao previsto no modelo teórico.

6.2 Comportamento das tensões na estrutura

Avaliaram-se as tensões na mesa dos perfis de aço, na região central do modelo, através da utilização de extensômetros. Os resultados obtidos experimentalmente para os modelos PM-1 e PM-2, no eixo múltiplo, foram comparados aos obtidos na modelagem numérica. A Figura 9 apresenta a curva carga x tensão comparando as duas análises.

A medição de deformações e tensões em laboratório é uma tarefa complexa devido à sensibilidade dos extensômetros. Entretanto, pode-se observar que o caminho percorrido pela deformação na mesa do perfil de aço se assemelha a encontrada numericamente. A seta na figura mostra o momento em que as tensões superaram a tensão de escoamento de 345 MPa. Nota-se que o comportamento obtido para o PM-2 se assemelha ao obtido no PM-1.

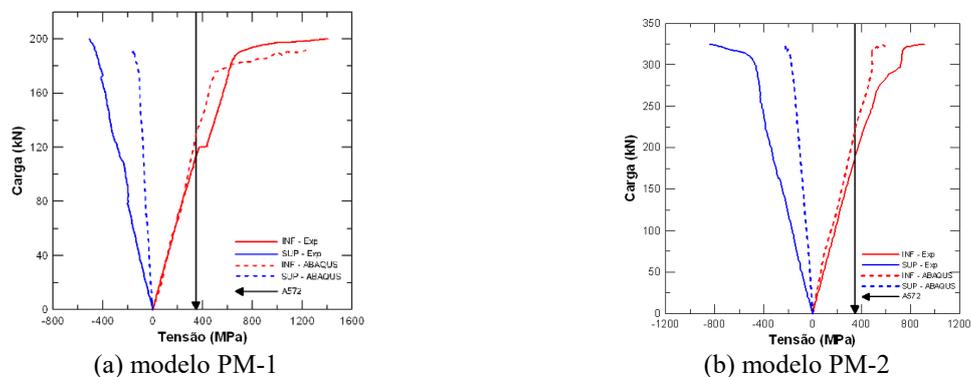


Figura 9. Curvas Carga x Tensão dos modelos PM-1 e PM-2 no eixo múltiplo

7 Estudo de caso

Considera-se um pórtico central de um galpão sujeito a carregamentos permanentes e variáveis gerados pela cobertura. Os vigamentos principais apresentam seis vãos de 16 metros de comprimento e sete pilares de 12 metros de altura, conforme a Fig. 10. O objetivo do estudo é avaliar os perfis mais econômicos, utilizando o sistema misto proposto e um sistema caixa com perfil duplo de aço, capazes de suportar os esforços solicitantes. Os carregamentos permanentes e variáveis considerados nos cálculos estão apresentados na Tab. 6 e Tab. 7.

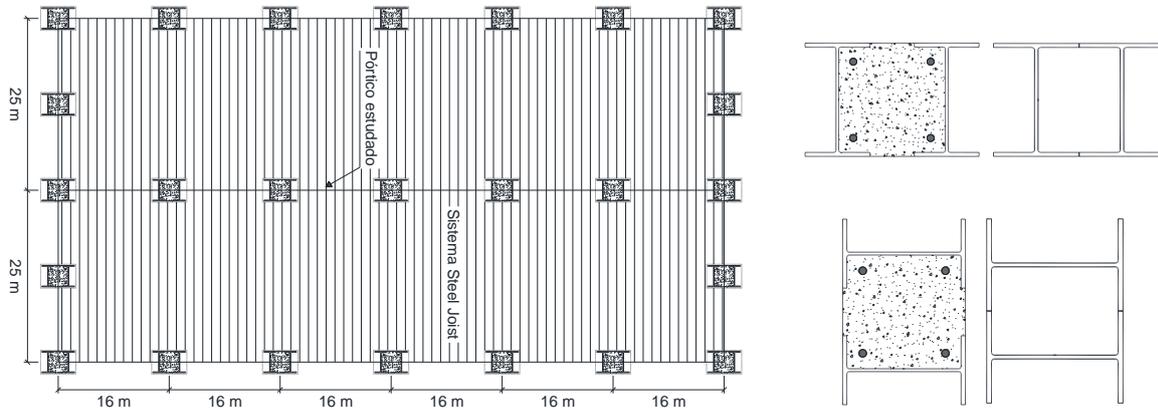


Figura 10. Esquema do galpão estudado

Tabela 6. Ações permanentes atuantes no pórtico estudado

Ações Permanentes	
Steel Joist e terças	0,18 kN/m ²
Telhas metálicas	0,10 kN/m ²
Peso próprio dos pilares e vigas	0,20 kN/m ²

Tabela 7. Ações variáveis atuantes no pórtico estudado

Ações Variáveis	
Sobrecarga	0,25 kN/m ²
Forro e serviços	0,15 kN/m ²
Vento	0,60 kN/m ²

Considerando a combinação 1 com a sobrecarga como variável predominante, e a combinação 2 com o vento como variável predominante, a Tab. 8 apresenta os esforços solicitantes obtidos no software Ftool [10] considerando as recomendações da ABNT NBR 8800:2008 [4] para os coeficientes de ponderação das ações.

As comparações foram efetuadas adotando-se que o custo de 1 m³ de concreto equivale a 100 kg de aço. Deste modo, após determinar a solução mista e a de aço mais eficientes, transformou-se o volume de concreto obtido em uma massa equivalente de aço, para que fosse possível avaliar qual solução apresentou o melhor custo benefício.

Tabela 8. Esforços solicitantes do pórtico

Elemento	Combinação 1		Combinação 2	
	M _{Sd} (kNm)	N _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kNm)	N _{Sd} (kN)
Viga Central	771,17	-	659,18	-
Pilares	86,26	518,23	131,61	442,97

7.1 Solução para a viga

Pela análise da Tab. 9, nota-se que o sistema misto apresentou uma economia em relação ao sistema de aço. Ao analisar o pórtico inteiro, considerando os seis vigamentos, tem-se uma economia de 1679 kg. Deve-se ressaltar que para a realização do projeto deve-se aplicar uma contra flecha.

Tabela 9. Esforços resultantes da viga

Solução	Perfil	M_{Rd} (kNm)	TU (%)	Massa de aço (kg)
Duplo I	W530x66	957,99	80,5	12672
Misto	W460x52,0	865,45	89,1	10993

7.2 Solução para os pilares

Para os pilares, além de avaliar a resistência à flexo-compressão também foi necessário considerar uma limitação em serviço do deslocamento horizontal de $H/300$ (40mm) para o pórtico estudado. Para verificar este deslocamento utilizou-se o Ftool. A Tabela 10 e a Tabela 11 apresentam os perfis encontrados para a solução mista e para o sistema duplo de aço, ambos com flexo-compressão no eixo não múltiplo e múltiplo, respectivamente.

Tabela 10. Esforços resultantes dos pilares – Eixo não múltiplo

Solução	Perfil	M_{Rd} (kNm)	N_{Rd} (kN)	TU (%)	δ (mm)	Massa de aço (kg)
Duplo I	W460x68	921,57	1340,93	46,0	39,5	11424
Misto	W460x60	1041,14	2957,17	18,0	37,5	10965

Tabela 11. Esforços resultantes dos pilares – Eixo múltiplo

Solução	Perfil	M_{Rd} (kNm)	N_{Rd} (kN)	TU (%)	δ (mm)	Massa de aço (kg)
Duplo I	W310x97(H)	1161,14	5401,77	18,0	32,8	16296
Misto	W410x53	1030,58	4199,39	20,0	39,5	10087

Observa-se que o sistema misto no eixo múltiplo foi o que apresentou maior economia. Ao analisar o pórtico inteiro, considerando os sete pilares, tem-se uma economia de 7888 kg. Isso foi possível, pois para diminuir o deslocamento lateral da estrutura optou-se por aumentar a distância entre as mesas dos perfis de aço, aumentando a área da seção transversal de concreto. Atentou-se em manter uma proporção de até 1:1,5 nas dimensões de altura e largura da seção do pilar misto. Com isso, aumentou-se a distância entre as mesas de 101 mm para 200 mm.

Para pilares de seis a oito metros, chegou-se à conclusão de que uma distância entre as mesas de 100 mm é suficiente, entretanto, para pilares acima de oito metros, recomenda-se aumentar a distância entre as mesas para aumentar a rigidez do sistema e reduzir o deslocamento horizontal da peça.

7.3 Solução para o portico central longitudinal

Considerando a solução para os pilares no eixo múltiplo, a Tab. 12 apresenta uma comparação entre a solução mista e o sistema duplo de aço, considerando todas as vigas e os pilares do pórtico central.

Tabela 12. Comparação das soluções

Solução	Massa de aço (kg)	Massa de aço/metro ² (kg/m ²)	Economia (kg/m ²)
Duplo I	28968	12,07	3,29
Misto	21080	8,78	

A solução mista foi a que apresentou perfis mais leves e com maior economia de aço, resultando uma economia final de aço de 3,29 kg/m², ao ser considerada a cobertura do galpão.

8 Considerações Finais

No presente trabalho avaliou-se o comportamento à flexão de elementos mistos em seus dois eixos principais, visando determinar o custo benefício do sistema proposto em relação à sistemas existentes no mercado. Os resultados numéricos obtidos no ABAQUS [5] foram comparados aos resultados obtidos experimentalmente e os obtidos a partir das formulações teóricas fornecidas pela ABNT NBR 8800:2008 [4].

Em relação à resistência, foi possível notar que os valores obtidos experimentalmente e através da modelagem numérica foram superiores aos valores previstos para a resistência última segundo as recomendações da ABNT NBR 8800:2008 [4].

Os modelos PM-1 e PM-2 atingiram deslocamentos de, respectivamente, 179,31 mm (vão/32,6) e 180,82 mm (vão/32,3), que são deslocamento considerados excessivos, uma vez que superam o valor de vão/50. Este critério foi utilizado para determinar o término dos ensaios, devido a possíveis instabilidades dos apoios.

Os resultados experimentais dos modelos PM-1 e PM-2, no eixo múltiplo, mostram que o sistema misto proposto apresenta grande ductilidade no comportamento à flexão, permitindo grande capacidade de rotação sem apresentar ruína.

O estudo de caso mostra que ao utilizar o sistema proposto, tem-se uma economia considerável ao realizar uma comparação com um sistema caixão de perfis duplo I de aço, no mesmo eixo de flexão, evidenciando a eficiência do sistema. O sistema misto apresentou a solução com perfis mais leves e com uma economia final de aço de 3,29 kg/m², ao ser considerada a cobertura do galpão.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Pontifícia Universidade do Rio de Janeiro e as instituições de apoio à pesquisa, CAPES e CNPq, pelo apoio financeiro para desenvolvimento desta pesquisa.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Declaração de autoria

Os autores confirmam por este meio que são os únicos responsáveis pela autoria deste trabalho, e que todo o material que foi incluído aqui como parte do presente artigo é de propriedade (e autoria) dos autores ou tem a permissão dos proprietários para serem incluídos aqui.

Referências

- [1] S. A. L. de Andrade e P. C. G. S. Vellasco, *Comportamento e Projeto de Estruturas de Aço*. 1. ed. Rio de Janeiro. Elsevier: Editora PUC-Rio; 2016. 408 p; edição em papel esgotada. Versão digital: Editora GEN.
- [2] R. P. Johnson, *Composite structures of steel and concrete Composite Structures of Steel and Concrete*. 3. ed. Blackwell Publishing, 2004. 247p.
- [3] European Committee for Standardization. EN 1994-1-1: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for building. Brussels, 2004. 121p.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237p.
- [5] “ABAQUS 6.14. Getting Started – Documentation.” 2014.
- [6] M. S. Pavlovic, *Resistance of Bolted Shear Connectors in Prefabricated Steel-Concrete Composite Decks*. Belgrade, 2013. 255p. Tese de Doutorado - University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering
- [7] M. Pavlović and M. Veljković, FE validation of push-out tests: Using bolts as shear connectors. *Steel Construction* v. 10, no.2, pp.135–44, 2017.
- [8] European Committee for Standardization. EN 1992-1-1: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004.
- [9] M. A. Najafgholipour, S. Dehghan, A. Dooshabi, and A. Niroomandi, Finite element analysis of reinforced concrete beam-column connections with governing joint shear failure mode. *Latin American Journal of Solids and Structures*: v. 14, pp. 1200–1225, 2017
- [10] L. F. Marthá, “Ftool - Two-Dimensional Frame Analysis Tool.” 2018, [Online]. Available: <http://www.ftool.com.br>