

RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES LISAS REFORÇADAS COM PINOS DE AÇO PÓS-INSTALADOS

RESISTANCE TO THE PUNCTUATION OF REINFORCED SHINED LAYERS WITH POST-INSTALLED STEEL PINS

RESUMO: A ligação entre a laje e o pilar é um ponto crítico no projeto de edifícios com lajes lisas, devido ao risco de ruptura por punção. A falta de inspeção e manutenção, erros nas etapas de projeto e execução, podem gerar a necessidade de reforçar esta região. Neste caso, uma das possibilidades para melhorar o desempenho estrutural nessa região é a adição de armaduras de cisalhamento. Atualmente existem várias técnicas com diferentes tipos de armadura de cisalhamento e arranjo. Dentre elas, temos os pinos de aço pós-instalados que é o foco deste trabalho. Foi montado um banco de dados, a partir de pesquisas na literatura, com resultados de 40 ensaios. Estes resultados foram comparados com resultados teóricos obtidos segundo as normas ACI 318 (2014) e NBR 6118 (2014) e analisados pelo método de COLLINS(2001). As técnicas de reforço mostraram pior desempenho mecânico para os casos onde os pinos não são ancorados mecanicamente nas duas extremidades. Por fim, observou-se que as estimativas da norma americana e canadense tendem a ser conservadoras enquanto que a norma brasileira e europeia apresentou resultados melhores, que pode ser explicado pelo fato de levarem em consideração vários fatores contribuintes na resistência à punção, diferentemente da norma ACI 318 (2014) que só levam em consideração a resistência do concreto.

Palavras Chave: Laje. Punção. Projetos. Pós-Instalados.

ABSTRACT: The connection between the slab and the pillar is a critical point in the design of buildings with this structural system due to the risk of collapse by puncturing. The lack of inspection and maintenance, errors in the design and execution stages, may be possible to generate the need to strengthen this region. In this case, one of the possibilities to improve the structural performance in this region is with the addition of shear reinforcement. Currently there are several techniques with different types of shear armor and arrangement. Among them, we have the post-installed steel pins that is the focus of this work. A database was assembled, based on researches in the literature, with results of 40 trials. These results were compared with theoretical results obtained according to ACI 318 (2014), NBR 6118 (2014) and analyzed by COLLINS (2001) method. Reinforcement techniques showed poor mechanical performance in cases where the pins are not mechanically anchored at both ends. Finally, it was observed that the estimates of the American and Canadian standard tend to be conservative whereas the Brazilian and European standard presented better results, which can be explained by the fact that they take into account several contributing factors in puncture resistance, unlike the norm ACI 318 (2014) which only take into account the strength of the concrete.

Keywords: Slab. Punch. Projects. Post-Installed.

1. INTRODUÇÃO

A punção é uma forma de ruptura por cisalhamento que ocorre em elementos de placa submetidos a uma carga ou reação concentrada aplicada transversalmente que pode ocorrer de forma brusca, podendo levar a estrutura à ruína por meio do colapso progressivo. A resistência à punção reduz a intensidade das tensões de cisalhamento na ligação laje-pilar e aumenta a capacidade resistente através do uso de armaduras de cisalhamento.

As recomendações das normas de projeto são feitas na ausência de uma teoria capaz de explicar e prever com precisão o mecanismo de ruptura por punção, em função das diversas variáveis envolvidas.

Estas recomendações são empíricas e assumem uma tensão resistente ao cisalhamento ao longo de um perímetro de controle, que é adotado de forma diferente dependendo da norma, sendo estimada por diversos parâmetros, que é a resistência à compressão do concreto, altura útil, taxa de armadura, geometria e dimensões do pilar.

O objetivo principal desta pesquisa é discutir e avaliar as recomendações apresentadas pelas principais normas de projeto, a ACI 318 (2014) e NBR 6118 (2014), para a estimativa da resistência à punção de lajes lisas em concreto armado com o uso de armadura de cisalhamento.

2. REVISÃO TEÓRICA

O caso das lajes lisas apoiarem-se diretamente nos pilares faz com que surja, nas conexões laje-pilar, uma força cortante de grande intensidade, causando assim altas tensões cisalhantes. Esse fato pode provocar a ruína por cisalhamento da ligação laje-pilar, conhecido como punção. A Figura 1 mostra a superfície de ruptura por punção de uma laje lisa sem armadura de cisalhamento, com inclinação de 25° a 30°

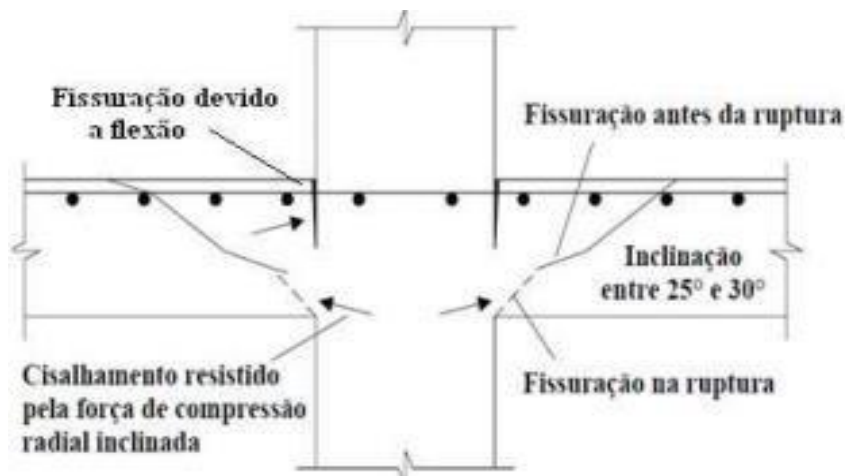


Figura 1- Modo de ruptura de uma laje lisa sem armadura de cisalhamento
Fonte: Santos (2000)

Os principais parâmetros que influenciam o fenômeno da punção são: a espessura da laje; as dimensões e a forma da seção dos pilares; resistência do concreto à compressão; taxa geométrica de armadura de flexão; e a presença ou não de armadura de punção.

2.1. ARMADURAS DE CISCALHAMENTO

A diversos aspectos que as armaduras de cisalhamento no combate à punção estão relacionadas, como a quantidade, distribuição, espaçamento e do número de camadas, e o tipo de armadura utilizado. É importante, que esses aspectos apresentem um bom desempenho, que uma ancoragem adequada seja

garantida, sendo este um ponto crítico para a maioria das opções de armaduras disponíveis. Outro aspecto importante que pode ser relevado sobre o uso de armaduras de cisalhamento em lajes lisas é a funcionalidade de sua instalação. O que dificulta a distribuição das armaduras de cisalhamento, é a concentração de barras de flexão na região da ligação laje-pilar que é submetida a esforços de flexão elevados.

Oliveira *et al.* (2013) declara que a taxa de armadura de cisalhamento por camada e o número de camadas utilizadas influenciam diretamente no modo de ruptura por punção, que pode ocorrer por esmagamento da diagonal comprimida próxima da face do pilar ou por tração diagonal dentro ou fora da região da armadura de cisalhamento, conforme ilustrado na Figura 2 evidências experimentais indicam que a posição da superfície de ruptura por punção, influencia significativamente na ductilidade da ligação laje-pilar após a ruptura.

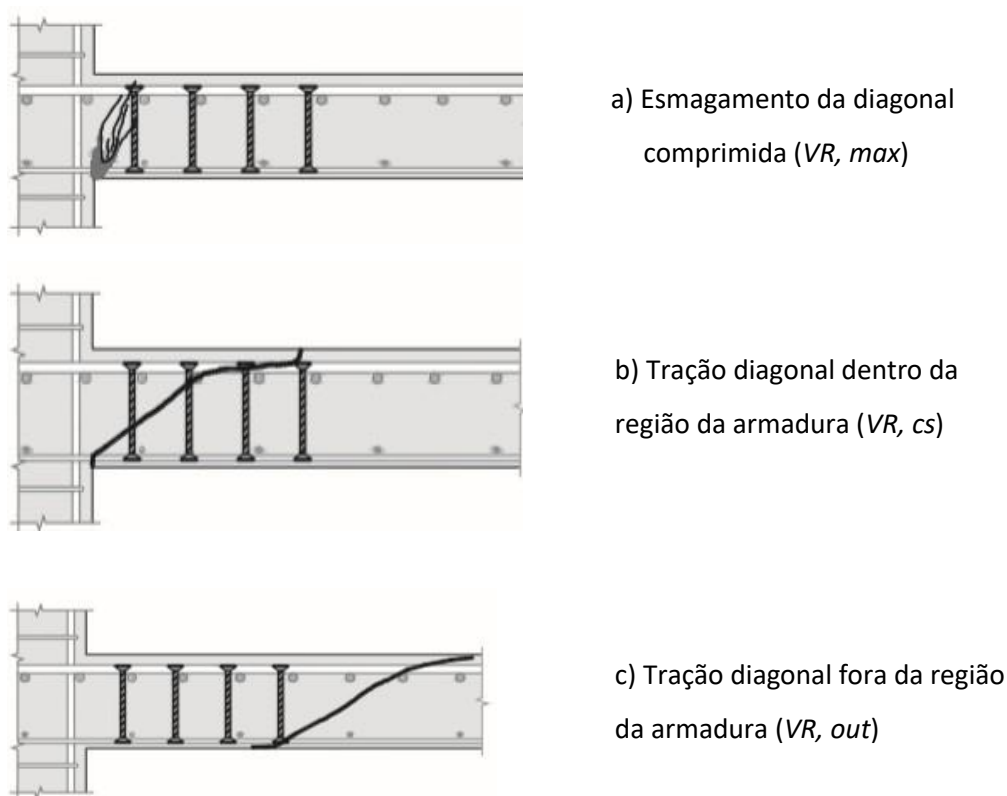


Figura 2- Modos de ruptura por punção em lajes com armadura de cisalhamento
Fonte: Oliveira *et al.*, (2013)

2.1.1 Reforço com Pinos de Aço pós-instalados

A utilização de pinos de aço melhora significativamente a resistência das lajes, porém a sua ancoragem pode contribuir de forma significativa com a resistência, os pinos podem ser verticais ou inclinados, atravessar a laje ou não, etc. A seguir serão descritos algumas pesquisas bem como a sua forma de ancoragem.

Carvalho (2001), realizou um estudo com reforço ao cisalhamento utilizado armadura pós-instalada com diâmetro de 10 mm e com $f_y = 724 \text{ MPa}$, ancorada com placas de aço e resina para preenchimento dos furos, ver Figura3.

O programa experimental consistiu em oito lajes com a mesma armadura de flexão, divididas em dois grupos. O primeiro constituído por uma laje de referência e três lajes reforças com parafusos distribuídos em duas camadas e ancorados de uma forma diferente em cada uma delas, em JC-2 a ancoragem foi apenas com resina, em JC-3 recebeu placa mais resina e em JC-4 recebeu apenas placa. O segundo, grupo foi constituído de uma laje de referência e três lajes reforçadas com parafusos distribuídos em três camadas, com o mesmo tipo de ancoragem utilizada no primeiro grupo. Sendo que as lajes (JC-3, JC-4, JC-7, JC8) foram reforçadas com parafusos pré-tracionados.

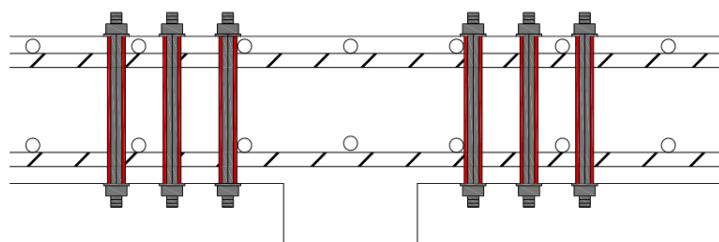


Figura 3 – Sistema de reforço com pinos de aço vertical, ancorados nas duas extremidades
Fonte: Carvalho (2001)

WÖRLE (2014) apresentou um programa experimental com quatro lajes com a mesma armadura de flexão. Com uma armadura de cisalhamento com pinos de diâmetro de 15,5 mm em duas lajes reforçadas (P2 e P3) e de 20,7 mm na laje reforçada P4. Sendo este autor também utilizou um mecanismo que não era necessário o acesso a superfície superior da laje, como em FERNÁNDEZ et al. (2010), no entanto as armaduras de cisalhamentos foram dispostas a 90°. O sistema de ancoragem foi o mesmo para todas as lajes que consistiu em fixa os pinos com arruelas e porcas, sendo que nos reforços das lajes P2 e P3 os pinos foram combinados com um adesivo epóxi, conforme ilustrado na Figura 4.

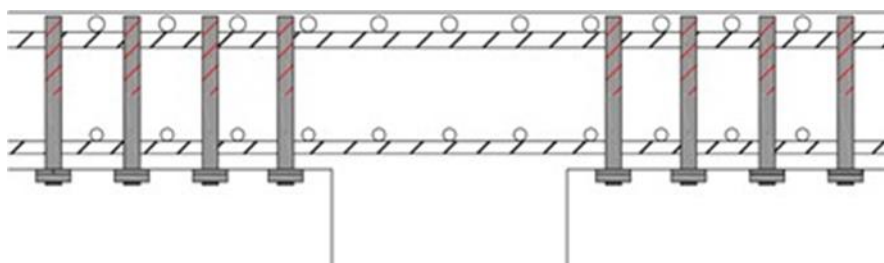


Figura 4– Armadura de cisalhamento utilizada em (WORLE, 2013)
Fonte: Wörle (2013).

FERNÁNDEZ et al. (2010) realizou um programa experimental de doze lajes variando a taxa da armadura de flexão. No reforço ao cisalhamento são utilizadas armaduras pós instaladas, com pinos de

diâmetro igual a 16 mm para todas as amostras reforçadas e com inclinação de 45° , a ancoragem foi à mesma para todas as lajes reforçadas, e os furos foram preenchidos com adesivo epóxi injetável. O mecanismo de reforço utilizado não apresenta necessidade de se ter acesso à outra face da laje e é embutido na face inferior da laje (ver Figura 5).

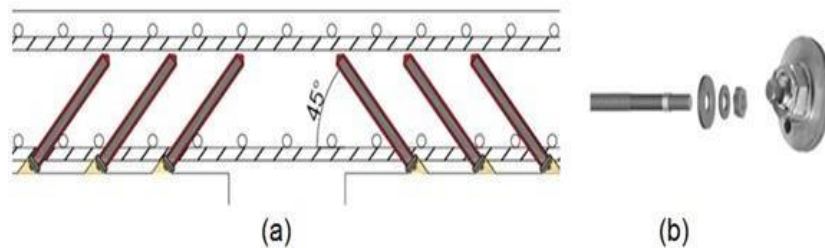


Figura 5 - Detalhes do mecanismo de reforço utilizado em. (a) sistema da armadura de cisalhamento (b) Sistema de ancoragem

Fontes: Fernández Ruiz, Muttoni E Kunz (2010)

2.2 NORMAS PARA O REFORÇO À PUNÇÃO

A seguir serão apresentados os parâmetros considerados pela norma ACI 318 (20014) e NBR 6118 (2014) para verificação da resistência a punção para lajes sem armadura de cisalhamento, bem como lajes com armadura de cisalhamento.

2.2.1 ACI 318 (2014)

Segundo o ACI 318 (2014) a verificação da resistência à punção em lajes deve ser feita através da verificação de tensões de cisalhamento em um perímetro de controle afastado $d/2$ das faces do pilar ou das extremidades da área carregada, conforme mostrado na Figura 6. As equações de 1 a 3 expressam a resistência à punção de uma laje sem armadura de cisalhamento, sendo adotado o menor valor entre elas.

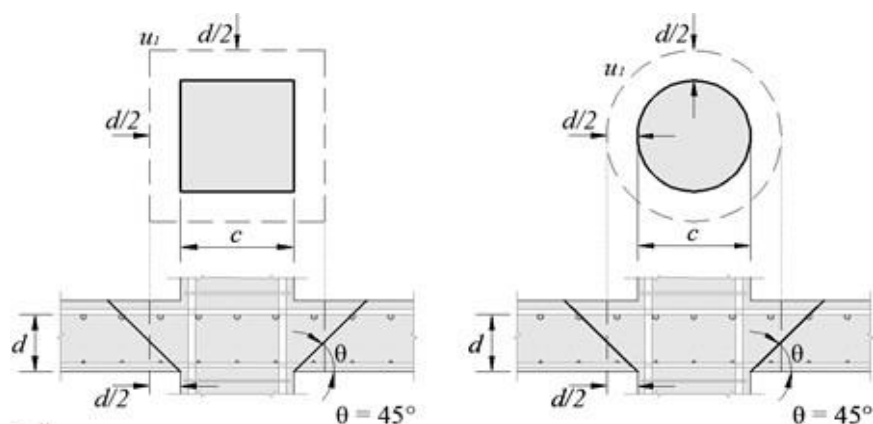


Figura 6- Modelo para verificação da resistência à punção do ACI 318 (2014).

Fonte: ACI 318 (2014)

$$v_{R,C} = \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot b_o \cdot d \quad \text{Equação 1}$$

$$v_{R,C} = \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad \text{Equação 2}$$

$$V_{R,C} = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

βc é a razão entre a maior e a menor dimensão do pilar;

α_s é uma constante que assume valor igual a 40 para o caso de pilares internos, 30 para pilares na borda da sapata e 20 para pilares no canto da laje.

$f'c$ é a resistência à compressão do concreto, e é limitada em no máximo 69 MPa;

b_o é o comprimento de um perímetro de controle à $d/2$ da face do pilar;

d é a altura útil da laje;

Quando o pilar é quadrado a equação (1) se torna a equação (3), portanto não se faz necessário resolver, pois esta é para quando a relação de um lado do pilar difere da outra, no caso, pilares não quadrados.

No caso de laje com armadura de cisalhamento, esta norma recomenda a verificação de três possíveis modos de ruptura, são estes: superfície de ruptura ocorrendo na região das armaduras de cisalhamento ($V_{R,C S}$); superfície de ruptura fora da região das armaduras de cisalhamento ($V_{R,out}$); e por fim, a ruptura por esmagamento da biela comprimida nas proximidades do pilar ($V_{R,máx}$); estes dois últimos apresentam uma ruptura brusca, levando ao colapso da estrutura parcial ou total.

$$V_{R,C} \geq V_{R,C} \geq V_{R,S} \quad \text{Equação 4}$$

$$V_{R,C S} = \left(\frac{1}{4} \cdot \sqrt{f'c} \cdot u_1 \cdot d \right) + \left(\frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ysw} \right) \quad \text{Equação 5}$$

$$V_{R,out} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot u_{out} \cdot d \quad \text{Equação 6}$$

$$V_{R,m\acute{a}x} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot u_1 \cdot d \cdot se \cdot s_r \leq 0,5 \cdot d \\ \frac{1}{2} \cdot \sqrt{f'c} \cdot u_1 \cdot d \cdot se \cdot 0,5 \cdot d < s_r \leq 0,75 \cdot d \end{array} \right\} \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

Asw é a área de aço de uma camada de armadura de cisalhamento;

sr é a distância entre camadas;

fysw é a tensão de escoamento da armadura de cisalhamento, limitada em 420 MPa;

uout é o perímetro externo definido à uma distância $d/2$ da camada mais externa das armaduras de cisalhamento, conforme a Figura 7.

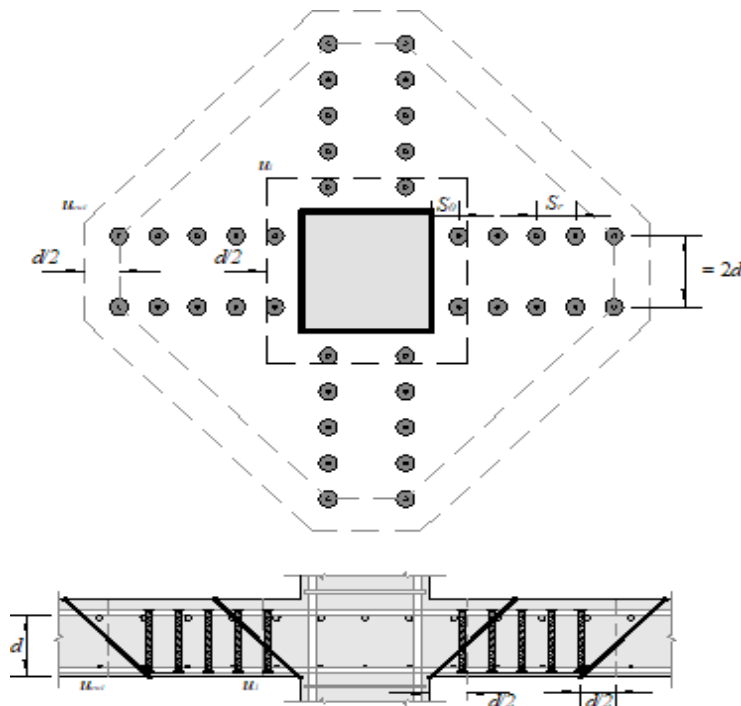


Figura 7- Detalhes típicos para arranjos com studs ACI 318 (2014)

Fonte: ACI 318 (2014).

2.2.2 NBR 6118 (2014)

Segundo a NBR 6118 (2014) a verificação à punção em lajes de concreto armado sem armaduras de cisalhamento deve estar dentro de um perímetro de controle afastado "2.d" da face do pilar, conforme indicado na figura 8. E para a resistência a punção de uma laje, é expressa pela equação (8).

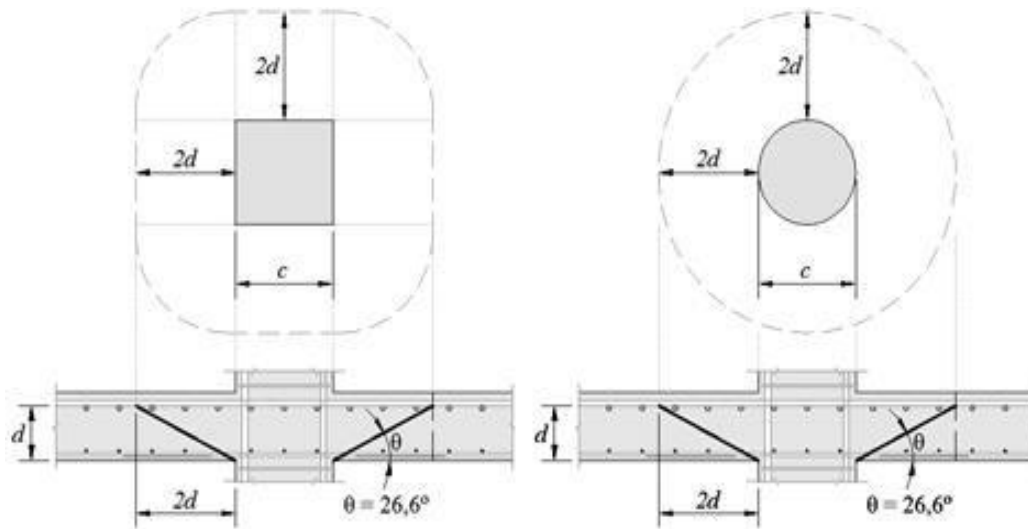


Figura 8- Modelo para verificação da punção da NBR 6118(2014)

Fonte: NBR 6118 (2014).

$$V_{R,C} = 0,18 \cdot \varepsilon \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d$$

Equação 8

Onde:

d é a altura útil da laje;

$f'c$ é a resistência à compressão do concreto.

ρ é a taxa de armadura de flexão tracionada média da laje. Ela deve ser calculada como $\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0,02$, onde ρ_x e ρ_y são as taxas nas direções x e y, respectivamente. Devem ser consideradas as barras dentro de uma região afastada "3.d" das faces do pilar.

ξ é o *sizeeffect*, assumido como $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, com d em mm;

u_1 é o comprimento do perímetro de controle afastado "2.d" das faces do pilar.

No caso de lajes com armaduras de cisalhamento, esta norma também recomenda a verificação de três possíveis modos de ruptura. No primeiro caso, trata rupturas por cisalhamento dentro da região das armaduras e considera a resistência máxima devido à combinação das armaduras de cisalhamento e do concreto, expresso pela equação (9). O segundo, à ruptura ocorre fora da região das armaduras de cisalhamento, demonstrado na equação (10). E a última recomendação é a verificação da resistência da biela comprimida próxima das extremidades do pilar, obtido pela equação (11).

A Figura 9 apresenta detalhes típicos das recomendações desta norma, quanto a utilização de armaduras de cisalhamento; podendo-se observar também alguns detalhes necessários para a definição do perímetro de controle externo às armaduras de cisalhamento.

$$V_{R,cs} = 0,75 \cdot V_{R,c} + \left(1,5 \cdot \frac{d}{S_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,ef} \right) \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \cdot \text{sen} \alpha \quad \text{Equação 9}$$

$$V_{R,out} = 0,18 \cdot \varepsilon \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'c)^{1/3} \cdot u_{out} \cdot d \quad \text{Equação 10}$$

$$V_{R,max} = 0,24 \cdot f'c \cdot \left(1 - \frac{f'c}{250} \right) \cdot u_o \cdot d \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

u_0 é o perímetro do pilar;

u_1 é o comprimento de um perímetro de controle afastado "2d" da face do pilar;

u_{out} é o comprimento do perímetro de controle afastado "1,5d" da camada mais externa de armaduras de cisalhamento, respeitando-se um limite de "2d" para a distância máxima entre duas linhas concêntricas de *studs*. Caso este limite seja atendido, deve-se utilizar o perímetro de controle externo efetivo ($u_{out,ef}$).

s_r é a distância entre camadas de armaduras de cisalhamento;

A_{sw} é a área das armaduras de cisalhamento por camada;

$f_{yw,ef}$ é a tensão efetiva na armadura de cisalhamento, que é calculada através de $f_{yw,ef} = 1,15 \cdot (250 + 0,25 \cdot d) \leq f_{ysw}$, dado em N/mm² e com d em mm.

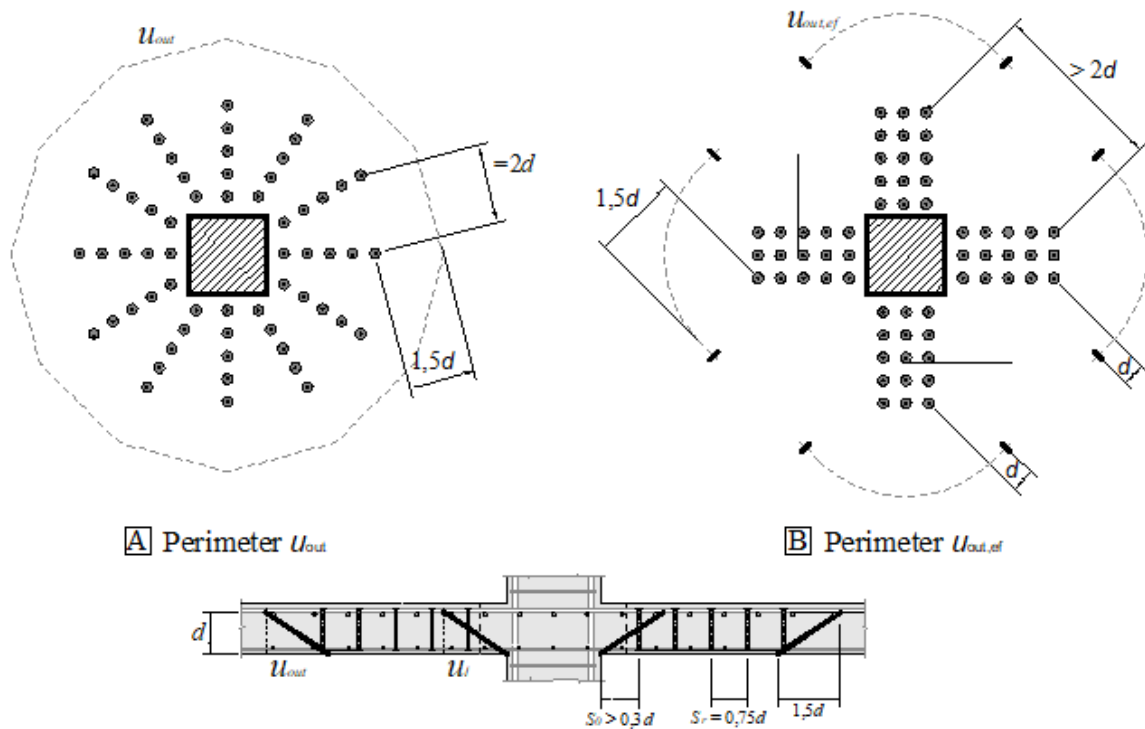


Figura 9– Detalhes típicos para arranjos com studs NBR 6118 (2014)

Fonte: NBR 6118 (2014).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 BANCO DE DADOS

Os resultados foram obtidos a partir de pesquisas na literatura acadêmica, foi obtido um total de 40 espécimes. As lajes analisadas simularam a situação de pilares internos de um edifício, sem a atuação de momentos fletores e foram em sua totalidade submetidas a carregamentos simétricos. A Tabela 1 apresenta o resumo das características das lajes do banco de dados.

Tabela 1 – Características das lajes do banco de dados

AUTORES	Lajes	b	r_q	h	d (mm)	C (mm)	ρ (%)	f_c	f_{ys}	Furo/ Cam	Nº Cam.	S_0 (mm)	S_r (mm)	S_{r2} (mm)	P_U (KN)
CARVALHO 2001	JC1	1800	1500	130	99	120	1,43	40,20	500	-	-	-	-	-	314
	JC2	1800	1500	130	101,5	120	1,37	40,20	500	8	2	50,75	50,75	-	410
	JC3	1800	1500	130	99	120	1,43	40,20	500	8	2	49,5	49,5	-	434
	JC4	1800	1500	130	98,5	120	1,45	40,20	500	8	2	49,25	49,25	-	401
	JC5	1800	1500	130	101,5	120	1,38	44,00	500	-	-	-	-	-	301
	JC6	1800	1500	130	99	120	1,43	44,00	500	8	3	49,5	49,5	-	471
	JC7	1800	1500	130	100,5	120	1,40	44,00	500	8	3	50,25	50,25	-	474
	JC8	1800	1500	130	107,2	120	1,24	44,00	500	8	3	50	50	-	458
FERNÁNDEZ RUIZ, MUTTONI, KUNZ 2010	PV1	3000	1442	250	210	260	1,50	34,00	709	-	-	-	-	-	974
	PV2	3000	1442	250	210	260	1,50	35,40	709	8	3	200	200	-	1.383
	PV3	3000	1442	250	210	260	0,02	35,60	709	12	3	150	150	-	1.577
	PV6	3000	1442	250	210	260	0,57	33,30	505	8	4	150	150	-	850
	PV7	3000	1442	250	210	260	0,57	33,80	505	8	4	150	150	-	854
	PV8	3000	1442	250	210	260	0,57	34,10	505	4	4	150	150	-	833
	PV14	3000	1442	250	210	260	1,50	36,60	527	12	6	200	125	-	1.690
	PV15	3000	1442	250	210	260	1,50	36,80	527	12	6	150	150	-	1.609
	PV16	3000	1442	250	210	260	1,50	37,20	527	6	4	200	200	-	1.263
	PV17	3000	1442	250	210	260	1,50	29,90	518	4	4	200	200	-	1.121
	PV18	3000	1442	250	210	260	1,00	28,20	518	6	4	200	200	-	1.070
	PV19	3000	1442	250	210	260	1,00	29,20	518	4	4	200	200	-	1.075
	PV20	3000	1442	250	210	260	1,00	29,20	518	4	4	200	200	-	1.075
WORLE 2013	P01	Ø2700	1200	200	155	300	2,24	37,72	550	-	-	-	-	-	612
	P02	Ø2700	1200	200	155	300	2,24	37,82	550	8	4	59	96	100	906
	P03	Ø2700	1200	200	155	300	2,24	39,18	550	8	4	59	96	100	793
	P04	Ø2700	1200	200	155	300	2,24	36,31	550	8	4	59	96	100	937

Fonte: Autor (2018)

Nenhum coeficiente de majoração da solicitação ou de minoração de resistência dos materiais foi utilizado. Logo, a força escolhida satisfaz ao menor valor encontrado nas superfícies de ruptura, nas equações de dimensionamento, sendo ele na verificação da ligação à punção e verificação indireta da tensão na diagonal comprimida do concreto. Assim, consiste na comparação da tensão solicitante com a tensão resistente em cada uma das seções de controle das normas aqui analisadas. O método de análise de resultados tem como alvo conferir os critérios de dimensionamento exemplificado pelas normas com os resultados experimentais, medindo a confiabilidade das normas, para isso será realizado a razão entre as

forças de ruptura e forças resistentes, P_u/P_{teo} , respectivamente. A força V_u é o esforço último de punção medido em laboratório, já a força P_{teo} , pode ser definida como a menor força resistente última, de acordo com os critérios normativos estudados. Para concretizar a análise comparativa dos esforços de punção adotados pelas normas NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2014), serão empregadas proporções estatísticas habituais como: média (M), a mediana (Md), o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV). A fim de estudar a adequação e comparação entre equações normativas de dimensionamento a punção em peças de concreto armado, foi introduzido um abrangente estudo realizado por Collins (2001), pois neste é desenvolvido um procedimento que considera distintos critérios normativos de dimensionamento e os classificam, analisando a segurança, a exatidão e a economia. Através dos métodos de Collins (2001) é classificado os tipos de procedimentos de dimensionamento em escala de demérito. É considerado dados sobre segurança, precisão e economia, assim é gerado um escore cada faixa da relação P_u/P_{teo} , conforme a Tabela 2. Esse escore tem como fundamento que uma relação P_u/P_{teo} com valor inferior a 0,5 é perceptível que a segurança é inferior a uma acima de 2,0. Entretanto, importâncias muito conservativas, por serem antieconômicas, são penalizadas com escore igual a 2,0, assim correspondendo a uma relação com a mesma classificação como de baixa segurança. Quanto maior o valor da soma total, pior será a classificação.

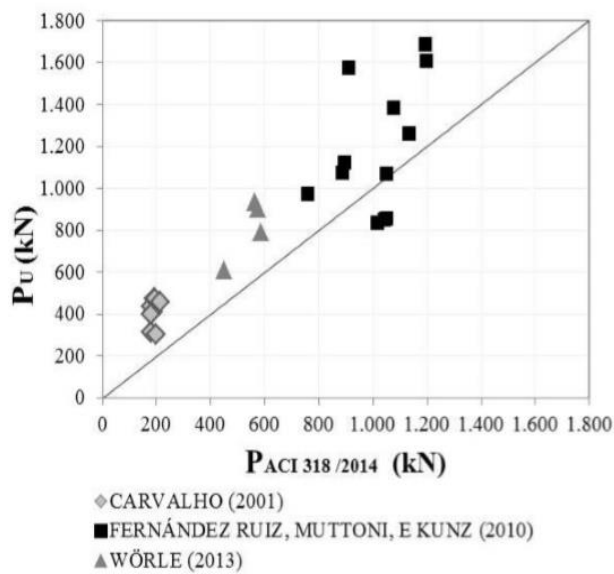
Tabela 2 – Escala de Demérito

<i>V_{uexp}/V_{ucalc}</i>	<i>Escore</i>	<i>Classificação</i>
< 0,50	10	<i>Extremamente perigosa</i>
0,50 ----0,65	5	<i>Perigosa</i>
0,65 ----0,85	2	<i>Baixa Segurança</i>
0,85 ----1,30	0	<i>Segurança Apropriada</i>
1,30 ----2,00	1	<i>Conservativa</i>
≥ 2	2	<i>Extremamente conservativa</i>

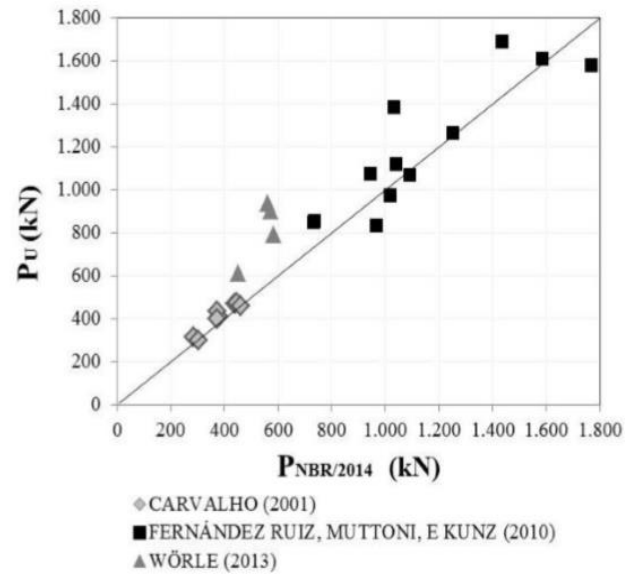
Fonte: Adaptado de Carvalho (2008)

4. RESULTADOS

A partir da Figura 10, pode se observar a relação entre as cargas previstas pela norma e a cargas obtidas experimentalmente. Para pinos de aço a norma NBR 6118 foi a que apresentou melhores resultados, com uma média de 1,07 e o coeficiente de variação de 0,12, demonstrando ser uma norma mais econômica e menos conservadora que o ACI 318 que apresentou um média de 1,55 e 0,34 o coeficiente de variação, apenas 12,5% dos resultados foram contra a segurança, ressaltando que essas lajes (PV6, PV7, PV8) segundo o autor romperam por flexão, e ao se calcular o P_{flex} obteve-se um resultado coerente com o experimental, pois a taxa de armadura utilizada para o reforço à flexão foi de apenas 0,57%.



a) ACI 318 (2014)



b) NBR 6118 (2014)

Figura 10 - Relação entre as cargas experimentais e as previstas pelas normas
 Fonte: Autor (2018)

A Figura 11 apresenta a relação entre as cargas experimentais e as previstas pelas normas para o mecanismo de reforço com pinos pós-instalados. Nota-se que a norma NBR apresentou resultados mais próximos do experimental, já no caso o ACI 318 apresentou resultados bem conservadores e uma grande dispersão.

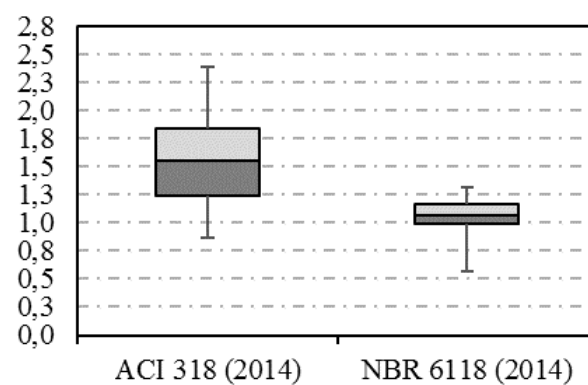


Figura 11 – Avaliação da precisão dos resultados (Diagrama de Caixas) “box andwhiskers”
 Fonte: Autor

5. DISCUSSÃO

O DPC de cada modelo de cálculo é obtido pela soma dos produtos das porcentagens dos valores P_{exp}/P_{teo} existentes em cada intervalo, pela sua nota correspondente. Quanto maior o valor da soma total, pior é considerado o processo normativo. A Tabela 3 traz a avaliação da escala de demérito para as normas avaliadas. Pelo Critério de demérito, a norma que melhor se adequou à aplicação sugerida nesta pesquisa para Pinos de aço foi a NBR 6118 (2014), a qual apresentou o menor valor de demérito, com predominância de resultados nas faixas de Segurança Adequada e Conservadora. O ACI 318 (2014) também tiveram resultados a favor da segurança, contudo, foram penalizadas por possuírem valores predominantemente nas faixas Conservadora e Extremamente Conservadora.

Tabela 3 – Classificação segundo o critério de COLLINS (2001) – DPC apud MOARES NETO (2013)

<i>Sistema</i>	<i>V_u/V_{teo}</i>		<0,50	[0,50-0,85]	[0,85-1,15]	[1,15-2,00]	>2,00	Total	Média	C. V.
PINOS	ACI	Nº de Lajes	0	3	2	13	6	24	1,55	0,34
		Penal. Total	0	15	0	13	12	40		
	NBR	Nº de Lajes	0	1	16	7	0	24	1,07	0,12
		Penal. Total	0	5	0	7	0	12		
		Penal. Total	0	15	0	3	0	18		

Fonte: Adaptado pelo Autor (2018)

6. CONCLUSÕES

No trabalho, comparou-se a aplicação de normas consagradas no meio técnico com os resultados experimentais de Pinos de aço que simulam a região próxima aos pilares internos de um edifício e sem a atuação de momentos fletores. Os resultados mais conservadores e com maior dispersão foram do ACI 318 (2014), isso se deve ao fato desta norma não levar em consideração fatores importantes como a taxa de armadura de flexão (ρ) e do parâmetro sizeeffect, o qual correlaciona a redução da tensão resistente com o aumento da altura útil.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318 (2014). **Building Code Requirements for Structural Concrete**. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS NBR 6118 (2014). **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro.

CARVALHO, Clauderson Basileu. **Análise crítica dos critérios normativos do dimensionamento à punção em lajes lisas**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Estrutural. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2008. 230p.

CARVALHO, J. S. de. **Lajes Cogumelo de Concreto Armado Reforçadas ao Puncionamento com Parafusos de Alta Resistência**. 2001, Dissertação, Universidade de Brasília, DF, Brasília, 2001.

COLLINS, M.P. (2001). **Evaluation of shear design procedures for concrete structures**. A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design.

FERNÁNDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A. e KUNZ, J. **Strengthening of Flat Slabs Against Punching Shear Using Post-Installed Shear Reinforcement**, ACI Structural Journal, Vol. 107, July-Aug. 2010, pp. 434-442.

GUANDALINI S, BURDET OL, MUTTONI A. **Punching tests of slabs with low reinforcement ratios**. ACI Structural Journal, Vol.106, Jan.-Feb. 2009, pp. 87–95.

MORAES NETO, B.N. (2013). **COMPORTAMENTO À PUNÇÃO DE LAJES LISAS EM CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO SOB CARREGAMENTO SIMÉTRICO**. Tese, Universidade de Brasília. Brasília.

OLIVEIRA; M. J. M. PEREIRA FILHO; D. R. C. OLIVEIRA; M. P. FERREIRA; G. S. S. A. Melo. **Resistência à punção de ligações laje-pilar interno com conectores de cisalhamento**. 2013, São Paulo/SP. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. 12 p.

SILVA, P. M., RODRIGUES, H. L. S., **Análise experimental de lajes lisas reforçadas à punção com pinos de PRFC**. IBRACON, outubro, 2013.

WÖRLE P. **Enhanced shear punching capacity by the use of post installed concrete screws**. Engineering Structures 60, 2014, pp.41–51.