

Design of precast columns bases embedded in socket foundations with smooth interfaces

Projeto da base de pilares pré-moldados embutidos em cálices de fundação com interfaces lisas



G. M. CAMPOS ^a
mazureki@sc.usp.br

R. M. F. CANHA ^b
rejane_canha@yahoo.com.br

M. K. EL DEBS ^c
mkdebs@sc.usp.br

Abstract

This work compares the experimental and theoretical results of a new formulation for the design of precast column bases embedded in socket foundations with smooth interfaces. Through the proposed strut and tie model, the longitudinal and transverse reinforcements of column are calculated, and concrete crushing is verified. The proposed design model was rather rational in the reinforcements design, and its results were very close to experimental results. These latter results were generated from two specimens with smooth interfaces submitted to a normal load with large eccentricity, varying the embedded lengths. For loads with small eccentricities, a simplified model is proposed, which neglects the friction of interfaces and the eccentricity of normal reaction at the column base.

Keywords: precast column base, socket foundation, smooth interfaces, struts and ties

Resumo

Esse trabalho apresenta a comparação de resultados experimentais e teóricos de uma nova formulação para o projeto da base de pilares pré-moldados embutidos em cálice de fundação com interfaces lisas. Através do modelo de bielas e tirantes proposto, são dimensionadas as armaduras longitudinal e transversal do pilar e verificado o esmagamento do concreto das bielas. O método de projeto proposto mostrou-se bastante racional no dimensionamento das armaduras, apresentando resultados bastante próximos dos resultados experimentais, sendo estes últimos referentes a ensaios de dois protótipos com interfaces lisas submetidos à força normal com grande excentricidade, nos quais foi variado o comprimento de embutimento. Para o caso de força normal com pequena excentricidade, é apresentada uma simplificação do modelo, em que o atrito das interfaces e a excentricidade da reação normal na base do pilar são desprezados.

Palavras-chave: base de pilar pré-moldado, cálice de fundação, interfaces lisas, bielas e tirantes

^a Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, mazureki@sc.usp.br, Av. Trabalhador SãoCarlense, 400, CEP: 13566-590, São Carlos - SP, Brasil;

^b Departamento de Engenharia Civil, Centro de Ciências Exatas e Tecnologia – Universidade Federal de Sergipe, rejane_canha@yahoo.com.br, Av. Marechal Rondon, s/n, Jardim Rosa Elze, CEP: 49100-000, São Cristóvão - SE, Brasil;

^c Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, mkdebs@sc.usp.br, Av. Trabalhador SãoCarlense, 400, CEP: 13566-590, São Carlos - SP, Brasil.

1. Introdução

Embora a ligação pilar-fundação por meio de cálice seja bastante difundida nas estruturas de concreto pré-moldado do país, ainda existem dúvidas em relação ao seu comportamento, principalmente no que se refere à base do pilar.

Baseando-se no modelo de comportamento original proposto por Leonhardt & Mönig [1], os métodos subsequentes são considerados como variantes deste, diferenciando-se pela adição das forças de atrito e pela consideração da excentricidade da reação normal na base. O modelo mais atual de Canha [2] contempla todas essas variáveis adicionais com um equacionamento de forma bastante precisa.

Entretanto, a maioria dos métodos de cálculo existentes para essa ligação enfatiza mais o projeto e detalhamento do cálice, não incluindo informações e recomendações referentes ao comportamento interno e projeto da base dos pilares, ficando assim a análise do pilar limitada apenas ao cálculo das forças na base. Além dessa carência de estudos relativos à base do pilar, a possibilidade de se considerar mecanismos de resistência como o confinamento do concreto e redução dos esforços na base do pilar por causa do atrito, não incorporados nos modelos teóricos do pilar, foi mais uma motivação do trabalho de Ebeling [3], que incluiu uma investigação experimental da ligação do cálice de fundação com interfaces lisas, focando a análise para a base do pilar. Após os ensaios e análise dos resultados, foi proposto um modelo de bielas e tirantes para o projeto dessa base, mas que, entretanto, apresentava incompatibilidades com o modelo do cálice de Canha [2]. Desta forma, Campos [4] propôs um modelo de projeto adaptado para a base do pilar, compatibilizado com o modelo do cálice de Canha [2], com a incorporação da parcela da resistência do concreto, que é apresentado nesse trabalho.

2. Modelos existentes para a ligação do cálice de fundação com interfaces lisas

A Figura 1 ilustra a transferência de esforços na ligação, no caso de superfícies lisas entre o pilar e o colarinho.

Pelo concreto de preenchimento, o momento M_d e a força horizontal V_d atuando no pilar são transmitidos para as paredes transversais do cálice. Nas interfaces do pilar com essas paredes, surgem forças de atrito mobilizadas pelas pressões oriundas da transferência de forças na ligação. A força de atrito na parede frontal tem mesmo sentido da força normal N_d , enquanto na parede posterior, o sentido depende da relação entre as solicitações e da geometria, sendo para cima no caso de grandes excentricidades e podendo se inverter para o caso de pequenas excentricidades. A força normal N_d , reduzida pelas forças de atrito nas interfaces do pilar com as paredes transversais, é transmitida excentricamente para a base do cálice, mobilizando também forças de atrito na interface do pilar com a base da fundação.

O comportamento da ligação pilar-fundação por meio de cálice com interfaces lisas é semelhante para os diversos métodos existentes da literatura, ocorrendo variações principalmente nos parâmetros referentes às forças de atrito e reação normal na base da fundação.

Esse modelo de comportamento foi idealizado originalmente por Leonhardt & Mönig [1], embora as forças de atrito e a excentricidade e_{nb} da reação normal N_{bf} não sejam contabilizadas no seu modelo de projeto.

Nos métodos de Willert & Kesser [6] e da FIB PLANCHERS OS-SATURES & CERIB [7], são mobilizadas forças de atrito nas interfaces com as paredes transversais e com a base da fundação, desprezando-se, entretanto, a excentricidade e_{nb} da reação normal N_{bf} em relação ao centro do pilar.

Figura 1 - Transferência de esforços no cálice de fundação com interfaces lisas - adaptada de El Debs (5)

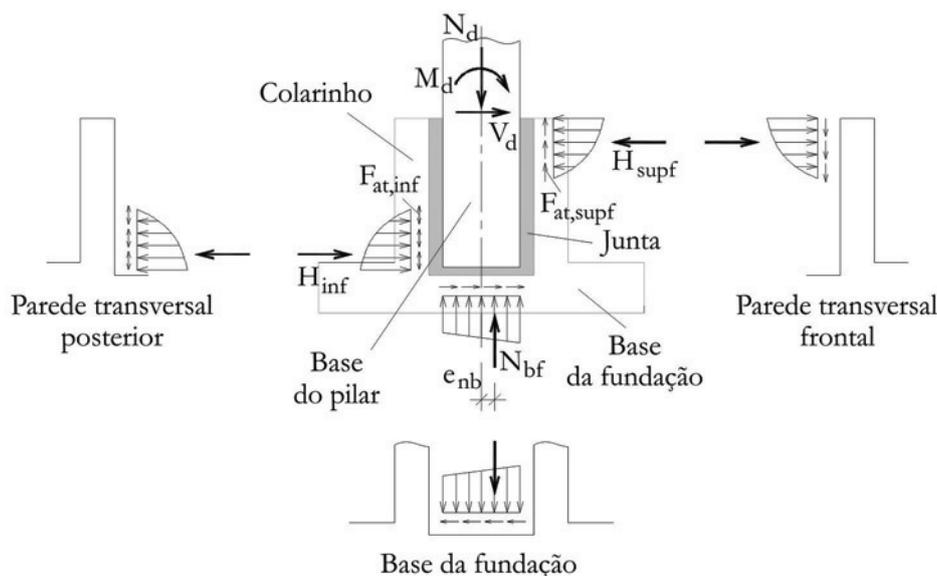
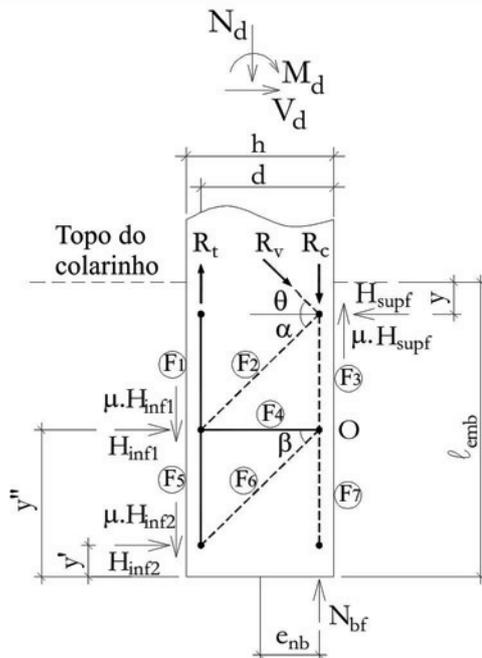


Figura 2 - Modelo de projeto para base do pilar liso proposto por Canha et al. (10)



Forças internas:

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

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

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

$$F_4 = H_{inf2}$$

$$F_5 = R_t - \mu \cdot H_{inf1} - (H_{supf} - V_d) \cdot \text{tg} \alpha$$

$$F_6 = - \left(\frac{H_{inf2}}{\cos \beta} \right)$$

$$F_7 = - (N_d - \mu \cdot V_d)$$

O modelo de Elliott [8] apresenta duas situações distintas, conforme a atuação ou não da força cortante horizontal V_d juntamente com a força normal N_d excêntrica. Em ambos os casos, as forças de atrito são consideradas apenas nas interfaces com as paredes transversais e a força normal é transmitida com excentricidade nula para a base da fundação. A diferença entre as duas situações se refere apenas que, quando existir a força cortante horizontal V_d , a força de atrito não é considerada no trecho da interface em que atua esta força.

Embora na formulação de Osanai et al. [9] sejam consideradas as forças de atrito nas interfaces do pilar com as paredes transversais e com a base da fundação e a excentricidade da reação normal na base do pilar, esse modelo só pode ser aplicado aos casos de força normal centrada e momento causado por força cortante horizontal atuando no topo do pilar.

O modelo mais completo é o proposto por Canha [2], onde todos os esforços N_d , M_d e V_d são contabilizados, além das forças de atrito nas interfaces do pilar com as paredes transversais e com a base da fundação e da excentricidade e_{nb} da reação normal N_{bf} , mostrando-se uma precisão nas equações de equilíbrio para a determinação das forças principais da ligação.

Esse método é aplicável aos casos de grandes excentricidades da força normal ($M_d/N_d \geq 2h$) e para comprimentos de embutimento recomendados pela NBR 9062:2006 [10]. Como o sentido da força de atrito na parede transversal posterior não é bem conhecido para o caso de pequenas excentricidades ($M_d/N_d \leq 0,15h$), nessa situação, recomenda-se em Campos [4] desprezar todas as forças de atrito, além da excentricidade e_{nb} da reação normal N_{bf} , recaído-se no modelo de Leonhardt & Mönning [1].

Conforme observado, no que se refere ao pilar, os modelos supracitados se limitam apenas à determinação das forças principais da

ligação (H_{supf} , H_{inf} e N_{bf}), não apresentando informações quanto ao comportamento interno e projeto da base dos pilares.

3. Modelo de projeto de Canha et al. [11]

Considerando a distribuição de forças e caminho de tensões, um modelo de biela e tirante é proposto na dissertação de Ebeling [3], para representar o comportamento da base do pilar pré-moldado embutido em cálice de fundação. Esse método é novamente apresentado em Canha et al. [11] com algumas modificações (Figura 2). São identificadas na base do pilar, duas bielas de compressão, sendo que uma causa pressões no topo da parede frontal e no meio da parede posterior, e outra que causa pressão no fundo da parede posterior. Canha et al. [11] sugere que essas bielas inclinadas são similares a um caminho de tensões de cargas próximo aos apoios de uma viga. Assim, a partir desses caminhos das tensões, é possível determinar as resultantes de pressões nas paredes e a excentricidade da reação na base da fundação.

Os valores de $\text{tg} \alpha$ e $\text{tg} \beta$ são calculados pelas equações 1 e 2, respectivamente:

$$\text{tg} \alpha = \frac{l_{emb} - y - y''}{d - 0.5h + e_{nb}} \quad (1)$$

$$\text{tg} \beta = \frac{y'' - y'}{d - 0.5h + e_{nb}} \quad (2)$$

sendo que:

$$y = \frac{l_{emb}}{6} \quad y' = \frac{l_{emb}}{10} \quad y'' = 0,5l_{emb} \quad e_{nb} = 0,5h - \frac{0,8x}{2}$$

Esses valores devem ser adotados de maneira que satisfaçam a condição de que o ângulo formado entre os eixos das bielas diagonais e os banzos esteja entre 18,4° e 45°, conforme o critério de dimensionamento do código modelo CEB-FIP MC-90 [12].

Os valores de R_t , R_v e R_c são obtidos pela teoria da flexo-compressão utilizada no cálculo de pilares e estão apresentadas nas equações 3, 4 e 5, respectivamente:

$$R_t = \frac{M_d - N_d \cdot e_{nb} + V_d \cdot y}{d - 0,5h + e_{nb}} \quad (3)$$

$$R_v = \frac{V_d}{\cos \theta} \quad (4)$$

$$R_c = N_d + R_t - V_d \cdot \tan \theta \quad (5)$$

O problema possui três equações de equilíbrio, duas de forças nas direções x e y e uma de momentos na direção z em relação ao ponto O da Figura 2, apresentadas, respectivamente, nas equações 6, 7 e 8:

$$H_{inf1} + H_{inf2} = H_{supf} - V_d \quad (6)$$

$$F_{nb} = N_d - \mu \cdot V_d \quad (7)$$

$$tg\alpha \cdot H_{supf} + \mu(H_{inf1} + H_{inf2}) + tg\beta \cdot H_{inf2} - \frac{M_d - N_d \cdot e_{nb} + V_d \cdot y}{d - 0,5 \cdot h + e_{nb}} - tg\alpha \cdot V_d = 0 \quad (8)$$

Como o problema é estaticamente indeterminado, pois existem três equações de equilíbrio e quatro incógnitas a serem determinadas, para resolver o problema foi considerada a compatibilidade estática através da definição do valor das pressões H_{inf1} e H_{inf2} como porcentagens da pressão H_{supf} subtraída da força cortante V_d , e apresentados nas equações abaixo:

$$H_{inf1} = (1 - \eta) \cdot (H_{supf} - V_d) \quad (9)$$

$$H_{inf2} = \eta \cdot (H_{supf} - V_d) \quad (10)$$

Procedendo as combinações necessárias, resulta a equação 11 para cálculo de H_{supf} :

$$H_{supf} = \frac{\frac{M_d - N_d \cdot e_{nb} + V_d \cdot y}{d - 0,5 \cdot h + e_{nb}} + V_d \cdot \left(\mu + tg\alpha + \eta \cdot tg\beta + \frac{y}{d - 0,5 \cdot h + e_{nb}} \right)}{tg\alpha + \mu + \eta \cdot tg\beta} \quad (11)$$

Colocando a equação acima em função de R_t , obtém-se a seguinte expressão para a pressão H_{supf} :

$$H_{supf} = \frac{R_t + V_d \cdot (\mu + tg\alpha + \eta \cdot tg\beta)}{tg\alpha + \mu + \eta \cdot tg\beta} \quad (12)$$

O coeficiente η é o coeficiente ponderador das pressões inferiores, e representa uma porcentagem de H_{supf} reduzida da força cortante V_d . Esse coeficiente é definido em função do coeficiente de atrito μ e calculado pela equação 13:

$$\eta = 0,42 \cdot e^{-1,64 \cdot \mu} \quad (13)$$

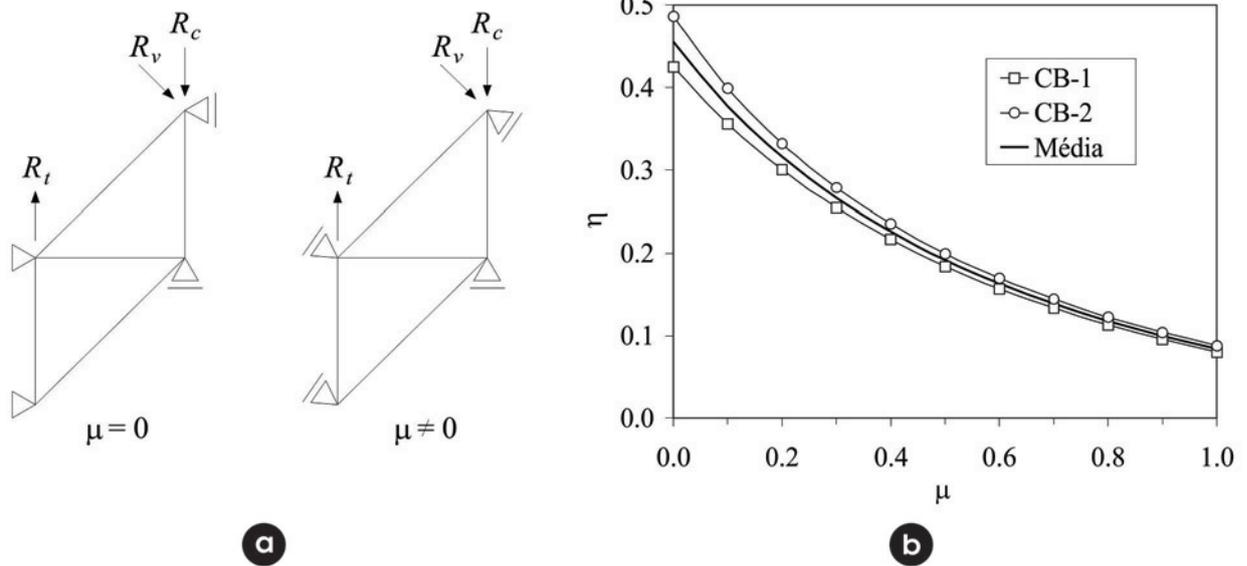
A equação 13 foi definida representando-se o modelo de bielas e tirantes proposto por uma treliça hiperestática, aplicando-se as forças R_t , R_v e R_c obtidas com os valores últimos dos esforços dos ensaios realizados, e com as reações H_{inf1} , H_{inf2} , H_{supf} e N_{bf} atuando nos apoios dessa treliça, como mostra a Figura 3(a). Variou-se o coeficiente de atrito μ para os dois modelos ensaiados CB-1 e CB-2, e a partir das curvas $\mu \times \eta$ dos dois modelos, obteve-se a curva média apresentada na Figura 3(b), de modo que foi determinada a equação 13.

O modelo proposto é válido para os casos de grande excentricidade e para comprimentos de embutimento com intervalo de 1,6h a 2,0h. O coeficiente ponderador η , é definido em função do coeficiente de atrito μ , que é igual a 0,3 para o caso de interfaces lisas. Assim, aplicando a equação 13, o coeficiente ponderador η é 0,26. As forças internas do modelo são determinadas a partir da análise do equilíbrio da treliça da Figura 2 e apresentadas nessa mesma figura. A partir da determinação da força F_4 , a armadura transversal necessária pode ser calculada. Essa armadura deve ser distribuída na região da base do pilar equivalente a distância de $y'' - y'$. Para esse método, a força de atrito na base não foi considerada porque as deformações no estribo nessa região foram pequenas.

4. Modelo de projeto proposto

Analisando o modelo de projeto proposto por Canha et al. [11], que

Figura 3. Determinação de η : (a) Variação de μ ; (b) curva $\mu \times \eta$ (Canha et al. (10))



é um método adaptado do proposto por Ebeling [3], para análise da base do pilar pré-moldado, verifica-se que esse é incompatível com o modelo proposto de Canha [2] para o dimensionamento do cálice de fundação com interfaces lisas, conforme apresenta a Figura 4. No método de biela e tirante do pilar, apresentado na Figura 2, existem duas resultantes de pressão inferior H_{inf} no lado tracionado do pilar, sendo que no modelo de projeto do cálice, existe somente uma resultante H_{inf} na parede posterior. Percebe-se ainda que, no modelo da Figura 2, não foram consideradas as forças de atrito na base do pilar, diferentemente do modelo de projeto do cálice de fundação.

Dessa maneira, esse artigo apresenta um novo modelo de projeto adaptado para análise da base do pilar. Além da retirada do apoio intermediário, é analisada a inclusão das forças de atrito na base do pilar para que esse método fique semelhante ao modelo de comportamento do cálice de fundação.

Outra observação é de que o modelo de biela e tirante proposto por Ebeling [3] não considera a parcela resistida pelo concreto na determinação das forças e posteriormente no dimensionamento da armadura transversal. Assim entende-se que é necessário considerar a contribuição do concreto na resistência da ligação para que o modelo da base do pilar represente bem o comportamento dessa região. Além disso, sabe-se que na região de embutimento, o concreto está confinado, de forma que essa parcela de resistência do concreto à força cortante é ainda maior.

O modelo adaptado, com as modificações propostas, está representado na Figura 5.

Também foram inseridos sinais nas equações de determinação das forças internas, sendo que o sinal positivo indica tração e o negativo indica compressão.

Os valores de y , y' e e_{nb} são calculadas pelas equações 14, 15 e 16, respectivamente:

$$y = \frac{\ell_{emb}}{10} \tag{14}$$

$$y' = \frac{\ell_{emb}}{10} \tag{15}$$

$$e_{nb} = 0.5h - \frac{0.8x}{2} \tag{16}$$

Por questões práticas, é permitido definir a excentricidade e_{nb} , na base do pilar através da equação 17, assim como no modelo do cálice de fundação.

$$e_{nb} = \frac{h}{4} \quad (17)$$

E as resultantes R_t , R_v e R_c são definidas pelas equações 18, 19 e 20, respectivamente:

$$R_t = \frac{M_d - N_d \cdot e_{nb} + V_d \cdot y}{d - 0.5h + e_{nb}} \quad (18)$$

$$R_v = \frac{V_d}{\cos \theta} \quad (19)$$

$$R_c = N_d - V_d \cdot \operatorname{tg} \theta + R_t \quad (20)$$

O ângulo α de inclinação das bielas em relação às armaduras é determinado de acordo pela equação 21:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\ell_{emb} - y - y'}{2(d - 0.5h + e_{nb})} \quad (21)$$

O problema, agora estaticamente determinado, contendo três incógnitas (H_{supf} , H_{inf} e N_{bf}), pode ser resolvido com as três equações de equilíbrio, duas de forças nas direções x e y e uma de momentos na direção z em relação ao ponto O da Figura 5, as quais são apresentadas, respectivamente, nas equações 22, 23 e 24:

$$H_{supf} - H_{inf} - \mu \cdot N_{bf} - V_d = 0 \quad (22)$$

$$N_d - \mu \cdot V_d - (1 + \mu^2) F_{nb} = 0 \quad (23)$$

Figura 4 - Modelo de projeto para cálice liso proposto por Canha (2)

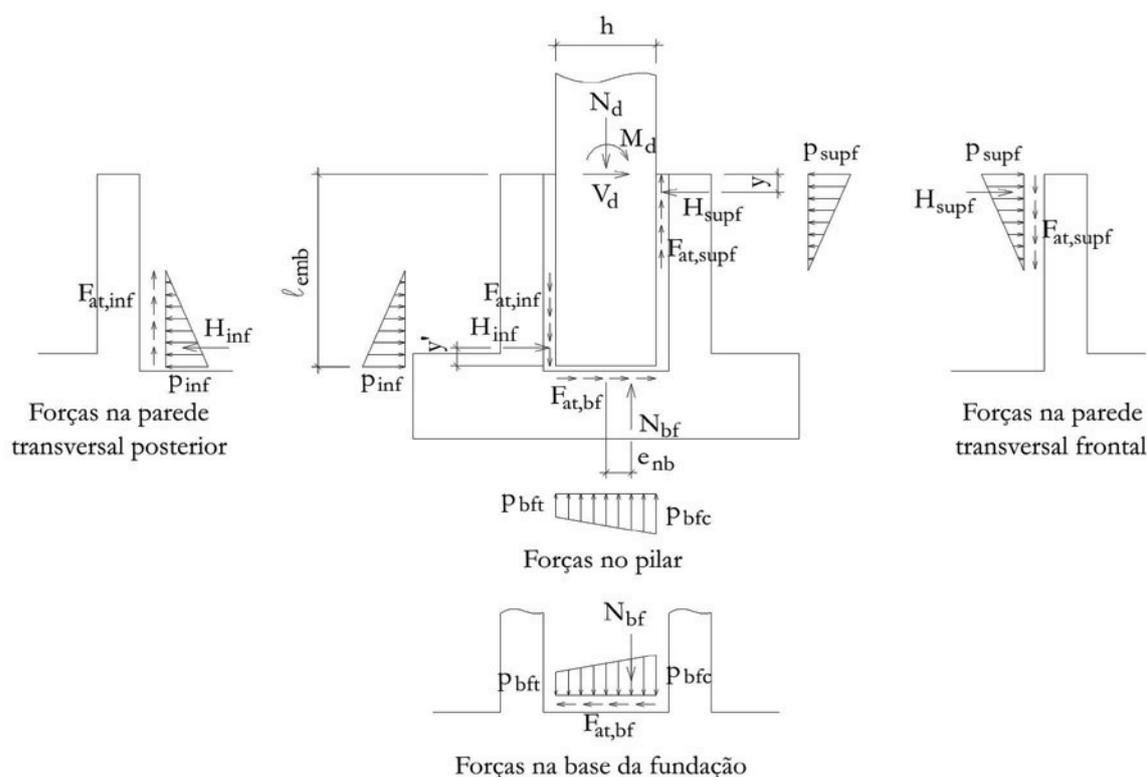
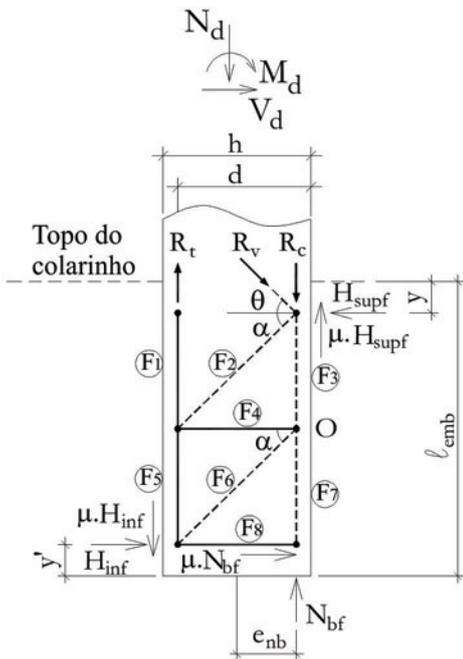


Figura 5 - Modelo de projeto adaptado proposto para análise da base do pilar pré-moldado (Campos (4))



Forças internas:

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

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

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

$$F_4 = H_{inf}$$

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

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

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

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

$$\operatorname{tg} \alpha \cdot H_{supf} + (\mu + \operatorname{tg} \alpha) \cdot H_{inf} + \mu \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot N_{bf} - \operatorname{tg} \alpha \cdot V_d - \frac{M_d - N_d \cdot e_{nb} + V_d \cdot y}{d - 0,5 \cdot h + e_{nb}} = 0 \quad (24)$$

Após a combinação dessas equações de equilíbrio, são definidas, respectivamente, pelas equações 25, 26 e 27, a pressão na parede transversal frontal H_{supf} , a pressão na parede transversal posterior H_{inf} e a reação normal na base da fundação N_{bf} .

$$H_{supf} = \frac{\frac{M_d}{d - 0,5 \cdot h + e_{nb}} + N_d \left(\frac{\mu^2}{1 + \mu^2} - \frac{e_{nb}}{d - 0,5 \cdot h + e_{nb}} \right) + V_d \left(\frac{\mu}{1 + \mu^2} + \frac{y}{d - 0,5 \cdot h + e_{nb}} + 2 \cdot \operatorname{tg} \alpha \right)}{\mu + 2 \cdot \operatorname{tg} \alpha} \quad (25)$$

$$H_{inf} = H_{supf} - \frac{\mu \cdot N_d + V_d}{1 + \mu^2} \quad (26)$$

$$N_{bf} = \frac{N_d - \mu \cdot V_d}{1 + \mu^2} \quad (27)$$

Esse modelo de cálculo é indicado para a base de pilares embutidos em cálices de fundação com interfaces lisas, submetidos à força normal de grande excentricidade e com comprimentos de embutimento determinados de acordo com a NBR 9062:2006 [10], pois nos estudos de Ebeling [3] verificou-se que, o protó-

tipo físico com comprimento de embutimento menor que o recomendado apresentou maiores deslocamentos e tensões nas armaduras.

Em Canha [2], foi comprovada a importância da consideração das forças de atrito na determinação das pressões, pois essa concepção aproxima os valores teóricos dos experimentais.

$$H_{supf} = \frac{M_d}{d - 0,5 \cdot h} + V_d \cdot \left(\frac{y}{d - 0,5 \cdot h} + 2 \cdot \operatorname{tg} \alpha \right) \quad (28)$$

$$H_{inf} = H_{supf} - V_d \quad (29)$$

$$N_{bf} = N_d \quad (30)$$

Em relação à ancoragem da armadura longitudinal do pilar, verificou-se através de análises das deformações no pilar na região de embutimento, observou-se que na distância de $0,5 \cdot l_{emb}$ e $0,6 \cdot l_{emb}$ na direção base-topo colarinho, as deformações foram próximas das deformações de escoamento, para os dois protótipos ensaiados por Ebeling [3]. Esses valores indicam que as transferências das tensões da armadura para o concreto ocorrem a partir desses pontos no sentido descendente.

Assim, a recomendação apresentada pelo modelo de Leonhardt &

Mönnig [1], que indica o comprimento de ancoragem definido pela equação 31, é válida.

$$l_{anc} = \frac{l_{emb}}{2} \quad (31)$$

5. Análise dos resultados do modelo de projeto proposto

Um método de biela e tirante adaptado foi proposto nesse trabalho com intuito da compatibilização do modelo de comportamento do cálice de fundação proposto em Canha [2] com o modelo da base do pilar pré-moldado apresentado em Canha et al. [11]. As modificações realizadas foram a retirada de um dos apoios existentes no lado tracionado do pilar e a inclusão das forças de atrito na base do pilar pré-moldado. Para quantificar a diferença entre a consideração ou não dessas forças, foi feito um exemplo de cálculo, sendo que os resultados estão apresentados na Tabela 1. Para o cálculo, o carregamento utilizado foi o observado nos en-

saios dos modelos de Ebeling [3], que foi de 242 kN de força normal e 290 kN.m de momento fletor. Não houve aplicação de força cortante nos modelos ensaiados. Optou-se por esse carregamento, pois dessa maneira é possível comparar os resultados teóricos do modelo com os resultados experimentais. Com esse carregamento chega-se a uma situação de grande excentricidade da força normal. Foi adotada seção do pilar pré-moldado de 40 cm x 40 cm e os demais parâmetros foram:

- Junta de 5 cm e comprimento de embutimento para grande excentricidade definido conforme NBR 9062:2006 [10] (interfases lisas: $l_{emb} = 2,0.h$);
- Coefficiente de atrito $\mu=0,3$;
- Excentricidade da reação normal na base $e_{nb} = h/4$;
- Distância de aplicação de H_{supf} e H_{inf} determinados por $y = y' = l_{emb} / 10$;
- Resistência média a compressão do concreto $f_{cm} = 54$ MPa (resistência do pilar pré-moldado ensaiado por Ebeling [3]).
- Resistência ao escoamento da armadura longitudinal de 580 MPa e da armadura transversal de 613 MPa (valores caracterizados em Ebeling [3]).
- O ângulo de inclinação α das bielas em relação às armaduras resultante dessa situação é de $49,8^\circ$.

Tabela 1 - Análise da base do pilar pré-moldado

Variáveis		Situações	
		Considerando forças de atrito na base	Sem forças de atrito na base
Pressões (kN)	H_{supf}	376	369
	H_{inf}	310	369
	F_{bf}	222	242
Resultantes de tração e compressão (kN)	R_v	0	0
	R_t	984	984
	R_c	1226	1226
Forças internas (kN)	F_1	+ 984	+ 984
	F_2	- 583	- 572
	F_3	- 668	- 679
	F_4	+ 310	+ 369
	F_5	+ 460	+ 548
	F_6	- 480	- 572
	F_7	- 222	- 242
	F_8	+ 67	-

Convenção: + para forças de tração e - para forças de compressão

As forças internas indicadas na Tabela 1 foram determinadas pelas equações descritas na Figura 5.

Analisando os resultados, verifica-se que a resultante H_{supf} resulta próxima nas duas situações, sendo apenas 2% maior, quando se considera forças de atrito na base. Observa-se que na situação da ausência da força cortante V_d e das forças de atrito na base, as resultantes H_{supf} e H_{inf} são iguais, assim como as reações N_{bf} e N_d . As resultantes de tração e compressão apresentam o mesmo valor para as duas situações, e a resultante R_v é nula, pois não existe aplicação de força horizontal.

Quanto às forças internas, verifica-se que os valores foram pouco divergentes, sendo a principal diferença a existência da força F_8 quando considerada a força de atrito na base. A força F_4 , que é a força na armadura na metade do comprimento de embutimento, resultou aproximadamente 20% maior quando não existe força de atrito na base. Isso ocorre, pois essa é a única região com armadura transversal.

Em geral, é possível afirmar que a consideração da força de atrito na base não influencia de maneira significativa no dimensionamento da base do pilar pré-moldado. Assim, com o objetivo de compatibilizar os modelos do cálice e do pilar pré-moldado e também apresentar uma distribuição de armaduras em todo o comprimento de embutimento do pilar, será recomendado, para os casos de grande excentricidade, o método que considera as forças de atrito na base. Entretanto, para a situação em que a força normal resultar de pequena excentricidade, deve ser utilizado o modelo que não considera nenhuma força de atrito, assim como é adotado para o dimensionamento do cálice.

Para cálculo da armadura transversal do pilar na região do comprimento de embutimento, ainda é necessário determinar a parcela resistida pelo concreto para posterior redução das forças nos tirantes. Para esse exemplo, como a resistência média à compressão do concreto é de $f_{cm} = 54$ MPa, a parcela resistida pelo concreto é de $V_c = 266$ kN.

Com o valor da força no tirante F_4 , apresentado na Tabela 1, e da parcela V_c , é possível determinar a força que deve ser resistida pela armadura na região da metade do comprimento de embutimento. Após os cálculos, definiu-se o valor de 43 kN, que é a força que deve ser resistida pela armadura. Esse resultado equivale a uma armadura de apenas 3,10 cm²/m.

Analisando os resultados apresentados em Canha et al. [11], observa-se que a força experimental no tirante F_4 , medida pelo extensômetro, foi de 40 kN, enquanto que a força resultante pela aplicação do seu modelo foi de 147 kN, considerando coeficiente de atrito $\mu=0,3$.

Comparando as forças teóricas resultantes da aplicação dos dois modelos com a força experimental obtida, percebe-se que o modelo proposto nesse estudo fornece um resultado mais compatível com o valor experimental, sendo, portanto mais adequado para análise da base do pilar pré-moldado.

Como o pilar pré-moldado nessa região deve ser armado com uma armadura transversal igual ou superior à armadura mínima, é necessário calculá-la e compará-la com a armadura resultante do dimensionamento. Para esse caso, a armadura mínima é de 6,90 cm²/m e a obtida pela aplicação do modelo adaptado é de 3,10 cm²/m. Assim, deve-se adotar, neste caso, armadura mínima na região de embutimento do pilar pré-moldado no cálice de fundação.

6. Considerações finais e conclusões

Após a análise do método da base do pilar pré-moldado apresentado em Canha et al. [11] e do modelo do cálice proposto em Canha [2] para interfaces lisas, observa-se uma incompatibilidade entre estes, no que se refere às resultantes de pressões inferiores na parede do lado tracionado da ligação (parede posterior cálice) e também quanto à força de atrito na base da fundação.

Além disso, o modelo apresentado em Canha et al. [11] para a base do pilar pré-moldado liso não considera a contribuição do concreto na resistência da ligação. Desta forma, a formulação proposta em Campos [4] e apresentada nesse trabalho para o projeto da base do pilar foi compatibilizada com o modelo do cálice de Canha [2], com a adição da contribuição do concreto na resistência da ligação, não incorporada anteriormente no modelo de Canha et al. [11].

Para a verificação do novo modelo proposto para a base do pilar, os resultados teóricos foram comparados com os resultados experimentais dos protótipos de Ebeling [3], analisando-se duas situações: uma considerando as forças de atrito na base e outra sem as considerar.

Após a análise desses resultados, algumas conclusões podem ser delineadas:

- A resultante de pressão na parede frontal H_{supf} foi muito próxima nas duas situações, sendo apenas 2% maior, quando se considera forças de atrito na base;
- Quando a força cortante V_d é nula e as forças de atrito na base não são consideradas, as resultantes de pressão na parede frontal H_{supf} e na parede posterior H_{inf} são iguais, assim como as reações na base da fundação N_{bf} e a força normal N_d ;
- Os valores das forças internas no modelo de bielas e tirantes foram relativamente próximos, onde a principal diferença é a existência de um tirante na base quando são consideradas as forças de atrito na base;
- A força na armadura na metade do comprimento de embutimento foi em torno de 20% maior quando não existe força de atrito na base;
- Embora a existência das forças de atrito na base não influencie significativamente os valores esforços na base do pilar, o novo modelo recomendado para os casos de grande excentricidade contempla a consideração dessas forças de forma a ser compatível com o método do cálice e também apresentar uma distribuição de armaduras em todo o comprimento de embutimento do pilar;
- No caso de pequena excentricidade, recomenda-se não considerar nenhuma força de atrito, tanto para o projeto do cálice como para o pilar;
- O modelo proposto nesse trabalho apresentou resultados bem mais próximos dos valores experimentais que o método de Canha et al. [11]. Para o tirante F_4 , a força obtida experimentalmente foi de 40 kN, enquanto que, as forças teóricas foram de 147 kN para o método apresentado em Canha et al. [11] e de 43 kN para o modelo adaptado nesse estudo. Portanto, o modelo proposto mostrou-se mais apropriado para o projeto da base do pilar pré-moldado liso.

7. Agradecimentos

À CAPES, pelo apoio financeiro das bolsas de Mestrado da autora principal e de Pós-Doutorado da segunda autora. À FAPESP,

pelo apoio através do projeto temático “Nucleação e incremento da pesquisa, inovação e difusão em concreto pré-moldado e estruturas mistas para a Modernização da Construção Civil” (proc. 05/53141-4). Ao CNPq, pela bolsa de Produtividade em Pesquisa dos segundo e terceiro autores.

8. Referências bibliográficas

- [01] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Vorlesungen uber massivbau*, Berlin.: Springer-Verlag, 1973.
(Portuguese version: *Construções de concreto: Princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado*, Rio de Janeiro: Interciência, 1.ed, v.3., 1977.)
- [02] CANHA, R. M. F. *Theoretical-experimental study of column-foundation connection through socket of precast concrete structures*, São Carlos, 2004, PhD Thesis – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, 279 p.
- [03] EBELING, E. B. *Analysis of precast column base in the connection with socket foundation*, São Carlos, 2006, MSc Thesis – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, 103 p.
- [04] CAMPOS, G. M. *Recommendations for the design of socket foundations*, São Carlos, 2010, MSc Thesis – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, 183 p.
- [05] EL DEBS, M.K. *Precast concrete: principles and applications*. 1.ed. São Carlos, SP, Publication EESC-USP. 2000.
- [06] WILLERT, O.; KESSER, E. Foundations for bottom-end fixed precast concrete columns. *Betonwerk+Fertigteil-Technik*, v.49, n.3, p.137-142. 1983.
- [07] FÉDÉRATION DE L'INDUSTRIE DU BETÓN PLANCHERS OSSATURE; CENTRE D'ÉTUDES ET DE RECHERCHES DE L'INDUSTRIE DU BETÓN. *Recommendations professionnelles pour les assemblages entre elements d'ossature*. CERIB, 2001.
- [08] ELLIOTT, K.S. *Multi-storey precast concrete framed structures*. Oxford, Blackwell Science. 1996.
- [09] OSANAI, Y.; WATANABE, F.; OKAMOTO, S. Stress transfer mechanism of socket base connections with precast concrete columns. *ACI Structural Journal*, v.93, n.3, p.266-276, May/June. 1996.
- [10] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. *Design and fabrication of precast concrete structures*. - NBR 9062, Rio de Janeiro, 2006.
- [11] CANHA, R. M. F.; EBELING, E. B.; EL DEBS, A. L. H. C.; EL DEBS, M. K. Analysing the base of precast column in socket foundations with smooth interfaces. *Materials and Structures*, v.42, n.6, 2009; p. 725-737.
- [12] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990*, London: Thomas Telford, 1993.