

Análise da resistência à punção de lajes mistas de aço e concreto

Analysis of punching shear strength of steel-concrete composite slabs

Isadora Potiguara Gotardo

Doriel Rios Gava

Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani

Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi

Resumo

Lajes mistas de aço e concreto são aquelas em que a fôrma de aço suporta as cargas antes da cura do concreto e, depois da cura, constitui parte ou toda a armadura de tração da laje. É possível a ocorrência de quatro modos de colapso nesse tipo de estrutura: plastificação de uma linha da laje devido ao momento fletor; colapso por cisalhamento longitudinal; colapso por cisalhamento vertical e punção. Esse trabalho apresenta os procedimentos para a determinação da resistência à punção de lajes mistas de aço e concreto segundo as normas europeia, americana, canadense e brasileira. Uma avaliação dos procedimentos normativos é feita com base em resultados de ensaios, realizados por outro autor, de lajes mistas sujeitas a carregamentos concentrados. Adicionalmente, a influência da área do carregamento na resistência à punção foi analisada em exemplos numéricos. Em geral, os resultados normativos foram conservadores em relação aos experimentais.

Abstract

Steel-concrete composite slabs are those in which the steel framework supports the loads before the concrete curing and, after curing, forms part or all of the tensile reinforcement of the slab. There are four modes of possible collapses in this type of structure: plastification of a slab line due to the bending moment; longitudinal shear collapse; collapse by vertical and punching shear. This work presents the procedures for determining the punching shear resistance of steel-concrete composite slabs according to European, American, Canadian and Brazilian standards. An evaluation of the normative procedures is made based on the experimental results, done by other authors, of composite slabs subject to concentrated loads. Additionally, the influence of the loading area on the punching shear resistance was analyzed by numerical examples. In general, normative results were conservative comparing with the experimental ones.

Palavras-chave: Punção / Lajes mistas de aço e concreto / Procedimentos normativos

Keywords: Punching shear / Steel-concrete composite slabs / Normative procedures

Isadora Potiguara Gotardo

Engenheira Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória, Brasil
isadora.poti@gmail.com

Doriel Rios Gava

Engenheiro Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória, Brasil
doriel.rios@gmail.com

Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani

Professora Associada, Departamento de Engenharia Civil
Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória, Brasil
afcalenzani@gmail.com

Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi

Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil
Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória, Brasil
lorenzo@rl.eng.br

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

GOTARDO, I.P. [et al.] – Análise da resistência à punção de lajes mistas de aço e concreto. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 12. ISSN 2183-8488. (março 2020) 55-64.

1 Introdução

O sistema de lajes mistas com fôrma de aço incorporada, conhecida como *steel deck*, consiste em uma chapa metálica capaz de suportar o peso do concreto fresco e a sobrecarga de construção até antes da cura do concreto. Após a cura do concreto, a fôrma passa a trabalhar incorporada à laje como parte resistente reduzindo ou substituindo a armadura positiva.

Segundo Widjaja [1], os estudos sobre lajes mistas de aço e concreto foram iniciados em 1966, na Iowa State University sob patrocínio do American Iron and Steel Institute (AISI). As pesquisas em busca de conceber recomendações para elaboração de projeto serviram de base para a American Society of Civil Engineers (ASCE) trazer uma padronização de projeto para lajes mistas, em 1992. Essas recomendações tratavam de estados-limites últimos referentes à atuação dos esforços de momento fletor e cortante. Atualmente, o Steel Deck Institute (SDI), junto ao American National Standards Institute, traz recomendações para projeto de lajes mistas, com última atualização em 2017.

Johnson [2] afirma que com o avanço dos procedimentos de projetos e da ampla gama de aços perfilados disponíveis na Europa, não demorou a aparecer a primeira norma inglesa a respeito de projetos de pisos mistos, em 1982. Mais tarde, vieram os eurocódigos, com EN 1994-1-1, tratando de todos os elementos mistos. Atualmente, a EN 1994-1-1 foi revisada, com a versão vigente de 2004.

As estruturas mistas surgiram de fôrma notável no Brasil, na década de 1960, porém só houve uma padronização em 1986 pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) com a NBR 8800, que ainda assim só tratava do dimensionamento de vigas mistas, Sieg [3]. Somente na década de 1990, o Brasil começou a utilizar *steel deck* na construção civil. Atualmente, a norma vigente é a NBR 8800:2008 [4], que faz referências a diversas normas internacionais, como a ANSI/ASCE 3-91 [5], EN 1994-1-1 [6] e a norma canadense do Canadian Sheet Steel Building Institute (CBSSBI S2-2002) [7].

A partir do início da utilização de estruturas mistas no Brasil, várias pesquisas experimentais começaram a ser realizadas, difundindo assim a tecnologia. Vellasco *et al.* [8] apresentam um estudo relevante a respeito de lajes mistas quanto à relação de cisalhamento entre a interface aço *versus* concreto, e concluem que esse sistema estrutural é promissor em estruturas de habitação de cunho popular, demonstrando assim sua importância, tanto no mercado quanto para pesquisas futuras.

Quanto ao dimensionamento, Queiroz *et al.* [9] definem que os estados limites a serem verificados em uma laje mista são: plastificação da seção por momento fletor; cisalhamento longitudinal, cisalhamento vertical e punção (em caso de cargas concentradas). Punção é o colapso causado por uma carga pontual elevada, como uma roda de veículo carregado, por exemplo. Rackham *et al.* [10] exemplificam que para consideração dos esforços de punção, deve ser considerado o valor máximo admissível por eixo de veículo. Este estado limite deve ser verificado considerando um perímetro crítico onde está passível de ocorrer a falha.

São necessários avanços nos procedimentos normativos já conhecidos, visando a atualização das formulações de verificação dos estados-limites. Neste contexto, propôs-se estudar neste

artigo os procedimentos de dimensionamento à punção em lajes mistas segundo as normas EN 1994-1-1:2004; ANSI/SDI C-2017 e CSSBI S3-2008 e NBR 8800:2008 e proceder a avaliação desses procedimentos por meio dos resultados experimentais de Freire [11]. Freire [11] realizou ensaios até a ruptura em duas lajes mistas com continuidade e desenvolveu modelos numéricos no programa ADINA de elementos finitos para simular as condições dos ensaios. Os resultados numérico e experimental foram confrontados com os resultados da EN 1994-1-1 [6]. Verificou, ao final de seu trabalho, que os valores calculados para resistência à punção, através da norma e do software, foram muito próximos aos da carga última experimental.

2 Procedimentos normativos

Neste artigo foi realizado um estudo comparativo entre os procedimentos normativos de dimensionamento à punção, considerando as normas brasileira, americana, europeia e canadense, utilizando-se o protótipo ensaiado na pesquisa de Freire [11] e três outros modelos de laje com fôrma típica brasileira e armadura de tela distintas. Os procedimentos normativos supracitados são descritos sucintamente a seguir.

2.1 Norma Brasileira NBR 8800 [4] – Projeto de Estruturas de aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios

Segundo a NBR 8800 [4], a força resistente à punção, $V_{p,Rd}$, pode ser expressa pela equação:

$$V_{p,Rd} = u_{cr} d_1 \tau_{Rd} \quad (1)$$

com:

$$d_1 = \frac{d_f + t_c}{2} \quad (2)$$

$$\tau_{Rd} = 0,13 k_p (100 \rho_f f_{ck})^{1/3}, \text{ sendo que} \quad (3)$$

$$\tau_{Rd} \geq 0,3 \frac{0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,4}, \text{ com } \tau_{Rd} \text{ e } f_{ck} \text{ em megapascal (MPa)}$$

$$k_p = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} \leq 2,0 \quad (4)$$

$$\rho = \sqrt{\rho_f \rho_s} \leq 0,02 \quad (5)$$

onde u_{cr} é o perímetro crítico, d_f é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma; t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma e ρ_f e ρ_s são as taxas de armadura nas direções longitudinal e transversal à fôrma, respectivamente, dadas por:

$$\rho_f = \frac{A_f + A_{st}}{d_f (b_p + 2h_r + 3d_f)} \quad (6)$$

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{t_c (b_1 + 2h_r + 3d_f)} \quad (7)$$

onde A_f é a área da seção da fôrma, referente à largura $(b_p + 2h_r + 3d_f)$, expressa em milímetros quadrados; A_{st} é a área da armadura longitudinal, referente à largura $(b_p + 2h_r + 3d_f)$; A_{st} é a área da armadura transversal, referente à largura $(b_1 + 2h_r + 3d_f)$; h_r é a altura do revestimento da laje e b_1 e b_p são dimensões mostradas na Figura 1.

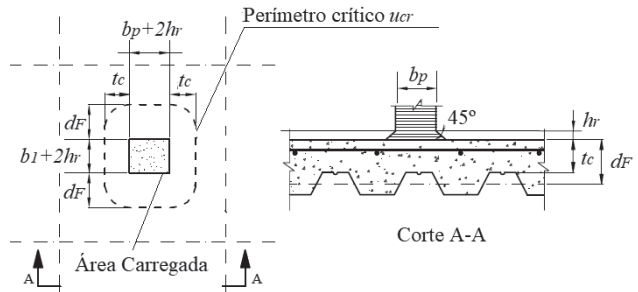


Figura 1 Perímetro crítico para punção. Fonte: NBR 8800 [4]

O coeficiente de ponderação de resistência no Estado Limite Último da norma brasileira é de 1,4, valor referente a condições desfavoráveis de carregamentos.

2.2 Norma Americana ANSI/SDI [5] – Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs

O ANSI/SDI [5] trata a punção como o efeito de uma carga concentrada, que causa o colapso fora da periferia da ação da carga, definida como perímetro crítico. A norma ainda traz o método dos Estados-Limites (LRFD) e das Tensões Admissíveis (ASD), sendo tratado aqui o dos Estados-Limites. A resistência à punção, V_{pr} , pode ser definida por:

$$V_{pr} = 0,043 (2 + \frac{4}{\beta_c}) \phi_v \sqrt{f'_c} b_o h_c \leq 0,332 \phi_v \sqrt{f'_c} b_o h_c \quad (8)$$

onde b_o é o perímetro da seção crítica, h_c a espessura de concreto acima do topo da fôrma, β_c a proporção entre o maior e menor lado da carga concentrada, ϕ_v é igual a 0,75 e f'_c representa a resistência específica a compressão do concreto.

Para cargas concentradas, a largura crítica não deve ser superior a $0,5 h_c$, portanto considera-se nas Figuras 2 e 3:

$$b_e = b_2 + \frac{h_c}{2} \quad (9)$$

$$w = b_3 + \frac{h_c}{2} \quad (10)$$

onde b_e e w são as larguras efetivas nas direções perpendicular e paralela às nervuras da fôrma, respectivamente, e b_2 e b_3 representam as dimensões da área carregada nas direções perpendicular e paralela às nervuras, respectivamente.

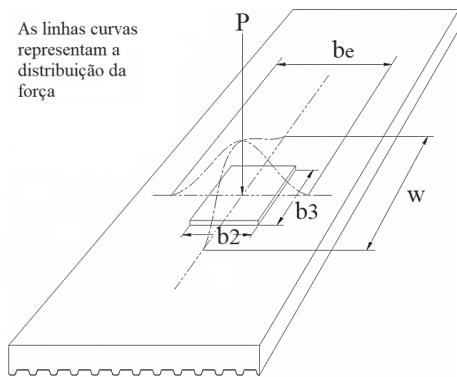


Figura 2 Perímetro crítico para a punção. Fonte: adaptado de ANSI/SDI [5]

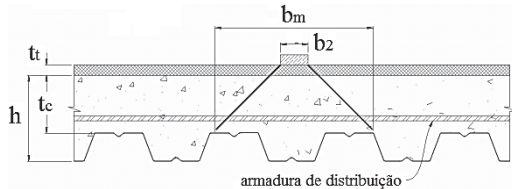


Figura 3 Perímetro crítico para a punção. Fonte: adaptado de ANSI/SDI [5]

Na Figura 3 b_m representa a largura projetada da área carregada perpendicular às nervuras, medida no topo da fôrma, h é a altura total da laje, excluindo o revestimento, t_c é a espessura do concreto acima da fôrma e t_t é a espessura do revestimento acima do concreto estrutural da laje.

O coeficiente de ponderação da norma americana é de 0,75, valor representado por ϕ_v , utilizado para minorar a resistência característica do concreto.

2.3 Norma Europeia EN 1994-1-1 [6] – Design of Composite Steel and Concrete Structures

De acordo com Johnson [2], a EN 1994-1-1 [6] não faz nenhuma menção à consideração das fôrmas na resistência à punção, portanto, o resultado é conservador.

A EN 1994-1-1 [6] prescreve a consideração da formulação de sistemas de concreto para resistência à punção conforme a EN 1992-1-1, definindo apenas um perímetro crítico diferente. A resistência à punção pela EN 1992-1-1 é estimada por:

$$v_{RD,c} = C_{RD,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \quad (11)$$

com:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (12)$$

$$C_{RD,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}, \text{ com } \gamma_c = 1,5 \quad (13)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad (14)$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (15)$$

onde:

ρ_{ly} e ρ_{lz} são as taxas de aço em y e z, respectivamente, considerando uma laje dentro da largura da ação da força mais $3d$ de cada lado.

$$\rho_{ly} = \frac{A_{s,y}}{(b_p + 6d)d_y} \quad (16)$$

$$\rho_{lz} = \frac{A_{s,z}}{(a_p + 6d)d_z} \quad (17)$$

A força resistente à punção pode ser determinada:

$$V_{RD} = v_{RD} c_p d \quad (18)$$

Hicks [12], a partir da EN 1994-1-1 [6], define o perímetro crítico, c_p , como na Figura 4.

O coeficiente de ponderação da resistência característica do concreto da norma europeia é igual a 1,5, representado nas equações pela divisão por γ_c .

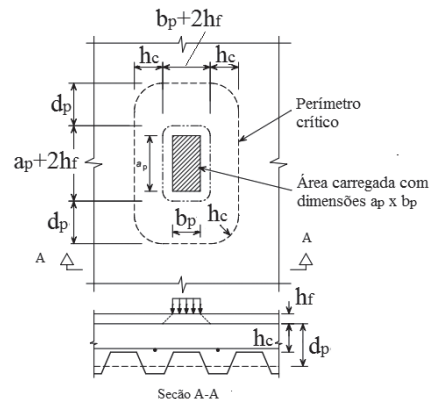


Figura 4 Perímetro crítico para punção. Fonte: adaptado de Hicks [12]

2.4 Norma Canadense CSSBI-S3 [7] – Criteria for the Design of Composite Slab

De acordo com a CSSBI-S3 [7], o colapso deve ser verificado em perímetro crítico fora da periferia da carga, porém afastado uma distância não superior a metade da altura de concreto (h_c). Assim, a resistência à punção é dada por:

$$V_{pr} = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) 0,2 \phi_c \lambda \sqrt{f'_c} b_o h_c \quad (19)$$

onde b_o é o perímetro da seção crítica, h_c é a espessura de concreto acima do topo da fôrma, β_c é a proporção entre o maior e menor lado da carga concentrada, ϕ_c é igual a 0,65, f'_c representa a resistência específica a compressão do concreto e λ equivale a 1,00 para concreto estrutural de densidade normal, 0,85 para concreto estrutural de baixa densidade e 0,75 para concreto estrutural leve.

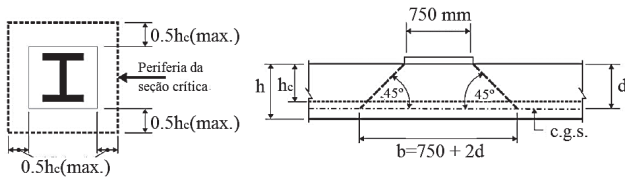


Figura 5 Perímetro crítico para punção. Fonte: adaptado de CSSBI S3 [7]

O coeficiente de ponderação da resistência característica do concreto da norma canadense é igual a 0,65, representado nas fórmulas pela multiplicação por ϕ_c .

3 Metodologia

O objetivo geral da pesquisa é avaliar os procedimentos normativos para obter o valor da resistência à punção prescrito pelas normas, tendo como referência os resultados de Freire [11] e análises complementares.

3.1 Descrição do experimento de Freire [11]

Freire [11] ensaiou duas lajes mistas com chapas perfiladas de aço até o colapso, submetidas a carregamentos concentrados, sendo as lajes contínuas. De modo a verificar a compatibilidade de resultados, estudou modelos numéricos, referentes as lajes em questão, no software de elementos finitos ADINA, além de calcular as resistências finais das lajes segundo a EN 1994-1-1 [6].

As lajes mistas ensaiadas por Freire [11] foram projetadas com uma chapa de aço de 0,75 mm de espessura de classe S320 ($f_y = 320$ MPa) e resistência característica à compressão do concreto de 38 MPa, com uma altura total de 120 mm, comprimento de 2,3 e 5 metros. As lajes foram simplesmente apoiadas em vigas metálicas, sem o uso de conectores. Também se utilizou armadura de reforço de 8 mm a cada 20 cm. Os ensaios foram feitos para carregamentos concentrados de 100 x 100 mm, 200 x 200 mm e 300 x 300 mm.

As dimensões do sistema podem ser vistas na Figura 6 e na Tabela 1, onde A_p representa a área da seção da chapa perfilada, A_c a área de concreto na seção e b laje a largura da laje mista.

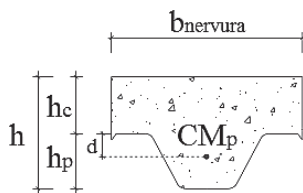


Figura 6 Seção da laje mista

Tabela 1 Propriedades geométricas da laje mista

H_c	H_p	b nervura	A_p	A_c	d	b laje	L vão
[m]	[m]	[m]	[m ² /nervura]	[m ² /nervura]	[m]	[m]	[m]
0,06	0,06	0,205	$2,13 \times 10^{-4}$	$1,23 \times 10^{-2}$	0,0266	2,3	1,5

Não há revestimento na laje sob a face superior do concreto estrutural e no interior da laje há uma tela soldada, com $A_s = 251,33$ mm²/m em cada direção, com altura útil longitudinal e transversal $d_y = 54,4$ mm e $d_z = 55,0$ mm, respectivamente. Segundo o fabricante, a área de fôrma para uma largura de 1000 mm é de 1039 mm². A Figura 7 mostra fotos dos ensaios realizados.

Foi considerada uma carga concentrada relativa ao eixo de roda de um veículo carregado, com diferentes áreas de atuação 100 x 100; 200 x 200; 300 x 300, a fim de verificar como se comportam as formulações em situações mais críticas e mais brandas. Neste artigo foram verificadas as áreas carregadas de 50 x 50; 100 x 100; 150 x 150 e 200 x 200 mm, visto que pelos resultados obtidos por Freire [11], para o carregamento de 200 x 200, a ruptura se deu devido ao cisalhamento longitudinal e não por punção.

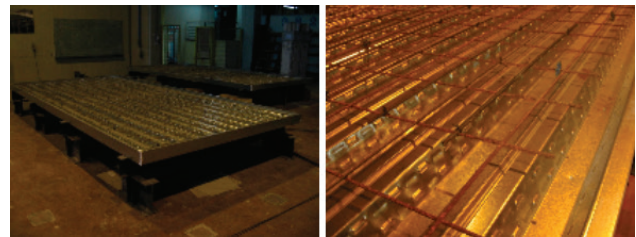


Figura 7 Ensaios realizados por Freire [11]

3.2 Análise paramétrica

A fim de se comparar a influência dos parâmetros envolvidos no cálculo das resistências à punção das lajes mistas, foram realizadas análises complementares, utilizando-se uma fôrma usual brasileira, com três malhas de telas soldadas de diferentes bitolas, 5 mm, 6,3 mm e 8 mm, a cada 0,2 metros. Para a tela de 5 mm modificou-se a resistência característica à compressão do concreto, com valores de 30, 38 e 50 MPa.

A laje mista é considerada em steel deck MF-75 de 0,8 mm de espessura e aço ZAR 280 ($f_y = 280$ MPa) e concreto de $f_{ck} = 38$ MPa, com uma altura de 150 mm, como se pode ver na Figura 8.

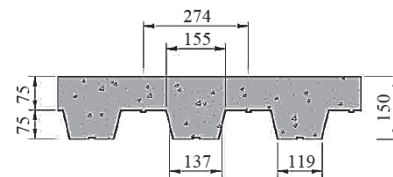


Figura 8 Seção da laje mista

Com um vão isostático de 3000 mm, foi considerada uma carga concentrada relativa ao eixo de roda de um veículo carregado, com

distância de 1000 mm ao apoio mais próximo, com diferentes áreas de atuação desta carga.

No interior da laje há armadura de reforço em cada direção, com altura útil das armaduras longitudinal e transversal igual a 65,8 mm e 70 mm, d_y e d_z , respectivamente. Segundo o fabricante a área de fôrma para uma largura de 1000 mm é de 1112 mm² e o centro de gravidade está a 37,49 mm da face inferior da fôrma.

4 Resultado e discussões

4.1 Sobre os protótipos de Freire [11]

De acordo com as formulações apresentadas no item 2, as resistências à punção normativas das lajes mistas ensaiadas por Freire [11] foram calculadas e podem ser vistas na Tabela 2 e no gráfico da Figura 9.

Conforme os resultados, pode-se notar que a norma brasileira e a europeia apresentam um perímetro crítico igual para todas as áreas de carregamentos consideradas, porém, quanto à resistência, a europeia é mais conservadora, com resultados menores que os da norma brasileira. Isso ocorre porque a EN 1994-1-1 [6] não considera a contribuição de resistência da fôrma no cálculo da resistência à punção, já a norma brasileira considera. Outra diferença que explica a maior resistência por parte da norma brasileira é o fato de que a altura útil considerada por essa é a média entre a distância do topo da laje ao centro geométrico da fôrma e a altura de concreto acima da fôrma, portanto é maior do que a considerada na norma europeia, que faz uma média relativa à profundidade efetiva das armaduras das telas em cada direção da laje mista. Há um ponto em comum entre as duas normas, que é a consideração da contribuição da taxa de armadura das telas para controle de fissuração

Já as normas americana e canadense possuem o mesmo perímetro crítico para todas áreas de carregamentos e consideram apenas o concreto no cálculo, dispensando a contribuição de qualquer armadura e fôrma. A norma americana é mais conservadora do que a canadense, que é a única das normas que fornece considerações a respeito da densidade do concreto.

A norma americana apresenta resultados mais conservadores que a

brasileira e a norma canadense foge mais dos padrões de resultados se mostrando pouco rigorosa para áreas pequenas, e menos ainda para áreas maiores, quando comparada aos resultados das outras normas. A norma que se mostrou mais conservadora de todas foi a europeia, com valores menores às outras em todas as situações consideradas.

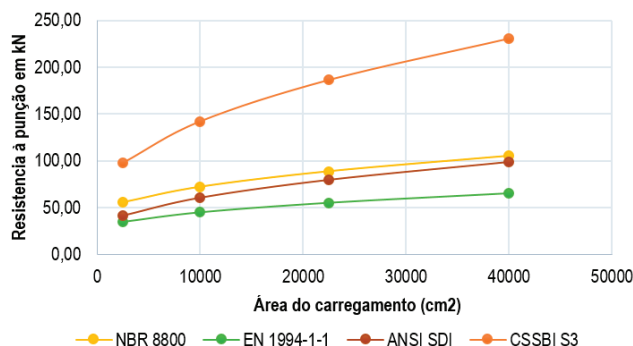


Figura 9 Gráfico Resistência à Punção × Área da Carga

A Tabela 3 apresenta os valores de resistência característicos à punção, calculados através das normas e o valor experimental obtido por Freire [11], com as diferenças percentuais relativas entre esses valores. Comparando os resultados apresentados, nota-se que a norma que mais se aproximou da carga experimental, para área carregada do ensaio, foi a brasileira, com grau de conservadorismo de aproximadamente 28 %, seguida da americana.

Freire [11] também realizou o cálculo da resistência a punção por meio da EN 1994-1-1 [6], e a força resistente encontrada foi de 99 kN. Nota-se que esse valor não coincide com o calculado para este trabalho, de 45,12 kN. Essa diferença se deveu ao fato de que Freire [11], ao calcular o esforço resistente ao puncionamento pela norma europeia, considerou a contribuição da chapa de aço, que a norma não abrange. Além disso, não foi considerada a contribuição na resistência da malha de armadura, o que levou à utilização de uma profundidade efetiva (d) igual a 86,8 mm (altura útil até o centro geométrico da forma), muito maior do que a considerada para esse estudo, onde se utilizou da média entre as alturas relativas da malha (d_y e d_z) igual a 54,7 mm, que é o requerido pela

Tabela 2 Perímetro crítico (c_p) e força resistente de cálculo à punção (V_{Rk}) para cada área de carga concentrada

Áreas de carregamento	EN 1994-1-1		ANSI /SDI		CSSBI S3		NBR 8800	
	c_p (mm)	V_{Rk} (kN)	c_p (mm)	V_{Rk} (kN)	c_p (mm)	V_{Rk} (kN)	c_p (mm)	V_{Rk} (kN)
50 × 50	683,2	34,9	440	41,99	440	97,64	683,2	56,05
100 × 100	883,2	45,12	640	61,07	640	142,03	883,2	72,45
150 × 150	1083,2	55,34	840	80,16	840	186,41	1083,2	88,86
200 × 200	1283,2	65,55	1040	99,24	1040	230,80	1283,2	105,3

Tabela 3 Força resistente característica à punção (V_{Rk}) para cada área de carga concentrada

Ensaio $V_{Rk(exp)}$ (kN)	Procedimentos normativos V_{Rk} (kN)				Diferença percentual $V_{Rk} / V_{Rk(exp)}$ (%)			
	EN 1994-1-1	ANSI /SDI	CSSBI S3	NBR 8800	EN 1994-1-1	ANSI /SDI	CSSBI S3	NBR 8800
100	45,12	61,07	142,03	72,45	0,45	0,61	1,42	0,72

EN 1994-1-1 [6]. A altura útil contribui diretamente para o cálculo da resistência, fazendo assim, portanto, ocorrer uma maior diferença entre os cálculos pelo procedimento normativo nesta pesquisa e na pesquisa referida.

Percebe-se também que a norma canadense se apresenta insegura para o dimensionamento, visto que a resistência calculada é maior do que a carga de ruptura. A EN 1994-1-1 [6] se mostrou conservadora com uma diferença de aproximadamente 55 % da carga experimental. Portanto, os resultados normativos, com exceção da norma canadense, se mostraram muito conservadores se relacionados ao valor experimental.

4.2 Sobre os modelos de laje com fôrma brasileira MF-75

Neste item são calculadas as resistências normativas à punção, variando as características das telas de armadura em uma laje com fôrma de aço MF-75. Os resultados podem ser vistos nas Tabelas 4 a 6 e Figura 10.

A partir dos dados obtidos nota-se que há um ganho na resistência à punção da laje mista, conforme se aumenta a área de aço das telas, apenas para as normas brasileira e europeia, visto que as normas americana e canadense não levam em consideração a contribuição dessa parcela, desencadeando diferenças percentuais significativas entre as normas estudadas.

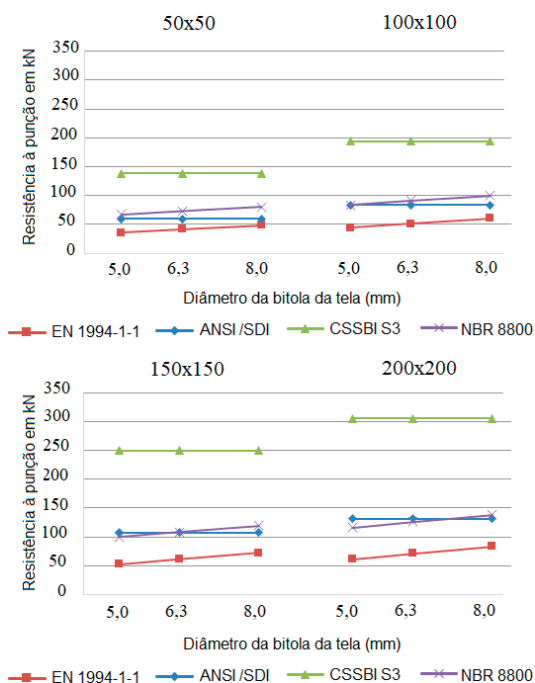


Figura 10 Gráficos de Resistência à Punção × Diâmetro da bitola da malha para cada área de carregamento

Tabela 4 Esforço resistente à punção (kN) para malha de $\phi 5,0$ mm a cada 0,2 metros

Áreas	EN 1994-1-1		ANSI /SDI		CSSBI S3		NBR 8800	
	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)
50 × 50	820,96	35,42	500	59,64	500	138,70	820,96	67,20
100 × 100	1020,96	44,04	700	83,50	700	194,18	1020,96	83,58
150 × 150	1220,96	52,67	900	107,35	900	249,66	1220,96	99,95
200 × 200	1420,96	61,30	1100	131,21	1100	305,14	1420,96	116,32

Tabela 5 Esforço resistente à punção (kN) para malha de $\phi 6,3$ mm a cada 0,2 m

Áreas	EN 1994-1-1		ANSI /SDI		CSSBI S3		NBR 8800	
	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)
50 × 50	820,96	41,32	500	59,64	500	138,70	820,96	73,15
100 × 100	1020,96	51,38	700	83,50	700	194,18	1020,96	90,97
150 × 150	1220,96	61,45	900	107,35	900	249,66	1220,96	108,79
200 × 200	1420,96	71,51	1100	131,21	1100	305,14	1420,96	126,62

Tabela 6 Esforço resistente à punção (kN) para malha de $\phi 8,0$ mm a cada 0,2 m

Áreas	EN 1994-1-1		ANSI /SDI		CSSBI S3		NBR 8800	
	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)
50 × 50	820,96	48,45	500	59,64	500	138,70	820,96	80,18
100 × 100	1020,96	60,25	700	83,50	700	194,18	1020,96	99,71
150 × 150	1220,96	72,05	900	107,35	900	249,66	1220,96	119,25
200 × 200	1420,96	83,86	1100	131,21	1100	305,14	1420,96	138,78

No caso da EN 1994-1-1, quando se aumenta a bitola da armadura de tela, diminui-se a diferença percentual das resistências obtidas com relação à norma americana (de 40,6 a 18,7 %) e à norma canadense (de 79,9 a 65 %).

Já para a NBR 8800, com o aumento da bitola da malha, as resistências à punção vão se aproximando àquelas obtidas através da CSSBI S3 (de 61,9 a 42,19 %), enquanto a diferença percentual também diminui, até certo ponto, se comparados aos resultados da ANSI SDI (de 25,6 a 5,45 %).

Com relação às normas NBR 8800 e EN 1994-1-1, percebe-se que a norma europeia é muito mais conservadora para todos os casos, com diferenças médias nas resistências de 53 % para malha de 5 mm, 56 % para malha de 6,3 mm e de 60 % para malha de 8 mm. Os resultados, portanto, se assemelham aos obtidos para fôrma S320.

De modo a verificar a influência da fôrma para a resistência, apresenta-se a Tabela 7.

Os resultados demonstram ganho na resistência na ordem de aproximadamente 27 % com a mudança de fôrma para todas as normas em questão. Apesar de apenas a norma brasileira levar em consideração a área da fôrma como contribuição na resistência, o aumento da altura da fôrma MF-75 de 30 centímetros em relação à S320 foi o fator responsável pelo ganho na resistência.

Quanto à mudança na resistência característica à compressão do concreto, pode-se ver os resultados obtidos para resistência à punção na Tabela 8 a seguir, e nos gráficos da Figura 11.

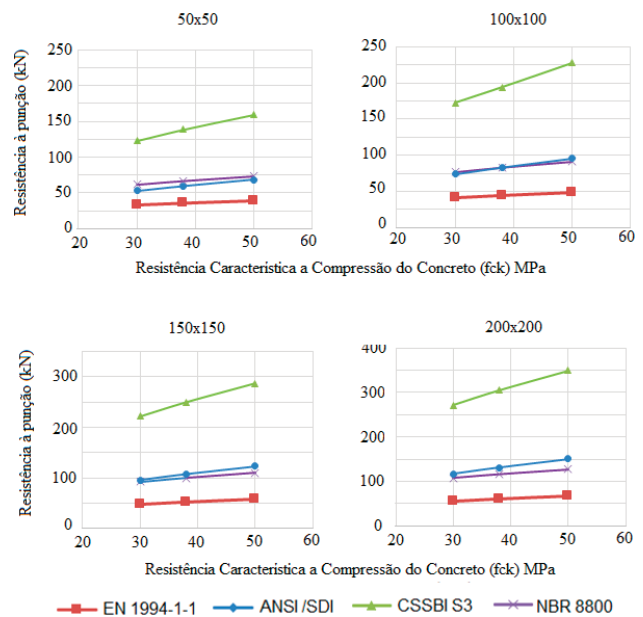


Figura 11 Esforço resistente à punção (kN) para variação da resistência característica do concreto

Pode-se ver, por meio da Tabela 8, que a resistência à punção cresce à medida em que se aumenta a resistência à compressão do concreto,

Tabela 7 Diferenças dos esforços resistentes para as fôrmas S320 e MF-75

Fôrma	Resistência à punção (kN) com malha $\Phi 8,0$ mm e carga 100x100			
	EN 1994-1-1	ANSI /SDI	CSSBI S3	NBR 8800
S320	45,12	61,07	142,03	72,45
MF-75	60,25	83,50	194,18	99,71
Diferença %	0,75	0,73	0,73	0,73

Tabela 8 Esforço resistente à punção (kN) para variação da resistência característica do concreto

Procedimento normativo	Resistência característica do concreto (f_{ck})	Área de influência			
		50 x 50	100 x 100	150 x 150	200 x 200
EN 1994-1-1	30	32,73	40,71	48,68	56,66
	38	35,42	44,04	52,67	61,30
	50	38,81	48,26	57,72	67,17
ANSI /SDI	30	53,00	74,19	95,39	116,58
	38	59,64	83,5	107,35	131,21
	50	68,41	95,78	123,14	150,51
CSSBI S3	30	123,24	172,53	221,83	271,12
	38	138,7	194,18	249,66	305,14
	50	159,1	227,74	286,38	350,02
NBR 8800	30	62,11	77,24	92,38	107,51
	38	67,2	83,58	99,95	116,32
	50	73,64	91,58	109,52	127,46

para todos os casos de carregamentos e todas as normas estudadas. No caso da EN 1994-1-1 e da NBR 8800 esse incremento fica entre 8,2 a 9,5 %, sendo que houve incrementos maiores para a segunda mudança do f_{ck} , de 38 MPa para 50 MPa, visto que a diferença no incremento é maior em relação à anterior de 30 MPa para 38 MPa. Já no caso das normas ANSI/SDI e CSSBI S3 o incremento representou uma parcela mais significativa, variando de 12 a 14,7 %.

Os gráficos da Figura 11 reafirmam o que foi visto na tabela, e percebe-se que o padrão de resultados é mantido, com a norma CSSBI S3 sendo a menos conservadora de todas, as normas ANSI/SDI e NBR 8800 tendo valores similares e a EN 1994-1-1 se mostrando bastante conservadora quando comparada às demais. Por fim, nota-se que há um padrão de crescimento da resistência à punção, visto que os gráficos têm inclinações similares independentemente da mudança de área de influência da carga, e que conforme essa aumenta, a resistência também cresce.

5 Conclusão

Observando as expressões de cálculos e os resultados obtidos, a NBR 8800 e a EN 1994-1-1 consideraram um maior número de parâmetros nos procedimentos normativos de determinação da resistência à punção, sendo a NBR 8800 mais precisa ao considerar a influência da fôrma e a EN 1994-1-1 mais conservadora ao propor um roteiro de cálculo similar ao de sistemas de concreto armado convencional. De maneira a aprimorar o dimensionamento pela EN 1994-1-1, pode-se utilizar a área da fôrma como contribuinte na resistência, uma vez que o resultado da NBR 8800 foi o que mais se aproximou do experimental.

A altura da fôrma se mostrou ser um parâmetro de grande influência, visto que houve ganho de até 27 % na resistência quando a laje mista era 30 centímetros mais alta. Além disso, a tela de armadura utilizada para reforço, ou para controle de fissuras, tem uma influência significativa na resistência à punção segundo as normas europeia e brasileira, porém não é considerada nas demais normas.

As normas ANSI/SDI e a CSSBI S3 consideram como contribuinte na resistência apenas o concreto. No aspecto geral, a norma europeia é a mais conservadora dentre todas. A norma canadense apresentou resultados inseguros, visto que a resistência calculada ultrapassou a carga de colapso experimental, com resultados superiores para todas as análises que foram realizadas.

Houve diferenças significativas quanto ao cálculo da resistência à punção utilizando a EN 1994-1-1 nesta pesquisa e no trabalho de Freire [11]. Essa diferença se deveu pois a o autor considerar a área de fôrma como parte contribuinte da resistência, quando o procedimento normativo não faz essa consideração e ainda utilizou a altura útil da laje mista como sendo altura até o centro geométrico da fôrma, ao invés de considerar as alturas referentes à posição da armadura da tela. Esta pesquisa fez considerações apenas baseadas no que o código sugere.

Quanto a mudança na resistência característica de compressão do concreto, percebe-se que conforme esse parâmetro aumenta, aumentou-se também a resistência à punção, sendo que nas normas ANSI/SDI e a CSSBI S3 esse fator tem uma influência maior do que nas demais.

Referências

- [1] Widjaja, B.R. – *Analysis and Design of Steel Deck – Concrete Composite Slabs*. Dissertation: Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, 1997.
- [2] Johnson, R.P. – *Composite Structures of Steel and Concrete: beams, slabs, columns and frames for buildings*. 3. Ed. Blackwell Scientific Publications, UK, 2004.
- [3] Sieg, A.P.A. – *Estudo de um sistema de laje com fôrma de aço incorporada*. Dissertação: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2015.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas – *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. NBR 8800:2008. Rio de Janeiro, 2008.
- [5] American National Standards Institute / Steel Deck Institute – *Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs*. ANSI/SDI C-2017. USA, 2017.
- [6] EUROCODE 4 – *Design of composite steel and concrete structures*. European Committee for Standardization: British Standards Institution, 2004.
- [7] Canadian Sheet Steel Building Institute – *Criteria for the Design of Composite Slab*. CSSBI S3-2008. Ontario, Canadian, 2008.
- [8] Vellasco, Pedro Colmar Gonçalves da Silva et al. – *Modelagem de Estruturas de Aço e Mistas*. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. 343 p.
- [9] Queiroz, G.; Pimenta, R. J.; Martins, A.G. – *Manual de Construções em aço: Estruturas mistas – Vol 1.2*. ed. Centro Brasileiro da Construção em Aço. Rio de Janeiro, 2012.
- [10] Rackham, J.W.; Couchman, G. H.; Hicks, S.J. – "Composite slabs and beams using steel decking: Best Practice for Design And Construction". *SCI Publication, n. 13* Revised Edition. The Steel Construction Institute and The Metal Cladding & Roofing Manufacturers Association. UK, 2009.
- [11] Freire, J.T. – *Análise do comportamento de lajes mistas sujeitas a cargas concentradas. Ensaios experimentais e modelação numérica*. Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, 2008.
- [12] Hicks, S. J. – EN 1994 – Eurocode 4: *Design of Composite steel and concrete Structures: Composite Slabs*. Brussels, 2009.

