

CONCRETO

& Construções

CONCRETO PROTENDIDO

APLICANDO A PROTENSÃO EM PONTES, PISOS, RESERVATÓRIOS E EDIFICAÇÕES



IBRACON
Instituto Brasileiro do Concreto

Ano XLIII

78

ABR-JUN
2015

ISSN 1809-7197
www.ibracon.org.br



PERSONALIDADE ENTREVISTADA

EVANDRO PORTO DUARTE:
ALIANDO TEORIA E PRÁTICA
NA PROTENSÃO

PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

CONCRETO DE ALTA
RESISTÊNCIA COM
PÓ DE PEDRA

MANTENEDOR

EVOLUÇÃO DOS AÇOS
PARA PROTENSÃO
NO BRASIL

Capitéis protendidos com aberturas adjacentes aos pilares

RAFAEL ALVES DE SOUZA – PROFESSOR TITULAR

JOÃO DE MIRANDA – PROFESSOR APOSENTADO

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

LEANDRO MOUTA TRAUTWEIN – PROFESSOR ADJUNTO

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

I. INTRODUÇÃO

A ligação direta entre pilares e lajes de concreto armado, sem o auxílio de vigas, é uma alternativa cada vez mais frequente nos projetos da construção civil. As lajes lisas apresentam algumas vantagens em relação ao sistema tradicional (laje – viga – pilar), como a adaptação da obra a diferentes finalidades durante a sua vida útil (flexibilidade de layout), devido à inexistência de vigas e devido à facilidade com as fôrmas.

Para grandes vãos, a utilização de lajes lisas nervuradas é uma alternativa cada vez mais utilizada pelos projetistas, pois é um sistema estrutural que consiste de um conjunto de vigas (nervuras) que se cruzam solidarizadas por uma mesa de concreto, apoiada diretamente sobre pilares através de uma região maciça. A presença da nervura permite que o peso próprio da estrutura seja reduzido, devido à eliminação de parte do concreto abaixo da linha neutra, o qual se encontra submetido a tensões de tração, propiciando um melhor aproveitamento do aço e do concreto.

Na região de ligação laje x pilar em lajes lisas, verificam-se elevadas tensões originadas pelas forças cortantes, que podem provocar ruptura por punção da laje, com uma carga inferior àquela de flexão. A ruptura por punção está associada à formação de um tronco de pirâmide que tende a se desligar da laje, em muitos casos de maneira frágil. Dessa maneira, a resistência ao cisalhamento (punção) é um fator importante no dimensionamento das lajes lisas, sendo frequentemente um fator condicionante para a escolha da espessura da laje, da geometria dos pilares, da resistência à compressão do concreto, do uso de capitel ou da utilização de armadura de cisalhamento.

A presença de furos pode dar origem a carregamentos assimétricos na laje que geram uma transferência de momento fletor da laje para o pilar. Este tipo de solicitação assimétrica também pode ser provocado por comprimentos desiguais de vãos adjacentes ou carregamentos desbalanceados. Para contornar a redução da resistência à punção, pode-se utilizar armadura de cisalhamento ou a protensão do capi-

tel, no caso de lajes nervuradas. Infelizmente, as pesquisas e as diretrizes normativas sobre o comportamento da ligação laje-pilar, com furo adjacente ao pilar e transferência de momento fletor da laje ao pilar ainda são incipientes.

Furos em lajes lisas são frequentemente utilizados para a passagem de tubulações de água, esgoto, eletricidade, telefone e outros. A existência de furos adjacentes ou próximos a pilares centrais de lajes lisas indica que a resistência ao puncionamento pode ser sensivelmente reduzida em relação à mesma ligação sem furo, uma vez que a presença de aberturas reduz o perímetro crítico. As conclusões comuns entre os autores são o enfraquecimento da região em torno dos furos e a necessidade de reforço, principalmente com armadura de combate ao cisalhamento. Outra alternativa para este reforço consiste no uso da protensão na região do capitel ou da ligação laje-pilar.

2. RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

A determinação da tensão nominal cisalhante em uma determinada superfície de controle e sua comparação com

a resistência do concreto ao esforço de cisalhamento (calculada através da resistência à compressão do concreto) é uma maneira de se prever a carga de ruptura por punção de uma laje lisa ou nervurada. Os códigos e métodos de cálculo, em geral, se diferenciam pela superfície de controle e a tensão cisalhante admissível a serem considerados. A Tabela 1 apresenta os perímetros de controle e suas localizações para lajes lisas com furos de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, ACI 318-11, Eurocode 2:2004 e fib Model Code 2010.

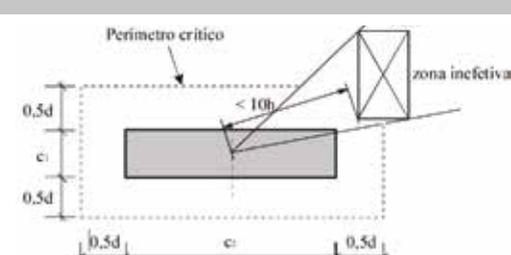
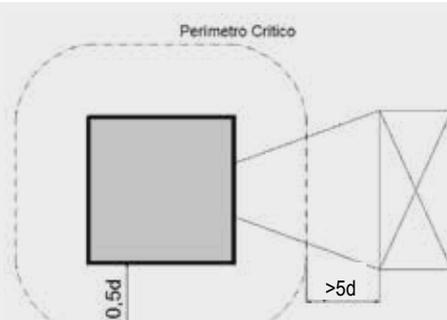
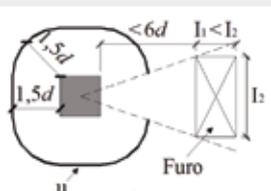
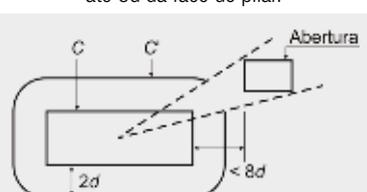
Na Tabela 2 são apresentadas as equações utilizadas no cálculo da carga de ruptura de lajes lisas. Conforme pode-se observar, o modelo de cálculo da ABNT NBR 6118:2014 para lajes sem armadura de cisalhamento prevê a verificação da tensão resistente à punção em duas superfícies críticas: a) Superfície dada pelo perímetro C do pilar ou da carga concentrada, verificando a tensão de compressão do concreto; b) Superfície crítica afastada “2d” do pilar ou da área carregada, caracterizada pelo perímetro C’.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, se existir na laje uma abertura situada a menos de “8d” do contorno C, não será considerado o trecho do contorno C’ entre as duas retas que passam pelo centro de gravidade da área de aplicação de carga e que tangenciam o contorno da abertura (Tabela 1). Com relação à presença de furos próximos aos pilares, localizados até uma distância de dez vezes a altura da laje (10h) a partir do centro do pilar ou área carregada, o ACI 318-11 recomenda uma redução no perímetro da seção crítica. Esta redução é dada pelo comprimento do perímetro compreendido entre as linhas radiais que partem do centro do pilar e tangenciam os vértices do furo.

Para a determinação da tensão provocada pelo momento, o fib MC 2010, o EC2:2004 e a ABNT NBR 6118:2014 indicam que deve ser calculado o momento plástico resistente W_1 , dado pela Equação 1. A referida equação indica como determinar o módulo resistente

para uma laje sem furo, através da somatória dos momentos causados pelos trechos do perímetro de controle em relação ao eixo que passa no centro do pilar, em torno do qual atua o momento M_{sd} . Para lajes com furos, o módulo resistente W_1 é igual à somatória dos

► Tabela 1 – Perímetros de controle com a existência de furos

Normas	Perímetros de controle
ACI 318-11	 <p>b_0 – perímetro de controle para lajes com furos distantes até $10h$ (h=altura total da laje) do centro do pilar.</p>
fib MC 2010	 <p>u – perímetro de controle para lajes com furos distantes até $5d$ da face do pilar.</p>
EC2:2004	 <p>Se $l_1 > l_2$, adotar: $I_2 = \sqrt{I_1 I_2}$</p> <p>u – perímetro de controle para lajes com furos distantes até $6d$ da face do pilar.</p>
ABNT NBR 6118:2014	 <p>C, C' – perímetros de controle para lajes com furos distantes até $8d$ da face do pilar.</p>

momentos causados pelos trechos do perímetro crítico, em relação ao eixo do pilar em torno do qual atua o momento M_{sd} .

$$W_1 = \int_0^{u_1} e \cdot dl \quad [1]$$

Onde:

“dl” é o comprimento elementar do perímetro de controle;

“e” é a distância de dl ao eixo em torno do qual atua o momento M_{sd} .

O fib MC 2010 recomenda, para lajes protendidas, que a carga F_{sd} pode ser reduzida pela soma das componentes verticais das forças nas cordoalhas passando pelo pilar ou dentro de uma região distante h/2 do pilar. Para o ACI-318/2011, a contribuição do concreto

(V_c) em lajes protendidas pode ser calculada a partir das Equações 2 e 3.

$$V_c = (\beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b_0 d + V_p \quad [2]$$

$$V_p = 2(n_{cabos} \cdot P_p \cdot \text{sen} \alpha_x) + 2(n_{cabos} \cdot P_p \cdot \text{sen} \alpha_y) \quad [3]$$

Onde:

f_{pc} é a tensão de compressão no concreto, dado pelo valor média para as duas direções;

V_p é a componente vertical de todas as forças efetivas de protensão que passam pela seção crítica;

β_p é o menor valor entre 0,29 ou $(\alpha_s d / b_0 + 1,5) / 12$;

b_0 é o perímetro de controle;

d é altura útil.

Para a verificação de elementos estruturais protendidos, a NBR6118/2014 utiliza as Equações 4 e 5.

$$\tau_{sd,ef} = \tau_{sd} - \tau_{pd} \quad [4]$$

$$\tau_{pd} = \frac{\sum P_{k\text{inf},i} \cdot \text{sen} \alpha_i}{u \cdot d} \quad [5]$$

Onde:

τ_{pd} é a tensão devida ao efeito dos cabos de protensão inclinados que atravessam o contorno considerado e passam a menos de d/2 da face do pilar; $P_{k\text{inf},i}$ é a força de protensão no cabo i; α_i é a inclinação do cabo i em relação ao plano da laje no contorno considerado; u é o perímetro crítico considerado; d é altura útil.

3. ESTUDO DE CASO

O estudo de caso a ser apresentado refere-se à laje de subsolo de uma edificação comercial projetada pelos autores. A edificação é constituída de 8 lajes nervuradas protendidas com áreas em planta oscilando entre 989 m² e

► Tabela 2 – Equações utilizadas no cálculo da carga de ruptura de lajes lisas

Normas	Lajes sem armadura de cisalhamento	Verificação do esmagamento da diagonal comprimida do concreto
ACI 318-11	$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d$ $V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_0 d$ $V_c = 0,33 \sqrt{f'_c} b_0 d$ <p>Menor valor entre as três equações.</p>	Não há recomendação
fib MC 2010	$V_{Rd} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d$ $k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,6 \psi} \leq 0,6$ <p>b_0 – perímetro de controle; ψ – rotação da laje, fora da região da fissura crítica da punção.</p>	Não há recomendação
EC2:2004	$V_{Ed} = \frac{0,18}{\gamma_c} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d(\text{mm})}} \right) (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} u d$ $V_{Ed} = 0,3 f_c \left(1 - \frac{f_c}{250} \right) u d$ <p>Menor valor entre as duas equações.</p>	Não há recomendação
ABNT NBR 6118:2014	$F_{Sd} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d(\text{cm})}} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} C$	$F_{Sd} = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} C d$

f_{ck} , f'_c : resistência característica à compressão do concreto (MPa);

β_c : razão entre o comprimento do maior lado sobre o menor lado do pilar;

α_s : constante que assume os seguintes valores: 40 para pilares internos, 30 para pilares de borda e 20 para pilares de canto;

$\rho_1 = \rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$, taxa de armadura nas duas direções ortogonais, obtida utilizando uma largura igual a dimensão do pilar mais “3d” para cada um dos lados (ou até a borda da laje, se esta estiver mais próxima);

b_0 , u , C e C’: perímetro de controle considerado;

d: altura útil.

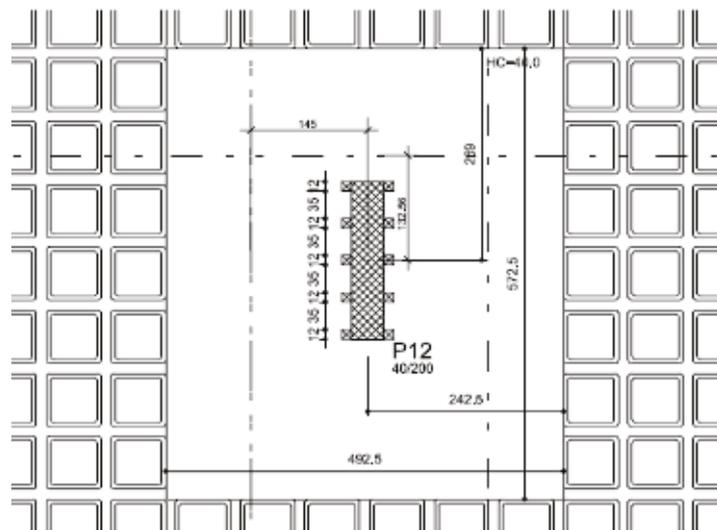


► **Figura 1**
Laje nervurada protendida com cerca de 11,80 m de vão nas direções ortogonais

1059 m², em função de balanços e reentrâncias alternados entre os diversos pisos. Objetivando dar maior flexibilidade de ocupação aos diversos pavimentos, eliminando-se as interferências usuais promovidas pelo sistema tradicional laje/viga, procurou-se utilizar um sistema nervurado protendido apoiado em uma malha de pilares de 40 cm x 200 cm, modulados em cerca de 11,80 m nas duas direções ortogonais, conforme ilustra a Figura 1.

Junto ao perímetro da edificação, foram utilizadas vigas faixas com a mesma altura das lajes, objetivando disponibilizar uma região mais rígida para a ancoragem das armaduras ativas. Na região de apoio das lajes junto aos pilares, foram utilizadas regiões maciças, objetivando promover maior resistência à punção. Procurou-se também introduzir uma protensão localizada, através da disponibilização de cabos adicionais intermediários aos cabos de protensão utilizados nas nervuras bidirecionais (foi utilizado um cabo de 12,7 mm, CP190 RB, em cada uma das nervuras). A presente técnica, que exigiu certa criatividade para a condução das atividades construtivas, foi denominada pelos autores do presente trabalho de “protensão chapéu” ou “protensão guarda-chuva”.

A Figura 2 procura apresentar em detalhes uma região próxima a um balanço da laje do subsolo e seu pilar mais próximo (pilar P12). Conforme po-



► **Figura 2**
Região do balanço da laje do subsolo

de-se observar, o pilar P12 apresenta um capitel de 4,92 m x 5,72 m, com altura de 40 cm, sendo que, nas laterais da maior dimensão do referido pilar, há 10 aberturas de 12 cm x 12 cm, que serviram para a passagem das tubulações elétricas e hidráulicas da edificação. Com exceção dos pilares-parede com formato em C, utilizados nas regiões dos elevadores, todos os pilares da edificação apresentaram regiões maciças e aberturas semelhantes àquelas ilustradas para o pilar P12.

Análises numéricas revelaram momentos fletores negativos de grande intensidade nos pontos de contato entre as lajes e os pilares, demandando armaduras negativas de grande calibre (16 mm, 20 mm, 25 mm, etc) e pequeno espaçamento, o que levaria a um grande congestionamento de armaduras. Levando-se em consideração as dúvidas em relação à confiabilidade do sistema automático de dimensionamento/detalhamento em relação à punção, em decorrência do grande número de aberturas junto aos pilares, decidiu-se aplicar uma protensão localizada (“protensão-chapéu”), com o objetivo de garantir maior segurança contra a punção e diminuir a quantidade de armaduras longitudinais na região maciça.

Na região do pilar P12 foram verificados, na direção x, momentos fletores negativos variando entre 16,2 tf.m/m e 29,1 tf.m/m. Para a direção y, observaram-se momentos negativos oscilando entre 16,4 tf.m/m a 37,6 tf.m/m. Observou-se ainda que o pilar P12 apresenta reação vertical de 130,7 tf, com a atuação de momentos fletores de 70,9 tf.m e 0,4 tf.m. Todos os esforços referem-se à totalidade das cargas permanentes e acidentais e foram obtidos com o auxílio de um modelo de grelha.

Na região maciça do pilar P12, foram disponibilizadas 15 monocordoalhas de 12,7 mm na direção x e 13 monocordoalhas de 12,7 mm na direção y. As cordoalhas utilizadas foram de aço CP 190 RB e referem-se à soma total das cordoalhas das nervuras mais as cordoalhas adicionais utilizadas na “protensão-chapéu”. A armação positiva, tanto na direção x quanto na direção y, foi constituída de barras de 8 mm espaçadas a cada 20 cm.

Por outro lado, a armação negativa da direção x foi constituída de barras de 12,5 mm a cada 16 cm, na região maciça, mais duas barras de 12,5 mm provenientes de cada uma das nervuras que atravessava a região maciça, o que totabilizou uma área de



► **Figura 3**
Detalhe da ancoragem ativa na região maciça do pilar P12

aproximadamente $11,08 \text{ cm}^2/\text{m}$. A armadura negativa da direção y foi constituída de barras de 12,5 mm a cada 10 cm, na região maciça, mais duas barras de 12,5 mm provenientes de cada uma das nervuras que atravessava a região maciça, o que totalizou uma área de aproximadamente $15,85 \text{ cm}^2/\text{m}$.

A Figura 3 procura apresentar um detalhe das armaduras ativas adicionais das regiões maciças junto aos pilares. Conforme pode-se observar, foi deixado um nicho de madeira conectado à forma inferior da laje, objetivando moldar o nicho de entrada para o macaco de protensão, isto é, a região de ancoragem ativa.

Junto às aberturas dos pilares foram ainda utilizados 3 grampos de 12,5 mm ao longo da altura do capitel, objetivando efetuar o reforço das aberturas efetuadas. A Figura 4 procura apresentar um detalhe da região maciça, com destaque para a região de ancoragem ativa da “protensão chapéu” e as aberturas existentes junto à maior dimensão dos pilares.

Para a laje do subsolo foram consumidas 1076 cubetas inteiras e 29 meia cubetas plásticas, com consumo de concreto classe C35 de $237,11 \text{ m}^3$ para uma planta de aproximadamente 989 m^2 . As cubetas utilizadas possuem altura de 35 cm, sendo que a altura final da laje nervurada foi de 40 cm (5 cm de capa). A largura das nervuras variou entre 12,5 cm na base e 22,5 cm no topo, levando a uma largura média de nervuras de 17,5 cm.

A laje nervurada do subsolo apresentou peso próprio de $4,65 \text{ kN/m}^2$ na região nervurada, com um consumo de concreto estimado em $0,186 \text{ m}^3/\text{m}^2$. No dimensionamento da laje, considerou-se, além do peso próprio, revestimento de $1,0 \text{ kN/m}^2$ e cargas lineares decorrentes de paredes e fachadas de vidro. Para a laje do subsolo foram consumidos $15.215,05 \text{ kg}$ de armadura passiva (taxas de $15,38 \text{ kg/m}^2$ e $64,16 \text{ kg/m}^3$) e $2.251,80 \text{ kg}$ de armadura ativa (taxas de $2,27 \text{ kg/m}^2$ e $9,49 \text{ kg/m}^3$).

4. CONCLUSÕES

O presente artigo é uma revisão dos métodos de verificação à punção, com adaptações para os casos em que há protensão dos capitéis e a presença de aberturas junto aos pilares, a partir de um caso real de uma edificação em concreto armado/protendido já construída.

Na falta de procedimentos normativos consensuais, procurou-se apli-



► **Figura 4**
Detalhe da “protensão chapéu” realizada nas regiões maciças

car as diretrizes contidas nos códigos americano (ACI 318-11), europeu (EC2:2004) e brasileiro (ABNT NBR 6118:2014) resumidos anteriormente. Apesar das referidas normas apontarem para uma boa segurança para as regiões sujeitas a aberturas, decidiu-se aplicar uma protensão adicional (“protensão chapéu”) nas regiões maciças e reforçar as aberturas com barras adicionais de flexão, tendo-se vista a visível falta de consenso sobre o assunto.

Finalmente, também foram realizadas na edificação provas de carga nas lajes nervuradas, com valores de carregamento em torno de 400 kg/m^2 , o que permitiu concluir que a solução adotada apresentou comportamento apropriado. Portanto, a protensão localizada pode ser uma solução eficaz no combate à punção de capitéis sujeitos a aberturas, exigindo-se apenas trabalho adicional na confecção do nichos de protensão junto aos capitéis e angulação apropriada dos cabos de protensão. ◀

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318 - Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, Michigan, 2011.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.
- [03] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Standard EN 1992-1-1 Brussels, 2004.
- [04] FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (fib) Model Code 2010, First complete draft, 2 vol., Lausanne, 2010.