

# RECOMENDAÇÕES PARA O PROJETO DE CÁLICES DE FUNDAÇÃO

Gabriela Mazureki Campos<sup>1</sup> & Mounir Khalil El Debs<sup>2</sup>

## Resumo

*Esse artigo apresenta um estudo a respeito de cálice de fundação com colarinho. A pesquisa foi elaborada a partir de uma análise crítica e síntese de resultados de estudos experimentais e numéricos desenvolvidos na Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo (EESC-USP) sobre a ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado. Esses estudos englobam uma tese de doutorado e três dissertações de mestrado, em que foram abordadas diversas situações de projeto dessa ligação. A partir dos resultados dessas pesquisas e avaliações práticas são elaboradas recomendações para o dimensionamento do cálice com interface lisa e rugosa, para a base do pilar pré-moldado e apresentadas disposições construtivas gerais a respeito da ligação cálice-fundação.*

*Palavras-chave: Concreto pré-moldado. Ligação. Cálice de fundação. Colarinho. Base de pilares pré-moldados.*

## RECOMMENDATIONS FOR THE DESIGN OF SOCKET BASE

### Abstract

*This paper presents a study about of socket base with pedestal walls. The research was drawn from a review and synthesis of results of experimental and numerical studies carried out in the School of Engineering of São Carlos – University of São Paulo (EESC-USP) about the socket base connection by pedestal walls in precast concrete structures. These studies include one Phd thesis and three MSc dissertations, which addressed several situations of design oh that kind of connection. From the results and assessments, recommendation are drawn for the design of the socket with smooth and rough interface, to precast column base and presents constructive provisions regarding socket base connection.*

*Keywords: Precast concrete. Connection. Socket foundation. Pedestal walls. Precast columns base.*

## 1 INTRODUÇÃO

A ligação pilar-fundação por meio de cálice é a mais utilizada no Brasil e consiste no embutimento de parte do pilar pré-moldado em uma cavidade na base do elemento de fundação, como ilustrado na Figura 1. Após encaixe do pilar, para o prumo e posicionamento do pilar em planta são utilizadas cunhas de madeira como dispositivos de centralização e fixação temporária. O preenchimento do espaço entre as paredes do colarinho e do pilar é feito com graute ou concreto moldado no local.

As vantagens da utilização desse tipo de ligação são: facilidade de montagem e consequente rapidez na execução dessa etapa construtiva; menor sensibilidade as imprecisões de projeto e montagem, facilitando ajustes aos desvios de execução; boa capacidade de transmissão de esforços normais e momentos fletores, tendo as vezes comportamento muito próximo ao de uma ligação monolítica e dispensa cuidados especiais de proteção contra agentes atmosféricos e fogo pelo fato de não ter armaduras expostas.

<sup>1</sup> Mestre em Engenharia de Estruturas - EESC-USP, mazureki@sc.usp.br

<sup>2</sup> Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas - EESC-USP, mkdebs@sc.usp.br

Entende-se com uma desvantagem construtiva da ligação por meio de cálice, a necessidade de se fazer a completa inserção da fundação no solo, ou seja, o nível do topo do colarinho ficar abaixo do nível do solo. Além da necessidade de sempre existir, em obras de divisa, uma determinada distância entre o pilar e a divisa, devido à parede do colarinho.

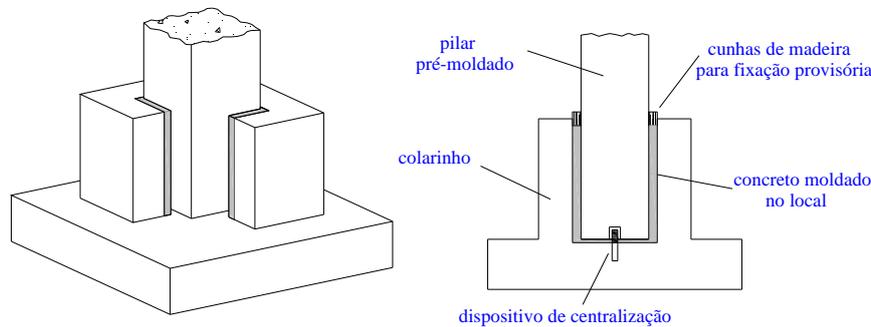


Figura 1 – Ligação pilar-fundação por meio de cálice. Fonte: EL DEBS (2000).

As recomendações para o projeto de cálice com colarinho que serão apresentadas nesse artigo foram baseadas em resultados de estudos realizados na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC-USP) a respeito dessa ligação, que serão brevemente apresentados a seguir.

## 2 ESTUDOS EXPERIMENTAIS DESENVOLVIDOS NA EESC-USP

Há alguns anos estudos vem sendo realizado a respeito da ligação pilar-fundação por meio de cálice. Os estudos experimentais e análises numéricas englobam uma tese de doutorado desenvolvida por Canha (2004) e três dissertações de mestrados desenvolvidas por Jaguaribe Jr. (2005), Ebeling (2006) e Nunes (2009).

### 2.1 Modelo de projeto e recomendações de Canha (2004)

O primeiro trabalho a respeito de cálice foi desenvolvido por Canha (2004) através de ensaios experimentais, simulações numéricas e aplicações de modelos de projeto. Canha (2004) abordou no estudo experimental o comportamento da transferência de tensões do pilar para o colarinho que contou com uma parte experimental, onde foram ensaiados cinco modelos em escala 1:1, sob força normal com grande excentricidade, variando-se o tipo de interface entre o pilar e o cálice.

Três modelos continham interface lisa e dois modelos eram de interface rugosa. Para os modelos de interface rugosa, foram utilizadas duas configurações de chaves de cisalhamento, sendo uma especificada pela NBR 9062:2006 e a outra definida com menores dimensões e espaçamentos.

Foram realizadas simulações numéricas pelo Método dos Elementos Finitos e os resultados experimentais indicaram a necessidade de reavaliação dos principais métodos de projeto para esta ligação. Baseando-se nos resultados experimentais foi proposto para o cálice liso, um modelo de projeto considerando o atrito entre as interfaces e o cálculo das paredes longitudinais como consolos. Já para o cálice com interface rugosa, foi verificada a proximidade do comportamento dos modelos físicos rugosos com uma ligação monolítica, e recomendou-se o dimensionamento das armaduras verticais, admitindo a transferência total dos esforços (teoria da flexão).

## 2.2 Ensaios e recomendações de Jaguaribe Jr. (2005)

Esse trabalho consistiu em uma análise experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em que a profundidade de embutimento foi reduzida em relação aos valores recomendados pela Norma NBR 9062:2006. Os valores de comprimento de embutimento adotados foram de 1,6.h e 1,2.h para cálices com interface lisa e rugosa, respectivamente, sendo que os valores recomendados pela Norma Brasileira são de 2,0.h e 1,6.h para cálices com interface lisa e rugosa, respectivamente. No programa experimental, foram ensaiados dois modelos submetidos à força normal de grande excentricidade, sendo um com interface lisa e outro com interface rugosa.

Jaguaribe Jr. (2005) observou que com a redução do comprimento de embutimento os modelos ensaiados tiveram sua capacidade resistente minorada. Para o cálice com interface lisa a resistência da ligação diminuiu em média 15% e para o cálice com interface rugosa a resistência diminuiu em média 20%. Assim, o autor chegou à conclusão de que a resistência dos modelos diminuiu quando comparado aos modelos com comprimento de embutimento definidos por norma. Portanto, para o projeto de cálice, devem ser respeitados os comprimentos de embutimento definidos pela NBR 9062:2006, que estão apresentados na Tabela 1.

## 2.3 Ensaios e recomendações de Ebeling (2006)

O enfoque desse estudo foi o comportamento de pilares de concreto pré-moldado com interface lisa na região de embutimento. O estudo foi baseado na análise da ligação de cálice com colarinho, porém o autor afirma que as informações referentes à base do pilar são as mesmas para os casos de cálice embutido. Apesar de o cálice embutido apresentar uma maior rigidez e, portanto um comportamento diferente, a base do pilar não apresenta mudanças significativas na intensidade e na posição das forças atuantes.

Na investigação experimental, foram ensaiados dois modelos de interface lisa e com comprimentos de embutimento diferentes. Esses foram submetidos à força normal com grande excentricidade e simulações numéricas pelo Método dos Elementos Finitos foram realizadas. Através de uma análise comparativa entre os modelos físicos e numéricos foram observados os deslocamentos, deformações na armadura longitudinal e transversal, fissuração e fluxo de tensões na base do pilar pré-moldado. Ebeling (2006) observou que a ruína dos modelos ocorreu pela plastificação da armadura longitudinal tracionada do pilar, localizada fora da região de embutimento e que a armadura transversal teve poucas deformações, observando que essa região é pouco solicitada. No final do trabalho é sugerido um modelo de biela e tirante que representa o comportamento da base de pilares pré-moldado na região de embutimento e também apresenta recomendações sobre a ancoragem da armadura do pilar.

## 2.4 Ensaios e recomendações de Nunes (2009)

Esse trabalho apresenta uma análise da ligação pilar-fundação por meio de cálice, em que o principal objetivo foi à avaliação dos esforços nas paredes transversais do colarinho. No programa experimental, foram ensaiados dois modelos, um com interface lisa e outro com interface rugosa. Os modelos foram submetidos aos mesmos carregamentos e possuíam as mesmas propriedades dos modelos ensaiados anteriormente por Canha (2004) e Jaguaribe Jr. (2005).

Algumas modificações na geometria, detalhamento e instrumentação foram adotadas. A espessura da parede do colarinho foi inferior ao valor recomendado pelo modelo de Leonhardt & Mönning (1978), sendo adotada a relação de  $h_c = h_{int}/3,5$ . Nova opção de detalhamento foi sugerida nesse estudo para as armaduras verticais principais, concentrando-as próximas aos cantos, de maneira a otimizar o detalhamento das armaduras do cálice. Com relação ao comportamento das paredes transversais, após os ensaios Nunes (2009) comprovou que essas são submetidas a uma

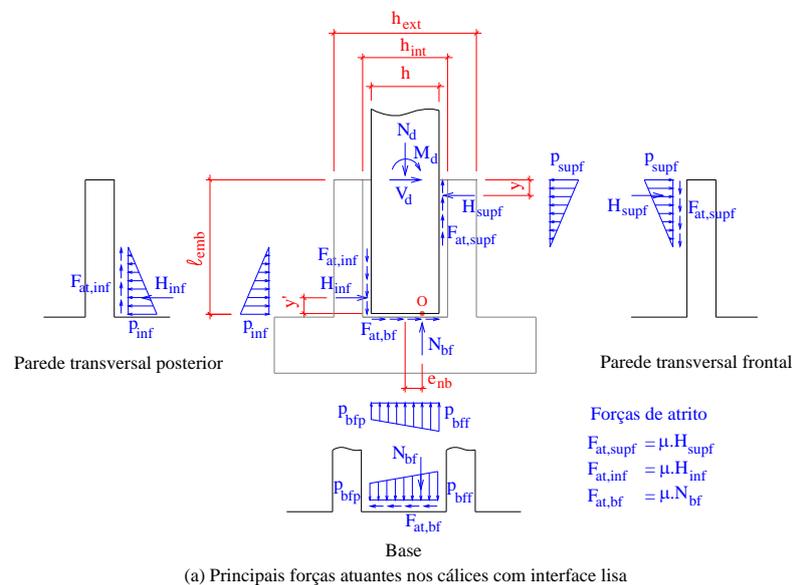
flexo-tração e que o modelo teórico considerando 15% de flexão e 85% de tração da parede apresentou bons resultados quando comparado aos resultados experimentais.

### 3 RECOMENDAÇÕES PARA O PROJETO DE CÁLCES DE FUNDAÇÃO

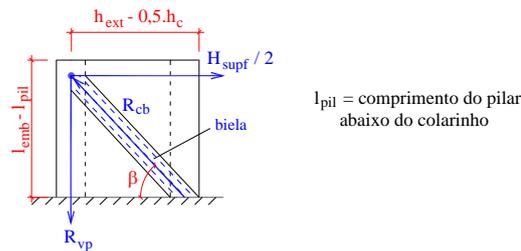
Recomendações serão apresentadas para o projeto da ligação pilar-fundação por meio de cálice com colarinho, baseadas na síntese de resultados das pesquisas experimentais e numéricas desenvolvidas na EESC-USP e também provenientes dos estudos e avaliações desenvolvidas por Campos (2010). A nomenclatura que será utilizada para identificação das paredes do colarinho serão para as paredes transversais de: parede transversal frontal e parede transversal posterior.

#### 3.1 Cálice com interface lisa

O comportamento e transferência de esforços em um cálice de fundação com interface é apresentado na Figura 2.



(a) Principais forças atuantes nos cálices com interface lisa



(b) Comportamento das paredes longitudinais de cálices com interface lisa

Figura 2 – Transferência de forças no cálice com interface lisa. Fonte: CANHA *et al.* (2009a).

Esse modelo considera a contribuição de três forças de atrito  $F_{at,supf}$ ,  $F_{at,inf}$  e  $F_{at,bf}$  atuando, respectivamente, na parede transversal frontal, na parede transversal posterior e na base da fundação, além de considerar a excentricidade  $e_{nb}$  da reação da força  $N_{bf}$  na base do pilar. A excentricidade deve ser considerada, pois, devido à flexo-compressão, a reação na base do pilar é

excêntrica. Além disso, pode ocorrer o deslizamento do pilar e junta em relação à base e consequentemente um acréscimo do deslocamento dessa reação.

Baseado no estudo de Canha (2004), a determinação da pressão superior é determinada pela Eq. (1) e as demais variáveis calculadas pela Eq. (2) e (3):

$$H_{supf} = \frac{M_d - N_d \left( e_{nb} + \frac{\mu \cdot y' - \mu^2 \cdot (0,5 \cdot h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right) + V_d \left( l_{emb} - \frac{y' - \mu \cdot (0,5 \cdot h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right)}{l_{emb} - y - y' + \mu \cdot h} \quad (1)$$

$$e_{nb} = \frac{h}{4} \quad (2)$$

$$y = y' = \frac{l_{emb}}{10} \quad (3)$$

### 3.1.1 Armadura horizontal principal longitudinal – A<sub>s,hpl</sub>

A armadura horizontal principal longitudinal é responsável por transmitir a força H<sub>supf</sub> por meio das paredes longitudinais até a armadura vertical principal localizada na intersecção das paredes transversais e longitudinais. A armadura horizontal principal longitudinal é composta de dois ramos: ramo externo – A<sub>s,hple</sub>; e ramo interno – A<sub>s,hpli</sub>. E o dimensionamento é determinado pela Eq. (4):

$$A_{s,hpl} = \frac{H_{supf}}{2 \cdot f_{yd}} \quad (4)$$

É indicado que essa armadura seja distribuída nas paredes longitudinais em uma altura de l<sub>emb</sub>/3 a partir do topo do colarinho.

### 3.1.2 Armadura horizontal principal transversal – A<sub>s,hpt</sub>

As paredes transversais são as que recebem diretamente as pressões H<sub>supf</sub> e H<sub>inf</sub> advindas dos pilares, sendo gerados nessas paredes esforços transversais. Esses esforços são resistidos por armaduras localizadas nas paredes transversais frontal e posterior. A armadura A<sub>s,hpt</sub> também é composta de dois ramos: ramo externo - A<sub>s,hpte</sub>; e ramo interno - A<sub>s,hpti</sub>. A transferência de esforços nas paredes transversais, de cálices com interface lisa, segue o modelo de projeto sugerido por Canha et al. (2009b), ilustrado na Figura 3.

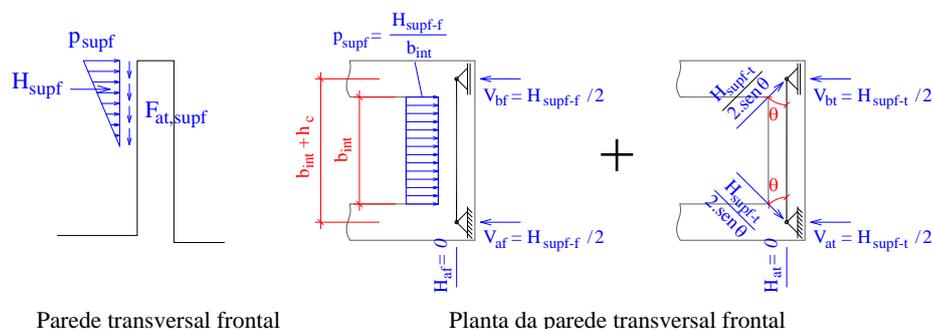


Figura 3 – Modelo de projeto para a parede transversal frontal para cálice com interface lisa. Fonte: CANHA *et al.* (2009b)

Nesse modelo, a pressão superior atuante na parede frontal causa esforços de flexão e de tração na parede. Dessa maneira, o valor da pressão atuante é uma soma de duas parcelas:

$$H_{sup f} = H_{sup f-f} + H_{sup f-t} \quad (5)$$

Onde  $H_{sup f-f}$  é a parcela da pressão superior que causa flexão na parede transversal frontal e  $H_{sup f-t}$  é a parcela da pressão superior que causa tração na parede transversal frontal. A determinação do valor dessas parcelas depende da consideração de tração ou flexo-tração da parede transversal frontal. Enfatiza-se que para situação de flexo-tração, devem ser obedecidas as porcentagens verificadas experimentalmente e definidas e apresentadas em Canha et al. (2009b), que são de 15% de flexão e 85% de tração.

Se definido comportamento conjunto de flexo-tração, as Eq. (6) e (7) devem ser utilizadas para determinação das parcelas de pressão superior de flexão e tração, respectivamente. Se a opção for considerar somente tração da parede, a resultante  $H_{sup f-f}$  é nula e a pressão  $H_{sup f-t}$  é igual à pressão  $H_{sup f}$ .

$$H_{sup f-f} = 0,15.H_{sup f} \quad (6)$$

$$H_{sup f-t} = 0,85.H_{sup f} \quad (7)$$

Para determinar a área de aço necessária da armadura  $A_{s,hpt}$ , para transmitir  $H_{sup f}$ , é necessário determinar as resultantes  $R_{s,hpte}$  (força na armadura externa) e  $R_{s,hpti}$  (força na armadura interna), que são calculadas pelas Eq.(8) e (9), respectivamente.

$$R_{s,hpte} = N_{sup f-t} \cdot \frac{z}{2} + \frac{M_{sup f-f}}{z} \quad (8)$$

$$R_{s,hpti} = N_{sup f-t} \cdot \frac{z}{2} - \frac{M_{sup f-f}}{z} \quad (9)$$

Os esforços  $M_{sup f-f}$  e  $N_{sup f-t}$  são calculados segundo as Eq. (10) e (11), respectivamente, e o braço  $z$  é definido pela redução de  $d-d'$ .

$$M_{sup f-f} = H_{sup f-f} \cdot \left( \frac{b_{int} + h_c}{4} - \frac{b_{int}}{8} \right) \quad (10)$$

$$N_{sup f-t} = \frac{H_{sup f-t}}{2 \cdot \sin \theta} \cdot \cos \theta \quad (11)$$

Onde o ângulo  $\theta$  é de  $45^\circ$  e as variáveis  $d$  e  $d'$  correspondem a distância do centro de gravidade da armadura externa/interna até a parte interna da parede. Verifica-se, que se for considerada a situação de tração da parede transversal frontal, as resultantes  $R_{s,hpte}$  e  $R_{s,hpti}$  serão iguais, pois o momento fletor é nulo nesse caso. Já para a situação de flexo-tração, o valor de  $R_{s,hpte}$  será maior que de  $R_{s,hpti}$ . O dimensionamento da armadura horizontal principal transversal é feito pela Eq. (12) e para o ramo externo e pela Eq. (13) para o ramo interno.

$$A_{s,hpte} = \frac{R_{s,hpte}}{f_{yd}} \quad (12)$$

$$A_{s,hpti} = \frac{R_{s,hpti}}{f_{yd}} \quad (13)$$

A distribuição da armadura no cálice com interface lisa deve ser feita no trecho de  $l_{emb}/3$  da parede transversal frontal. E como as armaduras  $A_{s,hpl}$  e  $A_{s,hpt}$  são distribuídas na mesma altura do cálice, e pelo motivo de posicionamento do arranjo de armaduras do cálice na obra, deve-se adotar para o projeto dessa ligação o maior valor entre as armaduras.

### 3.1.3 Armadura vertical principal – $A_{s,vp}$

Para cálice com interface lisa, o dimensionamento da armadura vertical principal e a verificação da resistência a compressão do concreto devem ser feitos considerando as paredes longitudinais como consolos, conforme indicado pelo modelo de Leonhardt & Mönning (1978). O comportamento de consolo foi comprovado nos estudos experimentais realizados e é adequado para representar as ligações de cálice com interface lisa.

As armaduras verticais principais localizam-se na intersecção das paredes transversais e longitudinais e é dimensionada conforme o tipo de consolo, sendo especificado, para cada tipo, um modelo de cálculo. Além de dimensionar a armadura, é necessário verificar o esmagamento do concreto da biela de compressão. Como apresentado na NBR 9062:2006 há três tipos de consolo e modelos de cálculo:

- a) Consolo curto ( $1,0 \geq tg\beta > 0,5$ ): modelo de biela e tirante
- b) Consolo muito curto ( $tg\beta \leq 0,5$ ): modelo de atrito-cisalhamento
- c) Consolo longo ( $tg\beta > 1,0$ ): teoria da flexão

Onde  $\beta$  é o ângulo formado entre a biela de compressão e o eixo horizontal, calculado de acordo com a Eq. (14):

$$\beta = \text{arc tg} \frac{l_c - y}{0,85 \cdot h_{ext} - h_c / 2} \quad (14)$$

A seguir, são apresentados detalhes específicos do cálculo para cada tipo de consolo.

#### Consolo curto

No modelo de bielas e tirantes para consolo curto o cálculo da armadura vertical principal e a verificação do esmagamento da biela comprimida devem ser feitos segundo um modelo matemático composto de duas barras, uma tracionada e outra comprimida. O cálculo deve ser feito segundo as Eq. (15) e (16) e como ilustrado na Figura 4. Deve-se limitar a tensão na armadura em 435 MPa e a tensão do concreto em  $0,85 \cdot f_{cd}$ , por considerar atuação de carga indireta.

$$A_{s,vp} = \frac{R_{vp}}{f_{yd}} \quad (15)$$

$$\sigma_{cb} = \frac{R_{cb}}{h_{bie} \cdot h_c} \leq 0,85 \cdot f_{cd} \quad (16)$$

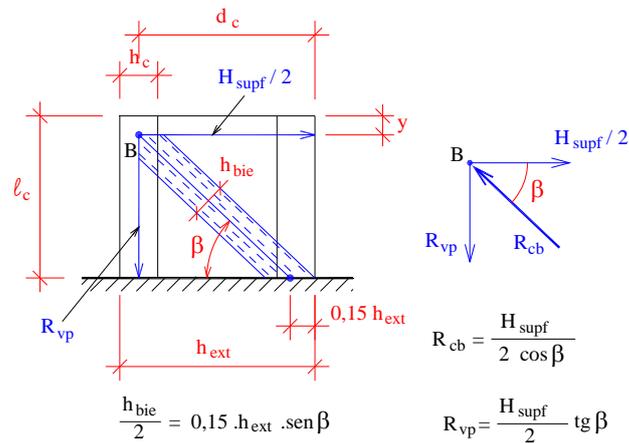


Figura 4 – Dimensionamento das paredes longitudinais como consolo curto. Fonte: EL DEBS (2000).

### Consolo muito curto

No caso de consolo muito curto o dimensionamento de  $A_{s,vp}$  é feito pelo modelo de atrito e cisalhamento. A armadura vertical principal é calculada pela Eq. (17):

$$A_{s,vp} = \frac{0,8 \cdot (H_{supf} / 2)}{f_{yd} \cdot \mu} \quad (17)$$

Onde o valor de  $\mu$  é definido segundo a NBR 9062:2006. A verificação do esmagamento do concreto é feito em função da tensão de cisalhamento de cálculo, de acordo com a Eq. (18):

$$\tau_{wd} = \frac{H_{supf}}{2 \cdot h_c \cdot d_c} \leq \tau_{wu} = 3,0 + 0,9 \cdot \rho \cdot f_{yd} \leq 6 \text{ MPa} \quad (18)$$

A tensão na armadura também deve ser limitada em 435 MPa e o resultado de  $A_{s,vp}$  não deve ter valor menor que a calculada para o caso de consolo curto.

### Consolo longo

Quando  $\text{tg } \beta > 1,0$  as paredes longitudinais devem ser dimensionadas como uma viga em balanço engastada na fundação, onde uma força  $H_{supf}/2$  atuante na extremidade gera um momento de engastamento. Para o dimensionamento de  $A_{s,vp}$ , nesse caso, devem ser adotadas as indicações da NBR 6118:2003. Assim, como no caso de consolo muito curto, a armadura  $A_{s,vp}$  não deve ter área menor quando comparada com a calculada para consolo curto.

### **3.1.4 Armaduras secundárias - $A_{s,vs}$ e $A_{s,hs}$**

As armaduras verticais secundárias e as armaduras horizontais secundárias são utilizadas na ligação cálice-fundação para resistir esforços secundários e controlar a fissuração nas paredes do colarinho. As armaduras secundárias também são calculadas conforme as recomendações de consolo da NBR 9062:2006.

### Consolo curto

Para esse caso as armaduras secundárias verticais e horizontais devem ser dispostas nas paredes com espaçamento entre 15 e 30 cm e com área de armadura definido nas Eq. (19) e (20):

$$A_{s,vs} = 0,40 \cdot A_{s,vp} \quad (19)$$

$$A_{s,hs} = 0,25.A_{s,vp} \tag{20}$$

**Consolo muito curto**

Para consolo muito curto o dimensionamento das armaduras secundárias verticais e horizontais deve ser feito segundo as Eq. (21) e (22) e essas também devem ser dispostas nas paredes transversais e longitudinais com espaçamento entre 15 e 30 cm. Os valores obtidos para  $A_{s,vs}$  e  $A_{s,hs}$  não devem ser menores que os calculados para o caso de consolo curto.

$$A_{s,vs} = 0,50.A_{s,vp} \tag{21}$$

$$A_{s,hs} = 0,25.A_{s,vp} \tag{22}$$

**Consolo longo**

Quando  $tg\beta > 1,0$  as paredes devem ser dimensionadas como uma viga em balanço engastada na fundação e a armadura é calculada como uma armadura de pele da viga de acordo com a Eq. (23):

$$A_{s,vs} = 0,10\% . h_c . h_{ext} \tag{23}$$

Na distribuição de  $A_{s,vs}$ , o espaçamento deve ser menor que  $d_c/3$  ou 20 cm. Para os casos de cargas próximas aos apoios, a armadura  $A_{s,vs}$  pode vir a contribuir na resistência do consolo. A armadura horizontal secundária para resistir ao esforço cortante de  $H_{supf}/2$  pode ser calculada segundo os modelos de cálculo I e II da NBR 6118:2003 para elementos lineares sujeitos a força cortante.

**3.2 Cálice com interface rugosa**

O cálice é definido como rugoso quando são executadas, nas paredes internas do colarinho e no pilar pré-moldado na região de embutimento, chaves de cisalhamento que contribuem para a transferência de esforços na ligação. O modelo de comportamento apresentado em Canha et al. (2009b) considera uma pressão  $H_{supf}$  agindo na parede transversal frontal e outra pressão  $H_{supp}$  agindo na parede posterior do cálice, como ilustrado na Figura 5.

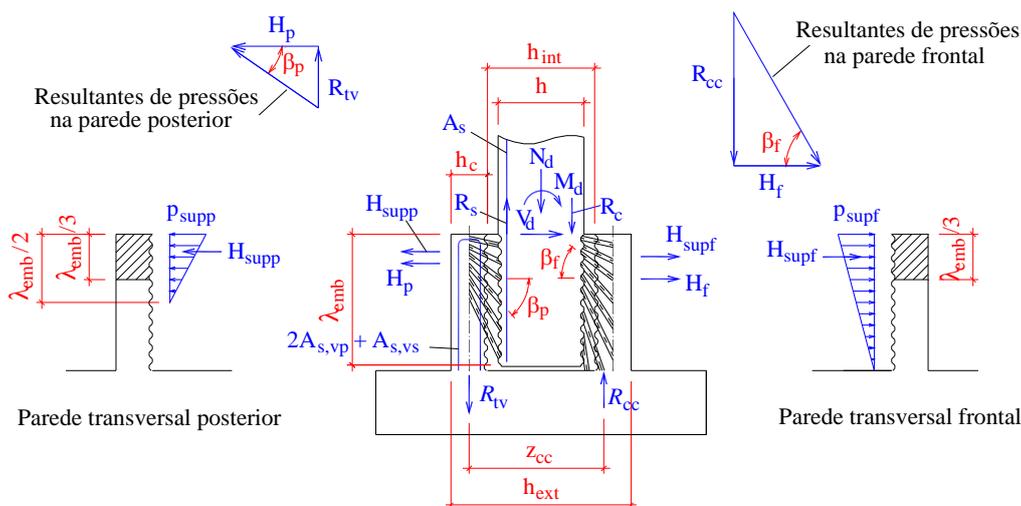


Figura 5 – Transferência das forças resultantes do pilar para o cálice com interface rugosa. Fonte: CANHA et al. (2009b).

Nesse modelo, bielas de compressão aparecem no lado comprimido (parede transversal frontal) por causa da transferência da resultante de compressão  $R_c$  do pilar para a parede frontal, resultando em uma força  $R_{cc}$  no cálice de fundação. Devido a essas bielas de compressão, uma pressão  $H_f$  age na parede transversal frontal. Essa força  $H_f$  pode ser calculada pela Eq. (24):

$$H_f = \frac{R_{cc}}{\tan \beta_f} \quad (24)$$

Em que  $\beta_f=60^\circ$  é a média dos ângulos de inclinação das bielas no lado comprimido. A resultante das tensões de compressão no cálice pode ser calculada pela Eq. (25) e as demais variáveis pela Eq. (26), (27) e (28):

$$R_{cc} = \frac{[M_{bd} + N_d \cdot (0,5 \cdot h_{ext} - 0,5 \cdot h_c)]}{z_{cc}} \quad (25)$$

$$M_{bd} = M_d + V_d \cdot l_{emb} \quad (26)$$

$$z_{cc} \cong 0,9 \cdot d_{cc} \quad (27)$$

$$d_{cc} \cong 0,9 \cdot h_{ext} \quad (28)$$

Os valores de  $z_{cc}$  e  $d_{cc}$  são aplicáveis aos casos de força normal com grande excentricidade. A resultante de pressão  $H_{supf}$  é igual à resultante do bloco trapezoidal das pressões no topo da parede transversal frontal, ou seja, é uma parcela de 60% de  $H_f$ .

No lado tracionado (parede transversal posterior), a transmissão por bielas de compressão da maior parte da força de tração  $R_s$ , oriunda do pilar para a parede posterior, resulta na força  $R_{tv}$  e em uma pressão  $H_p$  atuante na parede. Verifica-se que a pressão  $H_p$  é mais concentrada no topo da parede, pois as bielas nessa região possuem menor inclinação em relação ao eixo horizontal, e a base da parede transversal posterior não transmite esforço. A pressão  $H_p$  é calculada pela Eq. (29):

$$H_p = \frac{R_{tv}}{\tan \beta_p} \quad (29)$$

Em que  $\beta_p=35^\circ$  é a média dos ângulos de inclinação das bielas no lado tracionado. A força  $R_{tv}$  é resultante da soma de  $2 \cdot R_{vp}$  e  $R_{vst}$ . A força  $R_{vp}$  é a força no canto da parede posterior e determina a armadura  $A_{s,vp}$ . A força  $R_{vst}$  é a força que ocorre na região central da parede posterior e define a armadura  $A_{s,vst}$ . Pela teoria da flexão, a força  $R_{tv}$  é calculada pela Eq. (30):

$$R_{tv} = \frac{[M_{bd} - N_d \cdot (z_{cc} + 0,5 \cdot h_c - 0,5 \cdot h_{ext})]}{z_{cc}} \quad (30)$$

A resultante de pressão  $H_{supp}$  na parede transversal posterior é aproximadamente igual à pressão  $H_p$ .

### 3.2.1 Armadura horizontal principal longitudinal – $A_{s,hpl}$

A armadura  $A_{s,hpl}$  localizada na parte superior das paredes longitudinais do cálice com interface rugosa deve ser dimensionada considerando a atuação das pressões  $H_{supf}$  e  $H_{supp}$  nas paredes transversais do cálice. Assim como para o caso de cálice de interface lisa, a armadura horizontal principal é dividida em dois ramos: ramo externo e ramo interno.

Após o cálculo das pressões atuantes nas paredes transversais, de acordo com o método indicado em Canha et al. (2009b), é necessário calcular a área de aço resultante pela atuação da pressão atuante na parede frontal e também pela ação de uma força na parede posterior. O dimensionamento da armadura é feito pela Eq. (31) e deve-se adotar para  $A_{s,hpl}$  o maior valor.

$$A_{s,hpl} = \frac{H_{supf}}{2 \cdot f_{yd}} \text{ ou } A_{s,hpl} = \frac{H_{supp}}{2 \cdot f_{yd}} \tag{31}$$

### 3.2.2 Armadura horizontal principal transversal – $A_{s,hpt}$

O modelo de projeto proposto por Canha et al. (2009b), ilustrado na Figura 6, para dimensionamento da armadura das paredes transversais em cálice com interface rugosa é similar ao proposto para o dimensionamento da armadura  $A_{s,hpt}$  da parede frontal para cálice com interface lisa.

Nesse modelo, também é considerada uma flexo-tração das paredes transversais, onde uma parcela das resultantes de pressão causa flexão na parede e outra parcela causa tração. O valor total da pressão superior na parede frontal  $H_{supf}$  e na parede posterior  $H_{supp}$  é definido como uma soma das duas parcelas.

Para o cálice de interface rugosa, também foi considerado uma distribuição uniforme do carregamento e as porcentagens adotadas para os casos de flexo-tração foram de 15% para as pressões  $H_{supf-f}$  e  $H_{supp-f}$  e de 85% para as pressões  $H_{supf-t}$  e  $H_{supp-t}$ . Além desses percentuais, somente a atuação do esforço de tração, em que  $H_{supf} = H_{supf-t}$  e  $H_{supp} = H_{supp-t}$ , pode ser considerada. O roteiro para dimensionamento da armadura  $A_{s,hpt}$  é o mesmo apresentado no item 3.1.2.

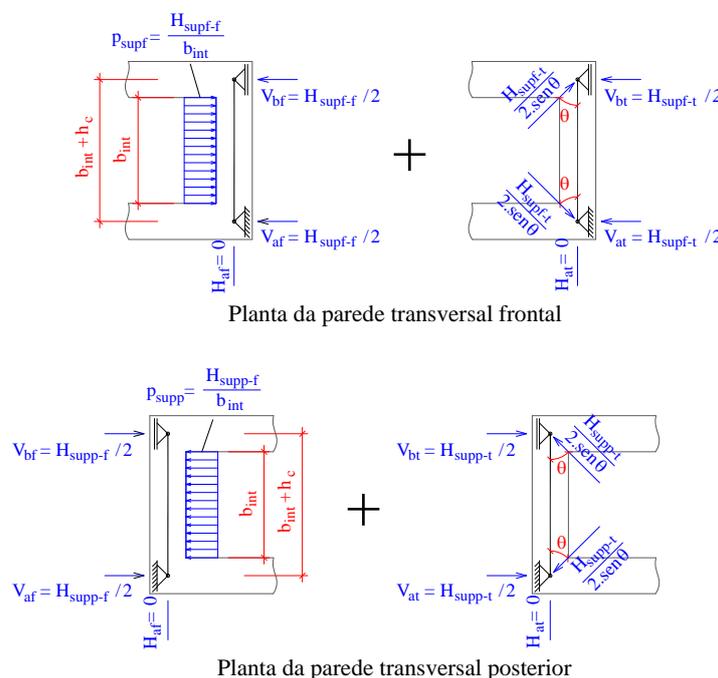


Figura 6 – Modelo de projeto proposto para a parede frontal e posterior do cálice com interface rugosa. Fonte: CANHA et al. (2009b).

### 3.2.3 Armadura vertical principal – $A_{s,vp}$

A teoria da flexão é recomendada para determinação da armadura vertical principal nos cálice com interface rugosa. Na Figura 7 um modelo com o esquema de forças atuantes é apresentado.

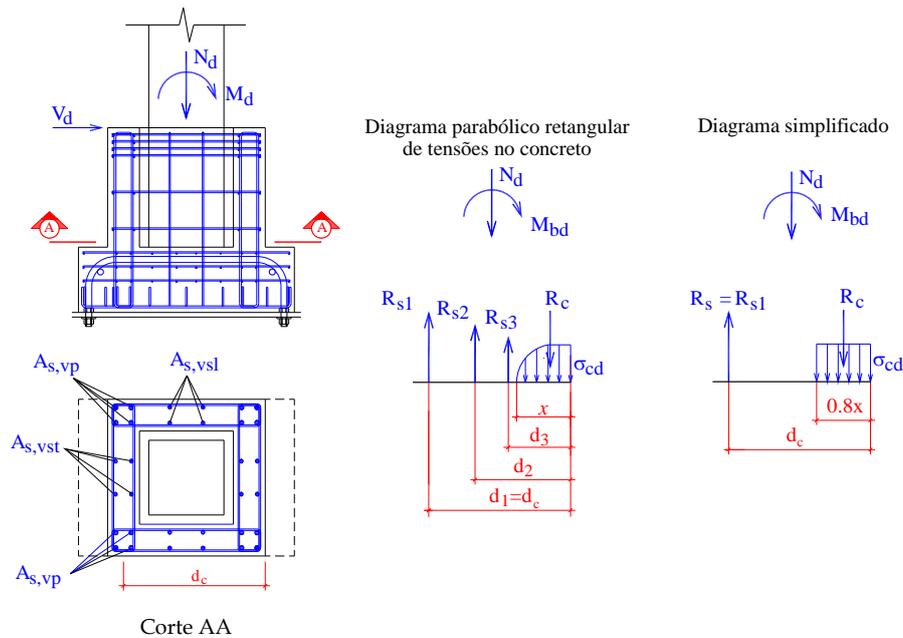


Figura 7 – Esquema de forças para determinar a armadura vertical para cálice com interface rugosa. Fonte: CANHA (2004).

Esse modelo só é válido para cálice com comprimento de embutimento determinado pela norma NBR 9062:2006, pois verificou-se, nos ensaios de Jaguaribe Jr. (2005), que com a diminuição do comprimento de embutimento, o cálculo da resistência da ligação pela teoria da flexão forneceu um valor maior que a resistência experimental obtida nos modelos ensaiados por esse autor.

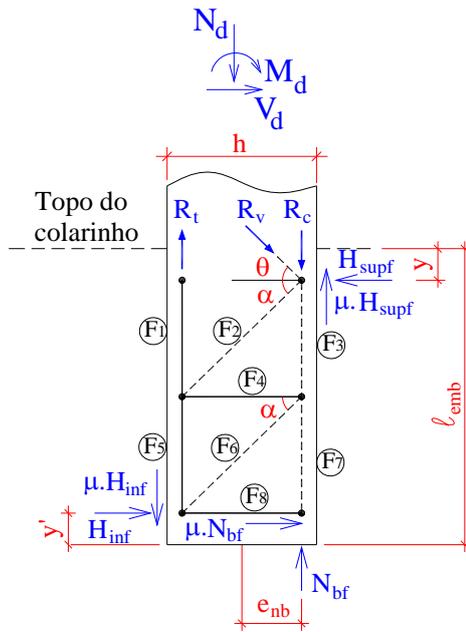
Para um cálculo mais preciso, devem ser consideradas todas as armaduras verticais contribuindo para a resistência da ligação e um diagrama parabólico-retangular de tensões de compressão no concreto. Para aplicações práticas, um cálculo simplificado pode ser utilizado. A resultante de tração é determinada pela contribuição somente das armaduras verticais principais situadas nos cantos da parede posterior e pela armadura vertical secundária dessa mesma parede. Assim a armadura definida por esse cálculo é uma armadura total  $A_{s,tot}$  equivalente a  $2.A_{s,vp} + A_{s,vst}$ . Um diagrama simplificado de tensões no concreto com altura igual a 0,8 da profundidade da linha neutra também deve ser adotado.

### 3.2.4 Armaduras secundárias – $A_{s,vs}$ e $A_{s,hs}$

Para o dimensionamento das armaduras secundárias do cálice com interface rugosa, devem ser adotadas as mesmas recomendações apresentadas no item 3.1.4, que consideram o comportamento de consolo curto das paredes longitudinais.

## 3.3 Base do pilar pré-moldado

O modelo para análise da base do pilar pré-moldado está representado na Figura 8, e é indicado para cálices submetidos à força normal de grande excentricidade e com comprimentos de embutimento determinados de acordo com a NBR 9062:2006.



Forças internas

$$F_1 = \frac{M_d - N_d \cdot e_{nb} + V_d \cdot y}{d - 0,5 \cdot h + e_{nb}}$$

$$F_2 = - \left( \frac{H_{supf} - V_d}{\cos \alpha} \right)$$

$$F_3 = - ( N_d + R_t - H_{supf} \cdot (\mu + \text{tg } \alpha) + V_d \cdot \text{tg } \alpha )$$

$$F_4 = H_{inf}$$

$$F_5 = (\mu + \text{tg } \alpha) \cdot H_{inf}$$

$$F_6 = - \left( \frac{H_{inf}}{\cos \alpha} \right)$$

$$F_7 = - \left( \frac{N_d - \mu \cdot V_d}{1 + \mu^2} \right)$$

$$F_8 = \frac{\mu \cdot N_d - \mu^2 \cdot V_d}{1 + \mu^2}$$

Figura 8 – Modelo de projeto para análise da base do pilar pré-moldado. Fonte: EBELING (2006).

Após determinação das forças nos tirantes é necessário reduzir esses valores da parcela de contribuição do concreto na resistência da ligação para que o modelo da base do pilar represente bem o comportamento dessa região. As variáveis  $y$ ,  $y'$  e  $e_{nb}$  são determinados pelas Eq. (32) e (33):

$$y = y' = \frac{l_{emb}}{10} \tag{32}$$

$$e_{nb} = 0,5 \cdot h - \frac{0,8 \cdot x}{2} \tag{33}$$

Por questões práticas, é permitido definir a excentricidade  $e_{nb}$  na base do pilar sendo de  $h/4$ , assim como no modelo do cálice de fundação. E as resultantes  $R_v$ ,  $R_c$  e  $R_t$  são definidas pelas Equações (34), (35) e (36):

$$R_v = \frac{V_d}{\cos \theta} \tag{34}$$

$$R_c = N_d - V_d \cdot \text{tg } \theta + R_t \tag{35}$$

$$R_t = \frac{M_d + V_d \cdot y - N_d \cdot e_{nb}}{d - 0,5 \cdot h + e_{nb}} \tag{36}$$

O ângulo  $\alpha$ , inclinação das bielas em relação às armaduras, é determinado de acordo com a Eq. (37):

$$\text{tg } \alpha = \frac{(l_{emb} - y - y')/2}{d - 0,5 \cdot h + e_{nb}} \tag{37}$$

Após equacionamento, através de equações de equilíbrio, é definida a Eq. (38) para cálculo da pressão na parede transversal frontal  $H_{supf}$ .

$$H_{\text{sup } f} = \frac{\frac{M_d}{d - 0,5h + e_{nb}} + N_d \cdot \left( \frac{\mu^2}{1 + \mu^2} - \frac{e_{nb}}{d - 0,5h + e_{nb}} \right) + V_d \cdot \left( \frac{\mu}{1 + \mu^2} + \frac{y}{d - 0,5h + e_{nb}} + 2 \cdot \text{tg } \alpha \right)}{\mu + 2 \cdot \text{tg } \alpha} \quad (38)$$

### 3.4 Disposições construtivas

Para o projeto do cálice, algumas recomendações se fazem necessária, sendo apresentadas nesse item essas indicações.

#### 3.4.1 Espessura das paredes do colarinho

A proposta de Campos (2010) é determinar a espessura mínima do colarinho de acordo com a Eq. (39). Deve-se verificar, se o resultado atende o valor mínimo indicado pela norma NBR 9062:2006, que é de 10 cm.

$$h_c \geq \frac{1}{4} \cdot h_{\text{int}} \text{ ou } b_{\text{int}} \quad (39)$$

#### 3.4.2 Comprimento de embutimento

Os comprimentos de embutimento são determinados de acordo com a interface das paredes do colarinho e do pilar, e com a excentricidade da força normal: pequena ou grande e estão indicados na Tabela 1. Para valores intermediários de excentricidade, pode-se interpolar linearmente a relação de momento fletor e força normal para definição. O valor mínimo de comprimento de embutimento recomendado pela Norma Brasileira é de 40 cm.

Tabela 1 – Comprimentos de embutimento recomendados pela NBR 9062:2006

Interface lisa		Interface Rugosa	
$\frac{M_d}{N_d \cdot h} \leq 0,15$	$\frac{M_d}{N_d \cdot h} \geq 2$	$\frac{M_d}{N_d \cdot h} \leq 0,15$	$\frac{M_d}{N_d \cdot h} \geq 2$
1,50h	2,00h	1,20h	1,60h

\* onde h é a dimensão paralela a ao plano de ação do momento

#### 3.4.3 Recomendações gerais

Para o projeto do cálice, apresentam-se as seguintes recomendações gerais:

- Adotar para o graute ou concreto de preenchimento da junta, uma resistência igual ou superior a resistência do concreto do pilar ou das paredes do colarinho e proceder ao correto adensamento;
- A cavidade entre as paredes internas do colarinho e do pilar deve ter espaço suficiente para permitir a entrada do aparelho de vibração. O valor mínimo e usualmente empregado para a espessura da junta é de 5 cm. Essa espessura é importante para acomodação de erros de locação de pilares e desvios da fundação;
- O cobrimento das armaduras do cálice deve seguir os valores indicados na Tabela 7.2 da NBR 6118:2003, podendo, no entanto, reduzir esse valor para as armaduras localizadas na face interna das paredes do cálice;

- d) As dimensões da base da fundação são definidas conforme o tipo de fundação adotada para cada projeto. No caso de utilização de sapata, recomenda-se a espessura mínima de 20 cm;
- e) As superfícies internas do cálice devem ter a mesma característica superficial que a superfície dos pilares na região de embutimento.

## 4 CONCLUSÕES

Esse artigo foi desenvolvido a partir de uma pesquisa que teve como objetivo a conclusão e integralização de uma série de estudos, baseados em resultados experimentais e análises numéricas, realizados na EESC-USP a respeito da ligação cálice de fundação com colarinho. Foram analisadas e estudadas uma tese de doutorado e três dissertações de mestrado, sendo essas desenvolvidas por desenvolvida por Canha (2004), Jaguaribe Jr. (2005), Ebeling (2006) e Nunes (2009).

Recomendações gerais para o projeto de cálices de fundação e para a base do pilar pré-moldado foram desenvolvidas por Campos (2010) e estão apresentadas nesse artigo. As recomendações aqui apresentadas englobam situações de cálice com interface lisa, cálice com interface rugosa, análise da base do pilar pré-moldado e disposições construtivas a respeito do cálice.

Algumas das principais conclusões implementadas por Campos (2010) incorporadas às recomendações para o projeto do cálice de fundação foram:

- a) Determinação da posição de aplicação da pressão  $H_{supf}$  na parede transversal frontal, sendo adotada a distância de  $y=l_{emb}/10$  com uma distribuição triangular de pressões. Anteriormente, estava sendo considerada uma distribuição triangular de pressões com  $y=l_{emb}/6$ , que é o valor indicado pelo modelo de Leonhardt & Mönig (1978). Porém por observações práticas de que essa resultante seja aplicada um pouco acima, por incertezas do real funcionamento de transferências de esforços nessa região e verificando que a diferença entre uma solução ou outra é pequena adotou-se para o cálice de interface lisa o valor de  $y=l_{emb}/10$ . Esse valor é o mesmo indicado pelo Eurocode 2;
- b) Consideração somente de esforço de tração atuante nas paredes transversais do cálice. Foi constatado experimentalmente nos estudos anteriores, o comportamento de flexo-tração dessas paredes, porém as áreas de armaduras resultam próximas nas duas situações. Como há pouco acréscimo de área de aço na consideração somente de tração, e por essa opção resultar num cálculo mais prático este é o método indicado para o dimensionamento das paredes transversais de cálices;
- c) Adaptação do modelo proposto por Ebeling (2006) para análise da base do pilar pré-moldado para que houvesse uma compatibilidade desse modelo de comportamento com o modelo do cálice.

## 5 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006.

CAMPOS, G. M. **Recomendações para o projeto de cálices de fundação**. 2010. 183 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

CANHA, R. M. F. **Estudo teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado**. 2004. 279 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

CANHA, R. M. F.; EL DEBS, M. K.; JAGUARIBE JUNIOR, K. B.; EL DEBS, A. L. H. C. Behavior of socket base connections emphasizing pedestal walls. **ACI Structural Journal**, Farmington Hills, v.106, n.3, p. 268-278, mai/jun, 2009a.

CANHA, R. M. F.; JAGUARIBE JUNIOR, K. B.; EL DEBS, A. L. H. C; EL DEBS, M. K. Analysis of the behavior of transverse walls of socket base connections. **Engineering Structures**, Amsterdã, v.31, n.3, p. 788-798, mar, 2009b.

EBELING, E. B. **Análise da base de pilares pré-moldados na ligação com cálice de fundação**. 2006. 103 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

EL DEBS, M.K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. São Carlos: EESC-USP, 2000.

JAGUARIBE JR., K.B. **Ligação pilar fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado com profundidade de embutimento reduzida**. 2005. 177 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

LEONHARDT, F.; MONNIG, E. **Construções de concreto: princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: Interciência. v. 3, 1978.

NUNES, V. C. P. **Análise experimental de cálice de fundação com ênfase nos esforços nas paredes transversais do colarinho**. 2009. 132 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.