



IX CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS
18 a 20 de maio, 2016 - Everest Rio Hotel

Utilização de Capitéis Curtos em Lajes Lisas

Túlio Pessoa Souto Maior de Oliveira¹, Bernardo Horowitz², Paulo de Araújo Régis³

¹UFPE/tuliosoutomaior@gmail.com

²UFPE/Departamento de Engenharia Civil/horowitz@ufpe.br

³UFPE/Departamento de Engenharia Civil/pregis@ufpe.br

Resumo

A perfuração de uma placa devido às altas tensões de cisalhamento é a definição atribuída à punção que, normalmente, é crítica na delimitação da espessura das lajes lisas de concreto. Sua ruptura é abrupta, formando um sólido que se assemelha um tronco de cone, com pouca deformação e sem prévio aviso. Nos casos em que o deslocamento não é crítico, através da utilização de capitéis curtos, é possível aumentar a resistência à punção sem aumentar a espessura da laje, nem utilizar armação para punção.

Neste estudo comparam-se as prescrições normativas para cálculo da resistência à punção em pilares internos com capitéis curtos das normas NBR 6118:2014, ACI 318/2014 e especial atenção é dada ao código modelo *fib* 2010. Isto se deve ao fato desta ser a primeira norma a empregar um modelo mecânico e não apenas expressões puramente empíricas.

Apresenta-se um exemplo numérico de uma laje sem vigas com o objetivo de determinar sua resistência à punção utilizando-se as três metodologias citadas. O objetivo é obter uma solução com capitéis curtos. Os resultados são apresentados, comparados com dados de ensaios e discutidos. Conclui-se que a utilização de capitéis curtos é uma solução adequada quando se quer evitar a utilização de armaduras de cisalhamento. A metodologia do *fib* apresenta uma restrição para determinação do perímetro crítico que conduz a um aumento da espessura da laje diferentemente das normas NBR e ACI.

Palavras-chave

Punção; capitéis curtos Lajes lisas;

Introdução

A necessidade de realizar uma obra mais célere e menos dispendiosa incentivou o surgimento do sistema de lajes apoiados em pilares. Em que pese a autoria desse método seja desconhecida, existem relatos da utilização do mesmo desde os primórdios do século XX.

O grande problema na utilização desse tipo de processo é a punção. A punção é a perfuração de uma placa, ocasionada por altas tensões de cisalhamento, podendo, por sua vez, ser provocada por forças concentradas ou atuando em pequenas áreas. Esse fenômeno é característico das ligações laje-pilar. A ruína dessa ligação é abrupta, isto é, acontece sem prévio aviso e suas consequências são, normalmente, desastrosas. Por esta razão, é importante que a ligação seja dimensionada de forma a obter boa ductilidade, ou simplesmente que sofra deformação expressiva antes de atingir o estado limite último. Esta ruptura se caracteriza por um movimento predominantemente vertical da laje originando a formação de uma superfície tronco-cônica ou tronco piramidal, dependendo da seção transversal do pilar, partindo do



contorno da área carregada, na face da placa e se estendendo até outra face, com uma inclinação de aproximadamente 30° a 35° em relação ao plano da laje.

MUTTONI (2008) apresenta um modelo físico compatível com os resultados experimentais chamado de Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento, de fácil aplicabilidade em projetos estruturais que é a base do código modelo *fib* 2010.

A resistência à punção é influenciada por diversos fatores como, por exemplo: o aumento da espessura da laje, a introdução de capitéis, a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura, a dimensão e forma dos capitéis e pilares. Quando a resistência à punção da laje não atende aos critérios de projeto, uma alternativa ao uso de armadura de cisalhamento é o engrossamento da laje nas regiões próximas aos pilares. Esse engrossamento é chamado de capitel. Os capitéis servem não só para enrijecer a ligação laje-pilar como também transmitir os esforços da laje para o pilar. Eles podem ser curtos ou longos, bem como inclinados. Neste trabalho abordaremos apenas os capitéis curtos, conforme a figura 1. Os capitéis curtos são considerados como um alargamento do pilar. Em geral, sua projeção vertical abaixo da laje será de 50% a 100% maior que a espessura da laje adjacente a este. Além disso, eles se estendem o suficiente da face do pilar, para assegurar que a resistência à punção no perímetro exterior ao capitel curto seja garantida. Desta maneira aumenta-se a resistência à punção com o aumento da espessura da laje em virtude do aumento do braço de alavanca. Essa abordagem tem como finalidade diminuir as tensões solicitantes na ligação laje-pilar pois, o aumento da espessura da laje só funciona até certo ponto, porque esse crescimento não compensa o aumento do peso próprio da laje.

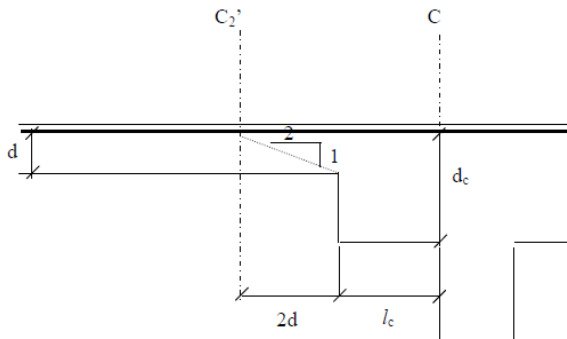


Figura 1 - Geometria da laje com capitel curto.

Como não existem muitas pesquisas relacionadas à introdução de capitéis curtos para aumento de resistência à punção, neste trabalho apresenta-se alguns resultados experimentais encontrados na literatura de lajes submetidas à punção com capitéis curtos, sem inclinação e sem transferência de momento fletor. Os modelos preconizados pelas normas NBR 6118:2014, ACI-318/2014 e *fib* MODEL CODE 2010 são comparados com os resultados dos ensaios com o objetivo de mostrar que a utilização dos capitéis curtos é uma alternativa viável para aumento de resistência à punção em substituição à armadura de punção.

Prescrições Normativas

Foram selecionados três métodos para serem abordados: a NBR 6118:2014, o ACI 318/2014 e o *fib* MODEL CODE 2010. Os modelos da NBR e ACI São baseados puramente em resultados empíricos onde levam em consideração os perímetros ou contornos críticos. O *fib*



MODEL CODE 2010 baseia-se no trabalho de MUTTONI (2008). A seguir apresenta-se um resumo das metodologias.

NBR 6118 e ACI 318

Além das equações de dimensionamento, a NBR e o ACI se diferenciam pela definição dos contornos críticos. O ACI determina que os contornos críticos sejam a $d/2$ dos pilares/capitéis conforme o item 22.6.4.2 enquanto que na NBR essa distância passa a ser de $2d$ conforme o item 19.5.2.1, ver tabela 1. A outra diferença é que, para pilares retangulares, os contornos críticos nas quinas no ACI formam um novo retângulo afastado a $d/2$, enquanto que na NBR o contorno é circular, mais precisamente um quarto de círculo. A NBR trata sobre os contornos críticos dos capitéis no item 19.5.2.5 e o no ACI são os itens 8.2.4, 8.2.5 e 22.6.4.

Tabela 1 – Perímetros críticos e equações de dimensionamento do ACI e NBR

	ACI	NBR
Perímetros	$p+4d$	$p+4\pi d$
Equações	$4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$ $\left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$ $\left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$	$0,13 \left(1 + \sqrt{20/d}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,10 \cdot \sigma_{cp}$

Onde p é o perímetro do pilar; d é a altura útil da laje; λ é um fator de modificação para levar em conta concreto leves; f_c' é a resistência do concreto; b_w é o contorno crítico situado a uma distância $d/2$ do pilar; β é a razão entre o maior lado do pilar e o menor lado; α_s é um coeficiente que leva em consideração a posição do pilar na laje e pode ser: 40 para colunas interiores, 30 para colunas de bordo, e 20 para as colunas de canto; b_0 é o contorno crítico situado a uma distância $d/2$ do pilar; ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente; f_{ck} é a resistência do concreto; σ_{cp} é tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida a protensão simultânea de n cabos.

fib 2010

O dimensionamento à punção no *fib* 2010 é baseado na Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento e é dividido em quatro níveis de precisão. Para se obter os resultados deve-se resolver um sistema de equações não lineares entre a tensão resistente e a rotação ψ . A principal hipótese tratada pela Teoria da Fissura de Cisalhamento Crítica é que a resistência à punção da ligação laje-pilar diminui com o aumento da rotação da laje, (MUTTONI, 2008). Muttoni observou que a tensão radial de compressão na face inferior da laje próxima a coluna, após atingir um certo nível da carga máxima, inicia-se um processo de descompressão. Tal fenômeno pode ser explicado pelo desenvolvimento de um sistema de apoios em forma de



cotovelo com uma componente horizontal de tração ao longo do intradorso da laje devido ao desenvolvimento da fissura crítica de cisalhamento.

À medida em que a abertura da fissura crítica de cisalhamento aumenta, a biela diminui a resistência. Isso deu base para supor que as tensões solicitantes nas superfícies das bielas comprimidas são resistidas por tensões desenvolvidas pelo engrenamento dos agregados, ou seja, quanto maior a rugosidade da superfície da fissura crítica, maior será o engrenamento e, portanto, maior será a força necessária para desprender os agregados. O engrenamento dos agregados nada mais é do que a força de atrito gerada pelas duas superfícies rugosas.

MUTTONI e SCHWARTZ (1991) relacionaram a rotação da laje com a abertura da fissura e admitiram que havia proporcionalidade entre o produto da rotação da laje pela altura da laje Equação (1). Posteriormente, admitiram-se os conceitos de WALREVEN (1981), VECCHIO e COLLINS (1986), onde afirmam que dividindo-se a abertura de fissura $\psi \cdot d$ pelo fator $(d_{g0} + d_g)$ conforme a Equação 2, onde d_g é o tamanho máximo do agregado e d_{g0} o tamanho máximo do agregado de referência, é uma forma de se transmitir as forças de cisalhamento pela rugosidade da fissura crítica, o que por sua vez é uma função do tamanho máximo do agregado. Muttoni observou que o valor de d_{g0} tem que ser fixado em 0 (zero) para concretos com agregados leves para contabilizar o desenvolvimento das fissuras através dos agregados.

$$\omega \cong \psi \cdot d \quad (1)$$

$$\frac{V_R}{b_0 \cdot d_v \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (\text{SI, N,mm}) \quad (2)$$

Onde V_R é a resistência ao cisalhamento; b_0 é o perímetro de controle fixado em $d_v / 2$ a partir da extremidade do pilar; d_v é a altura efetiva resistente ao corte da laje; f_c é a resistência a compressão do concreto; ψ é a rotação da laje; d é a altura da laje; d_{g0} é o tamanho do agregado de referência com 16mm.

Tabela 2 – Perímetro crítico e equação de dimensionamento do fib

	FIB
Perímetro	$p + 4\pi d$
Equações	$k_\psi \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v$; $\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s}$

Onde f_{ck} é a resistência do concreto; k_ψ é um parâmetro dependente da rotação da laje; b_0 é o perímetro crítico; d_v é a altura efetiva da laje considerando a penetração do apoio; e γ_c é o coeficiente de segurança; ψ é a rotação da laje; r_s é a posição onde os momentos radiais são nulos podendo ser aproximado por 0,22 vezes o maior vão; $r_s = 0,22 \cdot L_{maior}$; d é a altura útil



para o cálculo à flexão; f_{yd} é resistência de cálculo ao escoamento do aço; e E_s é o módulo de elasticidade do concreto.

Estudo de caso

Foi selecionada uma laje hipotética submetida à punção para apresentação do dimensionamento segundo os métodos normativos já descritos. Claramente foi intencional fazer com que a laje não suportasse as cargas e necessitasse ser redimensionada com algum reforço. O reforço utilizado foi justamente a introdução de capitéis curtos.

A laje está apoiada em pilares de seção de 0,30x0,30m afastados 7,0m de eixo. Sua altura inicial de 0,23m foi estabelecida em atendimento ao item 8.3.1.1 do ACI, cobrimento de 0,02m e barras de flexão negativas e positivas de 0,016m. A carga na laje a ser utilizada será além do peso próprio da laje, CP1 = 1,0 kN/m² de carga permanente, CP2 = 1,0 kN/m² para considerar as alvenarias e CA = 1,5 kN/m² de carga acidental. O f_{ck} do concreto foi estabelecido em 28 MPa. A força ou tensão solicitante foi determinada conforme as combinações de ações apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Definição das combinações de ações dos métodos normativos

MÉTODOS NORMATIVOS	COMBINAÇÃO DE AÇÕES
NBR	$1,4 \cdot \sum (CP + PP + CA)$
ACI	$1,2 \cdot \sum (CP + PP) + 1,6 \cdot \sum CA$
FIB	$1,35 \cdot \sum (CP + PP) + 1,5 \cdot \sum CA$

Os resultados dos cálculos estão apresentados na tabela 4. O que chamou atenção foi o método do *fib*. Ele não tem definições quanto ao uso de capitéis e, portanto, foram seguidas as mesmas prescrições do ACI. Além do capitel ter sido bem espesso, a laje só conseguiu ser resistente aos esforços quando sua altura foi de 0,33m, diferentemente dos métodos da NBR e do ACI que permaneceram com 0,23m.

Foi observado que esse fato foi resultado do item 7.3.5.2 com relação ao perímetro crítico estabelecido na figura 7.3-25 que limita o uso da face em até $3d_v$, resultando que o aumento da projeção horizontal não é um fator primordial quando é percebido que a única alternativa para solução de tal problema nesse caso é o aumento da espessura da laje. Claro que não foram modificados outros parâmetros em virtude da comparação entre os métodos normativos. O *fib* justifica a distribuição não-uniforme das forças de cisalhamento que é resultado das concentrações de tensões nos cantos dos apoios.

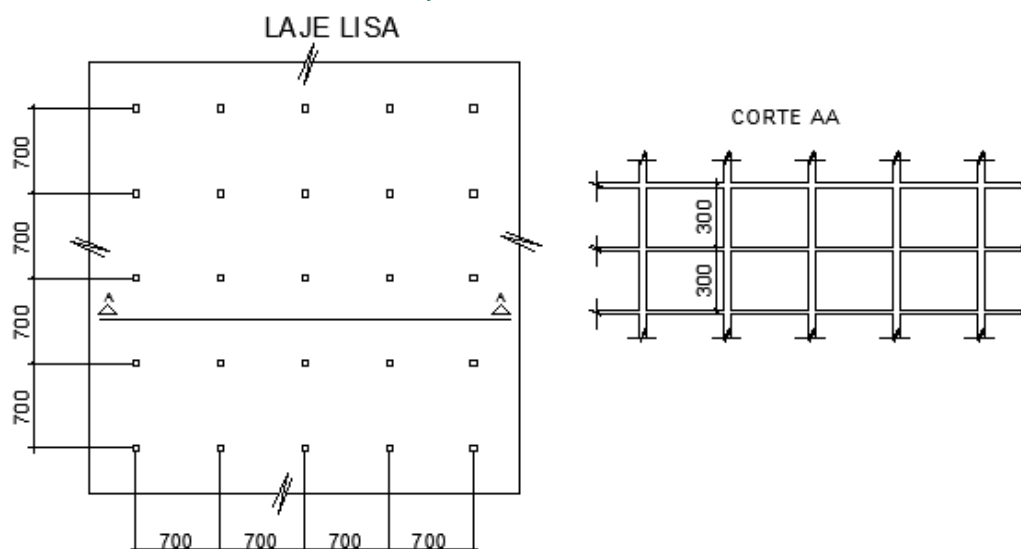


Figura 2 - Geometria da laje

Tabela 4 – Resistência à punção do capitel e da laje

PARÂMETROS	NORMAS		
	NBR 6118/2014	ACI 318/2014	FIB 2010
Força Solicitante a $d/2$ do pilar no capitel (kN)	-	561	788
Força Resistente a $d/2$ do pilar no capitel (kN)	-	987	805
Força Solicitante sobre Força Resistente	-	57%	98%
h (m) espessura do Capitel	0,36	0,35	0,51
d (m) altura útil do Capitel	0,32	0,31	0,47
Perímetro crítico no Capitel (m)	-	2,44	2,42
Força/Tensão (NBR) Solicitante a $d/2$ do capitel curto na laje (kN; kN/m ²)	572	561	788
Força/Tensão (NBR) Resistente a $d/2$ do capitel curto na laje (kN; kN/m ²)	658	968	826
Força/Tensão (NBR) Solicitante sobre Força/Tensão (NBR) Resistente	87%	58%	95%
h (m) espessura da laje	0,23	0,23	0,33
d (m) altura útil da laje	0,19	0,19	0,29
Perímetro crítico a $d/2$ e a $2d$ (NBR) do capitel curto (m)	5,72	3,80	4,00

Comparação das normas com resultados experimentais

Poucos resultados experimentais foram publicados para situações sem abalos sísmicos. Todavia, MEGALLY (1998), em sua tese de doutorado, realizou entre seus experimentos duas situações com capitéis curtos para o caso de pilares internos. Posteriormente, essa tese foi base para uma publicação de MEGALLY e GHALI (2002), abordando a utilização de capitéis curtos.

Os dois capitéis curtos ensaiados tiveram suas propriedades geométricas iguais, sendo uma laje de 0,155m de espessura, a altura do capitel de 0,075m e sua seção de 0,43m x 0,43m. O tamanho da laje foi 5,0 m x 5,0m com seção do pilar de 0,25m x 0,25m. MEGALLY (1998)



adotou que a distância de 0,95 do centro do pilar seria a linha de momentos nulos, o que ele chamou de zona de teste 1.

A armadura de flexão superior utilizada foi $\phi = 16mm$, 15 barras em um sentido e 13 no outro. Já a armadura de flexão inferior teve área de $100mm^2$, 10 barras em cada sentido. O concreto foi dimensionado para que tivesse 36MPa aos 28 dias. Entretanto, na prática, a resistência do concreto ficou em 40,6 MPa para o corpo-de-prova I-0 e 39,5 MPa para o corpo-de-prova I-1. Para os dois ensaios, notou-se que a falha ocorreu fora do capitel curto de maneira quebradiça e que, apesar das cargas relativamente altas, a ruptura ocorreu sem prévio aviso.

Apresentado todas as observações acerca dos experimentos realizados, a Tabela 5 a seguir compara os resultados obtidos com os cálculos pelas normas ACI 318/14, NBR 6118:2014 e pelo *fib* Model Code 2010. Em ambas as tabelas, V_u é a carga de ruptura dos ensaios; V_a° é a resistência à compressão diagonal do concreto no perímetro do pilar; V_a^1 é a resistência à compressão diagonal do concreto no perímetro do capitel; V_a^2 é a resistência à punção $d/2$ do pilar; V_a^3 é a resistência à punção a $d/2$ ou $2d$ do capitel; V_a é tomado como o valor mínimo de V_a^2 e V_a^3 .

Tabela 5 - Resistência à punção dos métodos normativos com o corpo-de-prova I-0

PARÁ- COLAPSO POR PUNÇÃO (ENSAIADOS E CALCULADOS)	f_{ck} (MPa)	Referências	V_u (kN)	V_a° (kN)	V_a^1 (kN)	V_a^2 (kN)	V_a^3 (kN)	V_a (kN)	V_u/V_a
	40,6	I-0	590				557	557	1,00
		ACI				713	536	536	1,10
		NBR		2160	4320		451	451	1,31
		FIB					434	434	1,36
	39,5	I-1	603				577	577	1,00
		ACI				703	529	529	1,14
		NBR		2112	4225		447	447	1,35
		FIB					430	430	1,40

Para o *fib*, foi escolhido o nível LOA II, pois a armação que foi colocada na laje não é exatamente a necessária, havendo valores divergentes entre M_{Rd} e M_{ed} . Para se determinar os valores de resistência à punção no nível LOA II do *fib*, é necessário para cada corpo-de-prova, resolver um sistema de equações não lineares entre a equação de resistência e a rotação da laje. Os gráficos desses sistemas são apresentados na figura 3. A curva em azul representa o critério de ruptura enquanto que a curva em vermelho representa o comportamento carga-deformação da laje. O eixo das abscissas representa a rotação da laje enquanto que o eixo das ordenadas representa a carga resistente. O encontro das duas curvas determina a carga resistente à punção da laje e a sua rotação.

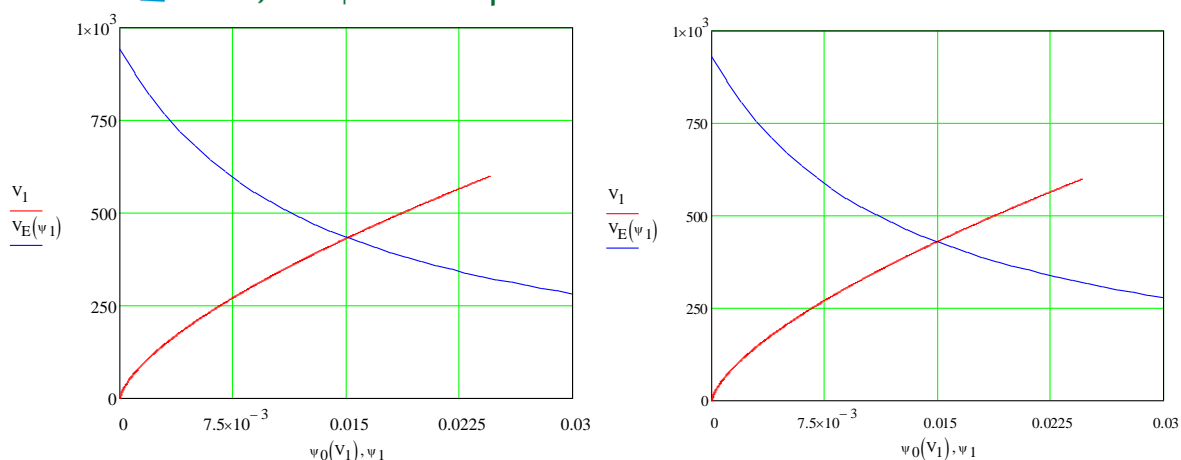


Figura 3 – Gráfico da solução do sistema de equações não lineares do nível LOA II do *fib* para o corpo-de-prova I-0 e I-1 respectivamente.

Como a NBR não compara forças, compara tensões, os cálculos das forças indicadas na tabela foram feitos multiplicando a parcela do perímetro crítico e altura útil pela tensão resistente e dividindo o resultado pelo coeficiente de segurança. Assim, a força solicitante será igual a força máxima resistente.

Para comparação dos três métodos apresentados com os ensaios de Megally, todos os coeficientes tanto de majoração quanto de minoração foram considerados igual a 1 (um). Observou-se que os valores fornecidos pela NBR, ACI e o *fib* não ultrapassaram os valores dos dois ensaios experimentais, tanto na verificação da laje quanto do capitel. Não foram valores próximos aos ensaiados, o que demonstra um certo conservadorismo na utilização de capitéis curtos, o que é bom, pois, fornece uma segurança adicional para o engenheiro estrutural. É de se esperar por esse comportamento visto as rupturas terem sido abruptas, com pouca deformação e sem prévio aviso. Os resultados dos ensaios mostraram que as falhas ocorreram nas lajes com muita fragilidade nas quinas do capitel e por isso MEGALLY e GHALI (2002) sugerem que ao se introduzir capitéis, a resistência da laje seja no máximo $V_n = 2 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d$, em psi, a qual corresponde a metade da carga de resistência à punção segundo o ACI.

O *fib* demonstrou ser o método mais conservador quanto às verificações, chegando a um valor 40% menor do que os valores ensaiados. Os valores obtidos com o *fib* para o nível LOA II foram muito próximos dos fornecidos pela NBR. Nas duas comparações a diferença foi de 5%. Era de se esperar por esses valores mais conservadores mediante ao que foi apresentado no capítulo 3 do estudo de caso mesmo que tenha sido pelo nível de aproximação LOA I. A

estrutura das equações do *fib* e do ACI são muito parecidas, onde os fatores do ACI $4, 2 + \frac{4}{\beta}$ e $\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0}$ em psi, podem ser substituídos pelo coeficiente k_ψ no *fib*, onde o *fib* é abordado para

valores em SI. Esse coeficiente é no máximo 0,6. Observa-se que como o *fib* é baseado em um modelo físico, ele busca dar sentido as três equações do ACI que foram obtidas baseadas em resultados experimentais.



O ACI se apresenta como o método menos conservador, ou seja, mais próximo dos valores ensaiados. As equações de dimensionamento são baseadas em resultados puramente experimentais de MOE (1961) e VANDERBUILT (1972). Assim, como era de se esperar, os resultados mostraram que seria necessário ainda um acréscimo entre 10% a 14% da carga resistente para se chegar a carga ensaiada, o que surpreendeu por esta se tratar de uma norma conservadora.

Uma observação importante é que MEGALLY (1998) determinou o tamanho dos capitéis de forma que, pelos cálculos do ACI 318-95, aumentassem em 50% a resistência da laje de Mokhtar, o que experimentalmente não foi comprovado pois, a resistência de fato variou seu aumento entre 36% a 41% (Tabela 6). Em virtude da diferença de f_{ck} , os resultados das

rupturas foram normalizados por $V_m = V_u \cdot \sqrt{\frac{36,2}{f_{ck}}}$.

Tabela 6 – Resultado das rupturas com normalização do f_{ck} dos corpos-de-prova

Corpos-de-prova	f_{ck} (MPa)	V_u (kN)	V_m (kN)	V_m/V_{ref}
Mokhtar	36,2	408	408	1,00
I-0	40,6	590	557	1,36
I-1	39,5	603	577	1,41

Conclusões

O *fib* é um método normativo que utiliza um modelo mecânico para o dimensionamento à punção baseado na teoria da fissura crítica de cisalhamento, enquanto que a NBR e o ACI são baseados em resultados empíricos. O critério do *fib* leva em conta o efeito desfavorável da flexibilidade da laje e como os demais métodos normativos não levam esse efeito em consideração, é preciso adotar em projetos valores prudentes para a razão vão/espessura.

A introdução de capitéis curtos pode ser uma boa solução quando não se deseja utilizar armadura de punção ou não se quer aumentar a espessura da laje para elevar a resistência à punção. Nota-se o ponto crítico de falha dos capitéis curtos são suas quinas, apesar de todas as rupturas terem ocorrido nas lajes. As rupturas continuaram sendo abruptas e sem prévio aviso. É desejável que sua utilização seja direcionada para pequenos incrementos de carga e recomendável que a resistência seja aumentada no máximo em 30% da carga da laje, como pôde-se aferir mediante os poucos ensaios na literatura.

No tocante a comparação com resultados experimentais, o presente estudo tratou todos os casos para pilares internos sem momentos desbalanceados por cargas laterais e sem efeitos sísmicos. Dentre os métodos normativos, quando comparados com resultados experimentais, o *fib* se apresentou como o mais conservador para o estágio LOA II, enquanto que o ACI foi o menos conservador. Para uma melhor avaliação do método proposto pelo *fib*, utilizaria os estágios LOA III e IV, apesar do estágio LOA II fornecer resultados bastante razoáveis.

Percebeu-se que o *fib*, pelo menos para o LOA I, não forneceu valores razoáveis. Apresentou capitel e laje muito espessos diferentemente dos resultados do ACI e da NBR. Esse fato se deve que no item 7.3.5.2 com relação ao perímetro crítico estabelecido na figura 7.3-25 que



IX CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS
18 a 20 de maio, 2016 - Everest Rio Hotel

limita o uso da face em até, resultando que o aumento da projeção horizontal não é um fator primordial quando é percebido que a única alternativa para solução de tal problema nesse caso é o aumento da espessura da laje e do capitel.

Referências

- AMERICAN CONCRET INSTITUTE – ACI. Building Code Requirements for Structural Concrete – ACI 318-14. Setembro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS NBR 6118:2014. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON – *fib*. Model Code for Concrete Structures. 2010
- MACGREGOR, J.G. Reinforced Concrete – Mechanics and Design. 3rd.ed. New Jersey: Prentice-Hall Inc., 1997.
- MEGALLY, S. H. Punching Shear Resistance of Concrete Slabs to Gravity and Earthquake Forces. Dissertation submitted to the faculty of graduate studies. Department of Civil Engineering. Calgary, Alberta: June, 1998.
- MEGALLY, S., GHALI, A. Punching Of Concrete Slabs due To Column Moment Transfer. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No. 2, pp. 180-189, Fev, 2000.
- MEGALLY, S; GHALI, A. Cautionary Note on Shear Capitals. Concrete International, Vol. 24, No. 3, March 2002, pp 75–82.
- MELGES, J. L. P. Punção em Lajes: Exemplos de Cálculo e Análise Teórico-experimental. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1995.
- MOE, J., Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads. V. D47, PCA, IL, 135 pp. 1961.
- MUTTONI, A. Shear and Punching Strength of Slabs without Shear Reinforcement. Beton-und Stahlbetonbau, V. 98, No. 2, pp. 74-84. Berlin, Germany, 2003.
- MUTTONI, A. Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement. ACI Structural Journal Technical Paper, 2008.
- MUTTONI, A., Schwartz, J. Behaviour of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement. IABSE Colloquium, V. 62, pp. 703-708. Zurich, Switzerland, 1991.
- RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement. ACI Structural Journal, July- August, 2009. N° 106-S46.
- WALRAVEN, J. C., Fundamental Analysis of Aggregate Interlock. Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 107, No. 11, pp. 2245-2270, 1981.
- VANDERBILT, D. M. Shear Strength of Continuous Plates, Proceedings ASCE. Journal of the Structural Division, Vol. 98, No. ST5, May 1972, pp. 961–973.
- VECCHIO, F. J., COLLINS, M. P., The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. ACI JOURNAL, Proceedings V. 83, No. 2, pp. 219-231, Mar.-Apr, 1986.