

Design model and recommendations of column-foundation connection through socket with rough interfaces

Modelo e recomendações de projeto da ligação pilar-fundação por meio de cálice com interfaces rugosas



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

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

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

Abstract

The present work proposes design models and recommendations for column-foundation connection through socket with rough interfaces, including the shear key configuration, the socket and the precast column base. In the experimental investigations, the behavior of socket and column as a monolithic connection was verified. However, for this to occur, the shear key dimensions must be between the limits suggested by the study. Considering the total transfer of internal forces in the connections, the vertical reinforcement should be designed based on the bending theory. The proposed model for the design of the transverse horizontal reinforcement, considering monolithic behavior of the connection, was found to be in good agreement with the observed experimental results. With adjustments to this model for the socket, a new model for the design of precast column bases is proposed and compared with other model adapted for rough interfaces.

Keywords: socket foundation, precast columns base, rough interfaces, shear keys, pedestal walls

Resumo

Nesse trabalho, são propostos modelos e recomendações de projeto para a ligação pilar-fundação por meio de cálice com interfaces rugosas, incluindo a configuração das chaves de cisalhamento, o cálice e a base do pilar pré-moldado. Nas investigações experimentais abrangidas neste estudo, foi constatado que nas ligações rugosas ocorre o funcionamento conjunto do cálice com o pilar como em uma ligação monolítica. Entretanto, para que isso ocorra, é necessário que as dimensões das chaves de cisalhamento estejam entre os limites recomendados nesse estudo. Considerando a transferência total de esforços na ligação, a armadura vertical deve ser dimensionada segundo a teoria de flexão. O modelo proposto para o dimensionamento da armadura horizontal transversal, também baseado no comportamento monolítico da ligação, forneceu bons resultados quando comparados com os valores experimentais. A partir desse modelo calibrado para o cálice, é proposta uma nova formulação para a base do pilar pré-moldado, a qual é comparada com outro modelo adaptado para interfaces rugosas.

Palavras-chave: cálice de fundação, base de pilares pré-moldados, interfaces rugosas, chaves de cisalhamento, colarinho

^a 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;

^b 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;

^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

A ligação pilar-fundação por meio de cálice consiste no embutimento de um certo trecho do pilar pré-moldado em uma cavidade no elemento de fundação. Essa ligação é bastante utilizada nas estruturas de concreto pré-moldado do mundo inteiro, sendo a mais difundida no Brasil entre os outros tipos disponíveis para a ligação pilar-fundação.

Com este trabalho, complementa-se a análise do cálice de fundação, que foi iniciada com Canha & El Debs [1], onde apresenta-se uma análise crítica dos modelos e recomendações para o cálice, e Canha & El Debs [2], com uma proposta de modelo de projeto para o cálice, sendo nessas duas publicações, entretanto, dado um enfoque maior nos modelos com atrito para o cálice liso. Mais recentemente, em Campos et al. [3], são apresentadas indicações para o projeto da base de pilares no cálice com interface lisa.

O trabalho visa apresentar um procedimento de projeto completo e detalhado para a ligação pilar-fundação por meio de cálice com interfaces rugosas, incluindo a configuração desse tipo de interface com chaves de cisalhamento proposta por Canha [4], os modelos de projeto refinados por Campos [5] e suas recomenda-

ções para o cálice rugoso. Com o trabalho de Campos [5], ainda verificou-se que algumas questões referentes à ligação rugosa ainda não foram resolvidas, como, por exemplo, a base do pilar. Considerando a constatação de Canha [4] de que o modelo para o cálice liso pode ser utilizado para o caso de interfaces rugosas, ajustando-se o coeficiente de atrito para 1,0, adotou-se o mesmo procedimento nesse trabalho adaptando-se o modelo proposto em Campos et al. [3] para a base do pilar rugoso. Complementando as formulações e recomendações propostas nesse trabalho, um novo modelo é proposto para o dimensionamento da base do pilar rugoso, baseando-se no comportamento monolítico das ligações rugosas constatado por Canha [4]. Os resultados dos dois modelos para a base do pilar são então confrontados.

2. Modelo e recomendações de projeto para o cálice com interfaces rugosas

2.1 Configuração da interface rugosa

A ligação do cálice de fundação é definida como rugosa quando são executadas, nas paredes internas do cálice e no pilar

Figura 1 – Modelo para o cálculo da resistência máxima ao cisalhamento (Rizkalla et al. (7))

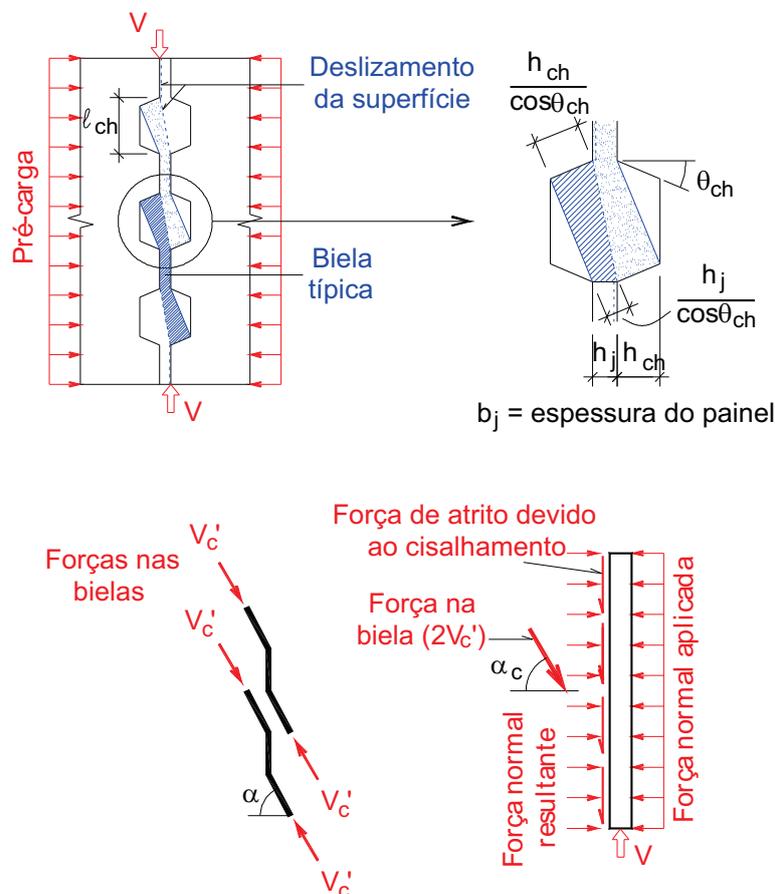
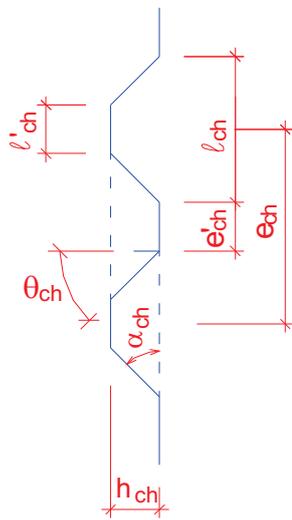


Figura 2 - Variáveis das chaves de cisalhamento (Canha (4))



pré-moldado na região de embutimento, chaves de cisalhamento que contribuem para a transferência de esforços na ligação. Além das parcelas de adesão e atrito, essas chaves proporcionam uma parcela adicional à resistência ao cisalhamento da interface em razão da aderência mecânica. Entretanto, não se conhecem recomendações específicas para as dimensões dessas chaves, além das que constam na NBR 9062:2006 [6], de maneira a garantir uma transferência adequada de esforços na ligação rugosa.

De forma a dar um embasamento para a adoção das dimensões das chaves de cisalhamento das ligações rugosas do cálice de fundação ensaiadas por Canha [4], foi necessário utilizar um modelo teórico para uma análise qualitativa e sistemática dos parâmetros da forma das mesmas. Para tanto, utilizou-se o modelo de Rizkalla et al. [7], o qual é ilustrado na Figura 1. Esse modelo é utilizado para o cálculo da resistência ao cisalhamento de painéis paredes dotados de chaves de cisalhamento e unidos por argamassa seca (“drypack”). O mesmo foi aferido com os resultados de uma investigação experimental em protótipos com interface lisa e com chaves de cisalhamento em duas configurações, chamadas de chave pequena e chave grande. Baseando-se no comportamento observado após a fissuração dos protótipos, a força máxima de cisalhamento V das ligações com chaves pode ser estimada conforme a equação 1, sendo o primeiro membro representa a resistência devido à compressão das bielas entre fissuras diagonais (V_c) e o segundo membro a resistência por atrito ao longo da superfície de deslizamento (V_f). Os parâmetros geométricos das chaves são apresentados na Figura 2.

$$V = (n_{ch} - 1)f_{cr}A_{cs} \sin \alpha_c + \mu(\sigma_n A_c - (n_{ch} - 1)f_{cr}A_{cs} \cos \alpha_c) \quad (1)$$

Sendo que:

- n_{ch} : é o número de chaves de cisalhamento
- f_{cr} : é a resistência à compressão da junta fissurada
- $A_{cs} = \frac{1}{2}(h_j + h_{ch})b_j / \cos \theta_{ch}$: é definida como a área da seção transversal média da parte diagonal da biela
- $\alpha_c = \tan^{-1}(l_{ch} / h_j)$: é a inclinação da parte diagonal da biela com a horizontal.

Na Figura 2, as grandezas envolvidas são:

- e_{ch} : Espaçamento entre eixos das chaves de cisalhamento
- e'_{ch} : Espaçamento interno entre chaves de cisalhamento
- h_{ch} : Altura da chave de cisalhamento
- l_{ch} : Base maior da chave de cisalhamento
- l'_{ch} : Base menor da chave de cisalhamento
- α_{ch} : Inclinação da face da chave de cisalhamento em relação à linha paralela ao eixo da junta
- λ_{ch} : Relação entre a base maior e a altura da chave de cisalhamento
- θ_{ch} : Inclinação da face da chave em relação à linha perpendicular ao eixo da junta.

É possível definir a relação geométrica da chave de cisalhamento através da equação 2:

$$\lambda_{ch} = l_{ch} / h_{ch} \quad (2)$$

Os principais resultados da aplicação do modelo de Rizkalla et al. [7] são apresentados na Figura 3.

Na primeira análise (Figura 3(a)), na qual foi feita a variação do ângulo α_{ch} da face da chave, observa-se um crescimento da resistência ao cisalhamento com a diminuição de α_{ch} até o ângulo $\alpha_{ch,lim}$, que limita o valor da base menor l'_{ch} a λ_{ch} em zero. O valor de $\alpha_{ch,lim}$ para a chave pequena foi igual a 45° e para a chave grande foi 35° . Vale ressaltar que, conforme Lacombe & Pommeret [8], quando esse ângulo é inferior a 45° , a ruptura da ligação ocorre por deslizamento entre as chaves de cisalhamento.

Considerando-se o crescimento da base l_{ch} e mantendo-se a altura h_{ch} e o ângulo da face α_{ch} constantes, o valor de λ_{ch} aumenta, ocasionando a redução da resistência ao cisalhamento, como ilustra a Figura 3(b). Ainda com relação ao parâmetro λ_{ch} , observa-se que a redução na resistência é muito maior no primeiro trecho da curva, até o valor limite $\lambda_{ch} = 6$ indicado por Lacombe & Pommeret [8], e que a partir daí a resistência se torna pequena, tendendo a um valor constante para valores elevados de λ_{ch} . De acordo com a Figura 3(c), o aumento de λ_{ch} ocasionado pela diminuição de h_{ch} também induz ao decréscimo da resistência ao cisalhamento. Variando-se o número de chaves n_{ch} , o espaçamento entre chaves e_{ch} se torna reduzido quanto maior esse número, o que consequentemente leva ao aumento da resistência ao cisalhamento V , como ilustra a Figura 3(d).

Através da avaliação teórica pelo modelo de Rizkalla et al. [7], espera-se que uma relação geométrica da chave $\lambda_{ch} \leq 6$ proporcione uma transferência de tensões adequada na interface pilar-colarinho. Adotando chaves com ângulo $\alpha_{ch} = 45^\circ$, espaçamento interno de $e'_{ch} = 4 \text{ cm}$ e uma relação máxima $\lambda_{ch} = 6$, para considerar a simetria da chave de cisalhamento no lado inverso da interface, ocorre uma boa transferência de tensões de cisalhamento entre o pilar e o cálice.

A NBR 9062:2006 [6] recomenda uma rugosidade mínima de $h_{ch} = 1 \text{ cm}$ a cada 10 cm de junta, para que essa ligação apresente um comportamento monolítico. No entanto, não se especifica a que distância esses 10 cm de junta se refere. Assim, será adotado que o comprimento de 10 cm seja igual à soma da base maior da chave ℓ_{ch} e o espaçamento interno entre as chaves e'_{ch} , o que fornece uma chave para cada comprimento de junta considerado, como ilustrado na Figura 4(a).

Para dimensões mínimas das chaves de cisalhamento é indicado que a base maior da chave seja igual a duas vezes o diâmetro máximo do agregado graúdo e que a altura seja no mínimo equivalente à metade desse agregado, como ilustra a Figura 4(b), de maneira a possibilitar a entrada de agregado graúdo na chave durante a concretagem. No caso de chaves simétricas, deve-se

considerar para o diâmetro máximo do agregado graúdo o maior entre os três “concretos” da ligação do cálice (cálice, pilar e junta). Para a definição da rugosidade a ser adotada nos protótipos físicos ensaiados por Canha [4], as chaves de cisalhamento foram realizadas respeitando os limites impostos pela NBR 9062:2006 [6] e os resultados apresentados referentes à avaliação paramétrica com o modelo de Rizkalla et al. [7]. Foram utilizadas duas configurações de chaves de cisalhamento, uma com as dimensões máximas da Figura 4(a) para o protótipo IR1 e outra com dimensões um pouco menores que os valores mínimos indicados na Figura 4(b) para o protótipo IR2.

Após os estudos teórico-experimentais desenvolvidos por Canha [4] relativos ao cálice de fundação, foi constatado que os modelos com interfaces rugosas apresentaram um comportamento seme-

Figura 3 – Avaliação paramétrica das chaves de cisalhamento pelo modelo de RIZKALLA et al. (7)

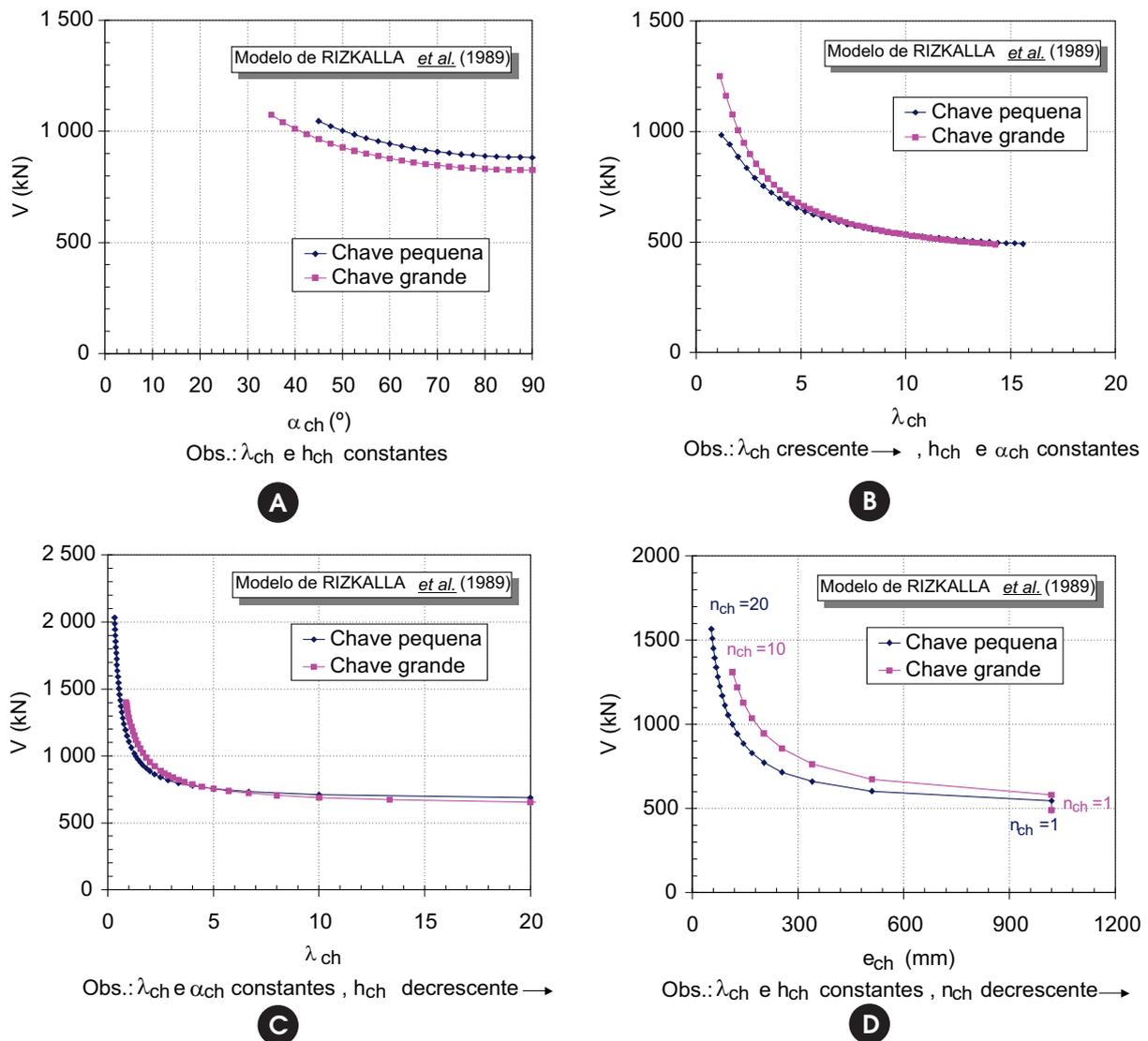
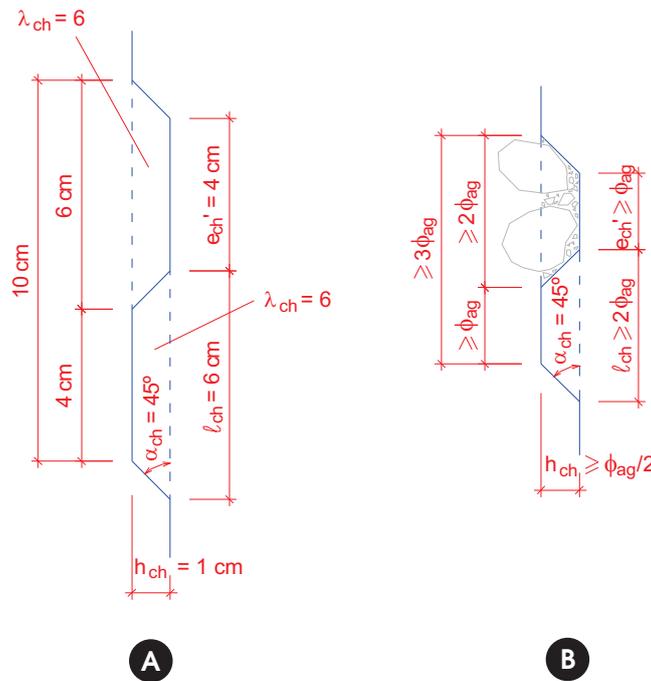


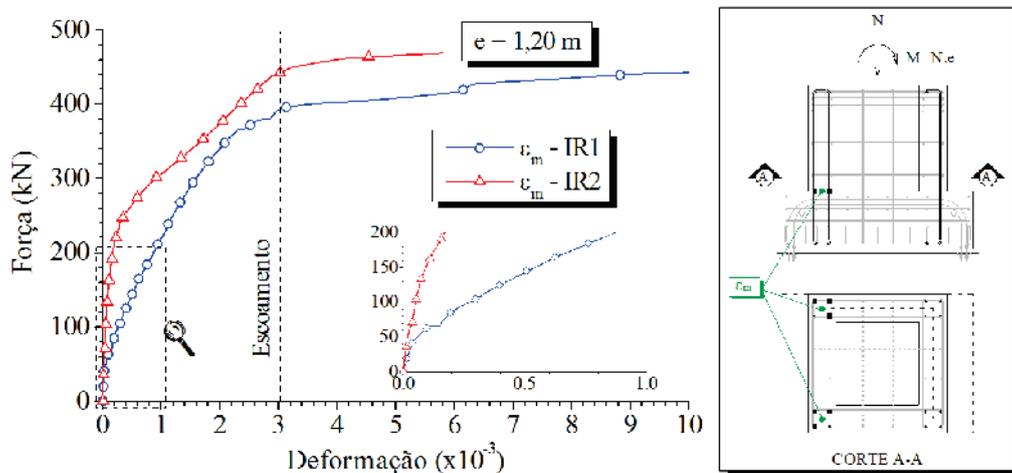
Figura 4 - (a) Dimensões máximas para as chaves de cisalhamento de acordo com a rugosidade mínima da NBR 9062:2006 (6) e avaliação teórica segundo Canha (4); (b) Dimensões mínimas para as chaves de cisalhamento em função do diâmetro do agregado recomendadas por Canha (4)



lhante ao de uma ligação monolítica. Verificou-se também que a resistência experimental resultante foi próxima nos dois modelos e que o protótipo com chaves menores (IR2) apresentou um comportamento mais rígido (em relação à deformação da armadura)

que o protótipo com chaves maiores (IR1), como mostra a Figura 5. Isso indica que, a modificação nas dimensões das chaves dentro dos limites indicados na Figura 4 não influencia na resistência do cálice e sim, apenas na rigidez da ligação.

Figura 5 - Curva força aplicada versus deformação na armadura vertical principal (Canha (4))



2.2 Armadura vertical principal – $A_{s,vp}$

A armadura vertical principal $A_{s,vp}$ é definida como aquela distribuída nos cantos das paredes longitudinais e transversais. Essa armadura, representada na Figura 6, tem função resistente no lado tracionado da ligação, mas por questões construtivas, é disposta simetricamente nos cantos.

Considerando a constatação de Canha [4] de que os modelos com interface rugosa apresentaram comportamento semelhante ao de uma ligação monolítica, ocorrendo assim a transferência total do momento e da força normal do pilar para o cálice, a teoria da flexão é recomendada para o dimensionamento da armadura vertical principal nos cálice com interfaces rugosas. Entretanto, esse modelo só é válido para cálice com comprimento de embutimento determinado pela norma NBR 9062:2006 [6], pois verificou-se, nos ensaios de Jaguaribe Jr. [9], que com valores reduzidos 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.

Nesse trabalho, é apresentado o refinamento do modelo para o dimensionamento das armaduras verticais, originalmente proposto por Canha [4], adicionando-se algumas considerações e recomendações, o qual é apresentado na Figura 7.

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, considerando um diagrama simplificado de tensões no concreto com altura igual a 0,8 da profundidade da linha neutra e a resultante de tração 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 total resultante do cálculo pela teoria da flexão é determinada pela equação 3 e a armadura $A_{s,vp}$ pode ser calculada.

$$A_{s,tot} = 2 \cdot A_{s,vp} + A_{s,vst} \quad (3)$$

Para o dimensionamento das armaduras secundárias do cálice com interface rugosa, devem ser adotadas as mesmas recomendações que consideram o comportamento de consolo curto das paredes longitudinais. Observa-se que no cálculo pela teoria da flexão, a armadura $A_{s,vst}$ é incluída no cálculo de $A_{s,tot}$ e tem valor de $0,40 \cdot A_{s,vp}$. Essa armadura secundária é utilizada no cálice para resistir a esforços secundários e controlar a fissuração nas paredes do colarinho.

Na Figura 7, tem-se:

M_{bd} : Momento fletor de cálculo na base do cálice

R_{cc} : Resultante de compressão no concreto do cálice

Figura 6 – Posicionamento das armaduras do colarinho

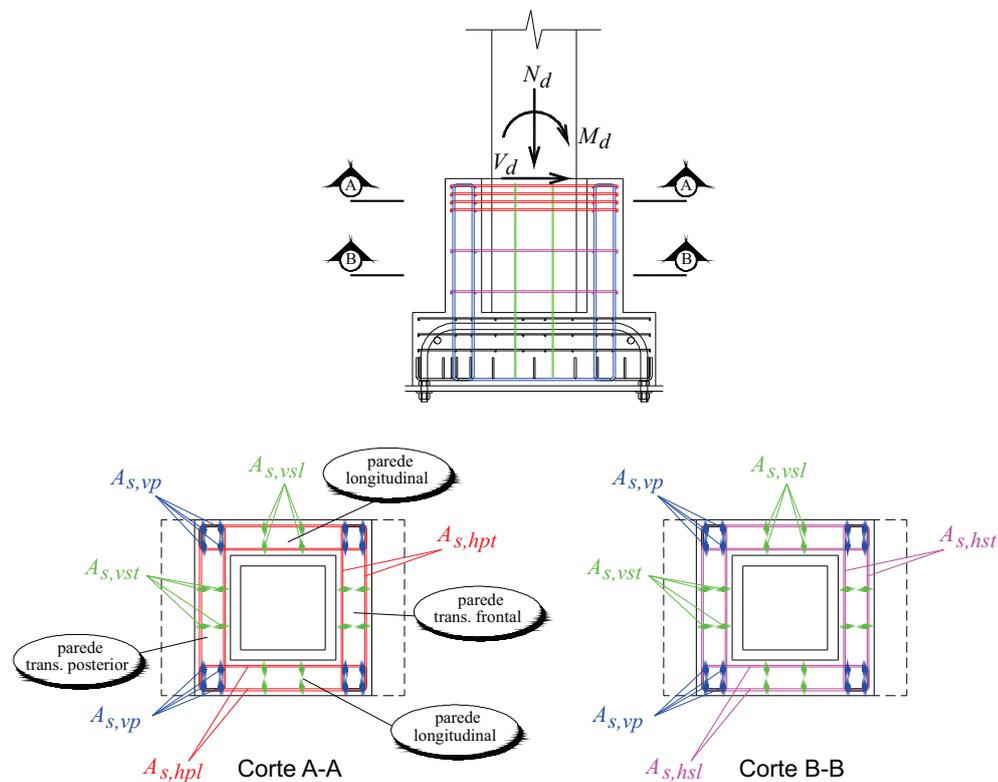
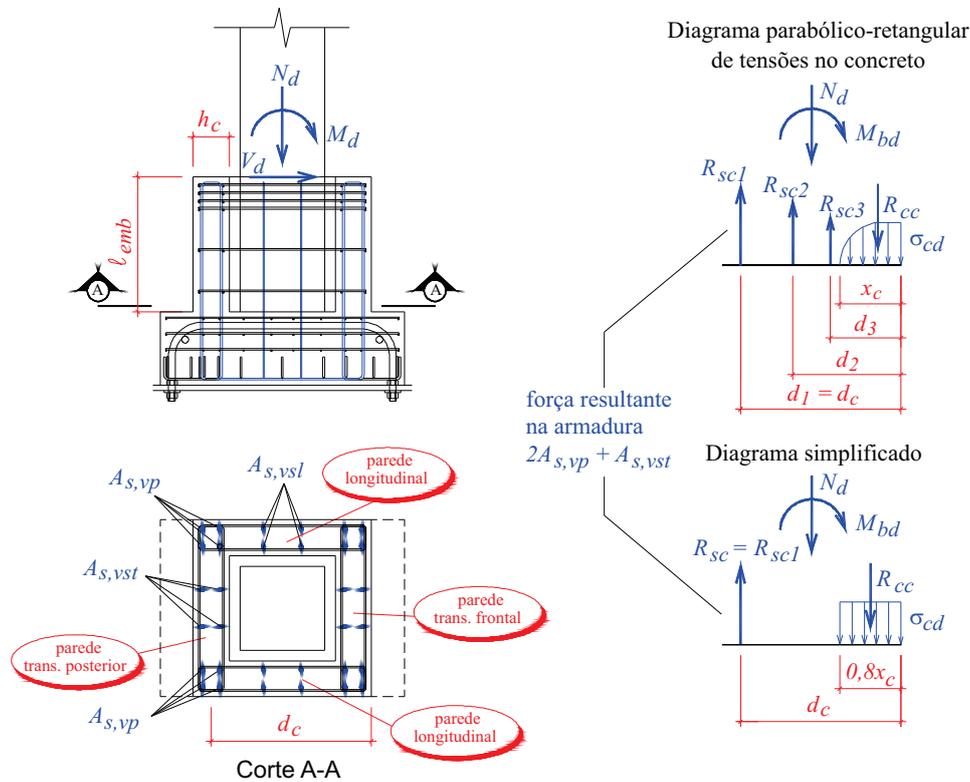


Figura 7 – Esquema de forças para determinar a armadura vertical para cálice com interface rugosa segundo Canha (4)



$R_{sc} = R_{sc1}$: Resultante de forças nas armaduras verticais $2 \cdot A_{s,vp} + A_{s,vst}$ situadas na altura útil $d_1 = d_c$
 R_{sc1} : Resultante de forças na armadura vertical secundária $A_{s,vsl}$ situada na altura útil d_1 . No caso de duas camadas de armadura vertical secundária, por exemplo, têm-se:
 R_{sc2} : Resultante de forças na armadura vertical secundária $A_{s,vsl}$ situada na altura útil d_2
 R_{sc3} : Resultante de forças na armadura vertical secundária $A_{s,vsl}$ situada na altura útil d_3
 σ_{cd} : Valor de cálculo da tensão de compressão no concreto do cálice

x_c : Profundidade da linha neutra
 Para o cálculo simplificado pela teoria de flexão, a força R_{sc} , resultante nas armaduras verticais $2 \cdot A_{s,vp} + A_{s,vst}$, é calculada de acordo com a seguinte equação:

$$R_{sc} = A_{s,tot} \cdot f_{yd} = \frac{M_{bd} - N_d \cdot (z_c + 0,5 \cdot h_c - 0,5 \cdot h_{ext})}{z_c} \quad (4)$$

sendo que:
 $M_{bd} = M_d + V_d \cdot l_{emb}$

$z_c = d_c - 0,4 \cdot x_c$
 Nos casos de força normal com grande excentricidade, para aplicações práticas, pode-se considerar $z_c \cong 0,9 \cdot d_c$ e $d_c \cong 0,9 \cdot h_{ext}$.
 A resultante das tensões de compressão no cálice pode ser calculada pela equação:

$$R_{cc} = R_{sc} + N_d = \frac{M_{bd} + N_d \cdot (0,5 \cdot h_{ext} - 0,5 \cdot h_c)}{z_c} \quad (5)$$

Substituindo o valor de $z_c = d_c - 0,4 \cdot x_c$ nas equações 3 e 4, as resultantes R_{sc} e R_{cc} são calculadas pelas expressões 6 e 7, respectivamente:

$$R_{sc} = \frac{M_{bd} - N_d \cdot (0,5 \cdot h_{ext} - 0,4 \cdot x_c)}{d_c - 0,4 \cdot x_c} \quad (6)$$

$$R_{cc} = \frac{M_{bd} + N_d \cdot (0,5 \cdot h_{ext} - 0,5 \cdot h_c)}{d_c - 0,4 \cdot x_c} \quad (7)$$

Considerando que força R_{cc} é a resultante das tensões σ_{cd} uniformemente distribuídas na área de $0,8 \cdot x_c \cdot h_{ext}$, para o diagrama retangular de tensões, tem-se:

$$R_{cc} = A_{cc} \cdot \sigma_{cd} = 0,8 \cdot x_c \cdot h_{ext} \cdot \sigma_{cd} \quad (8)$$

Substituindo as equações 6 e 8 na equação 5, é possível determinar a posição da linha neutra através da equação 9, e consequentemente calcular o valor de $A_{s, vp}$.

$$M_{bd} - 0,5 \cdot N_d \cdot h_{ext} + N_d \cdot d_c - 0,8 \cdot x_c \cdot h_{ext} \cdot \sigma_{cd} \cdot d_c + 0,32 \cdot x_c^2 \cdot h_{ext} \cdot \sigma_{cd} = 0 \quad (9)$$

No caso do diagrama retangular simplificado das tensões no concreto, tem-se, para o cálice, a tensão constante $\sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd}$

no trecho com altura $0,8 \cdot x_c$, a qual se refere ao caso de zonas comprimidas de largura constante. Para o trecho de altura $0,2 \cdot x_c$, desprezam-se as tensões de compressão no concreto.

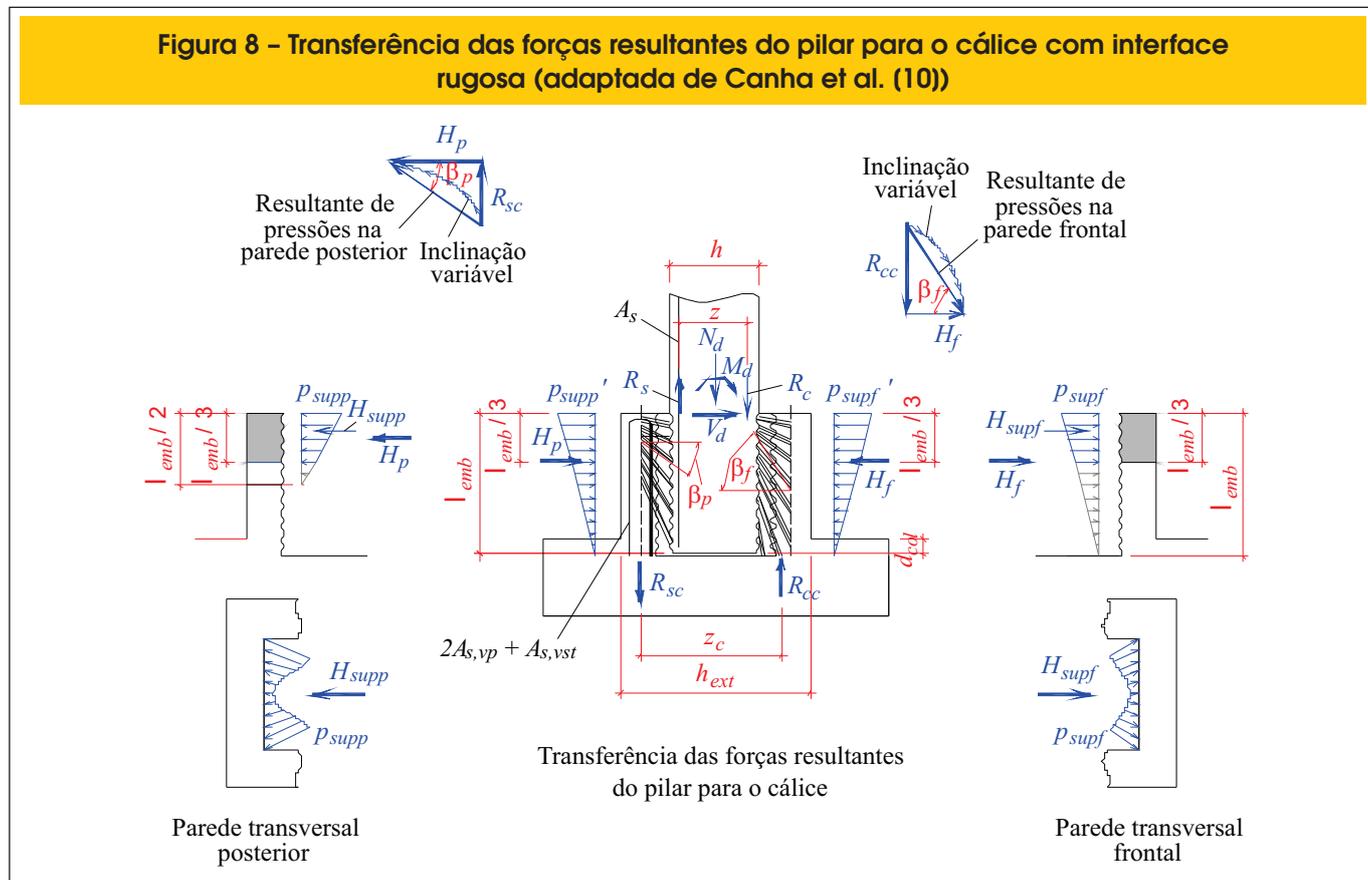
2.3 Armaduras horizontais principais

As armaduras horizontais principais são constituídas pela armadura horizontal principal transversal $A_{s, hpt}$ e a armadura horizontal principal longitudinal $A_{s, hpl}$. A armadura horizontal transversal $A_{s, hpt}$ é definida como a armadura disposta no topo da paredes transversais de altura $l_{emb}/3$. A armadura horizontal longitudinal $A_{s, hpl}$ é definida como a armadura disposta no topo da paredes longitudinais de altura $l_{emb}/3$. Como as armaduras $A_{s, hpl}$ e $A_{s, hpt}$ são distribuídas na mesma altura do cálice rugoso, 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 e dispô-las simetricamente. Na Figura 6, apresenta-se a localização dessas armaduras.

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

Em Canha et al. [10], foi proposto um modelo para a análise das paredes transversais dos cálices liso e rugoso, baseado nos resultados experimentais de Canha [4] e Jaguaribe Jr. [9]. Após os resultados experimentais de Nunes [11], que focalizou o estudo do comportamento dessas paredes transversais, foi possível fazer um refinamento desse modelo, o qual é apresentado neste

Figura 8 – Transferência das forças resultantes do pilar para o cálice com interface rugosa (adaptada de Canha et al. (10))



trabalho. A Figura 8 mostra o modelo de comportamento da transferência de tensões do pilar para o cálice com interfaces rugosas, aprimorado a partir de Canha et al. [10].

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 pressão assume o valor máximo no topo da parede transversal frontal, devido as bielas com inclinação variável serem menos inclinadas em relação ao eixo horizontal no topo dessa parede. Como essas bielas são praticamente verticais próximas à base, a pressão na base é nula.

Essa força H_f pode ser calculada pela equação 10:

$$H_f = \frac{R_{cc}}{\tan \beta_f} \tag{10}$$

sendo que:

β_f : média dos ângulos de inclinação das bielas no lado comprimido.

R_{cc} : Resultante de compressão no cálice calculada pela expressão 5.

No lado comprimido do pilar, a distribuição de pressões é semelhante à da parede frontal, de forma que as pressões no topo do pilar e da parede frontal são iguais:

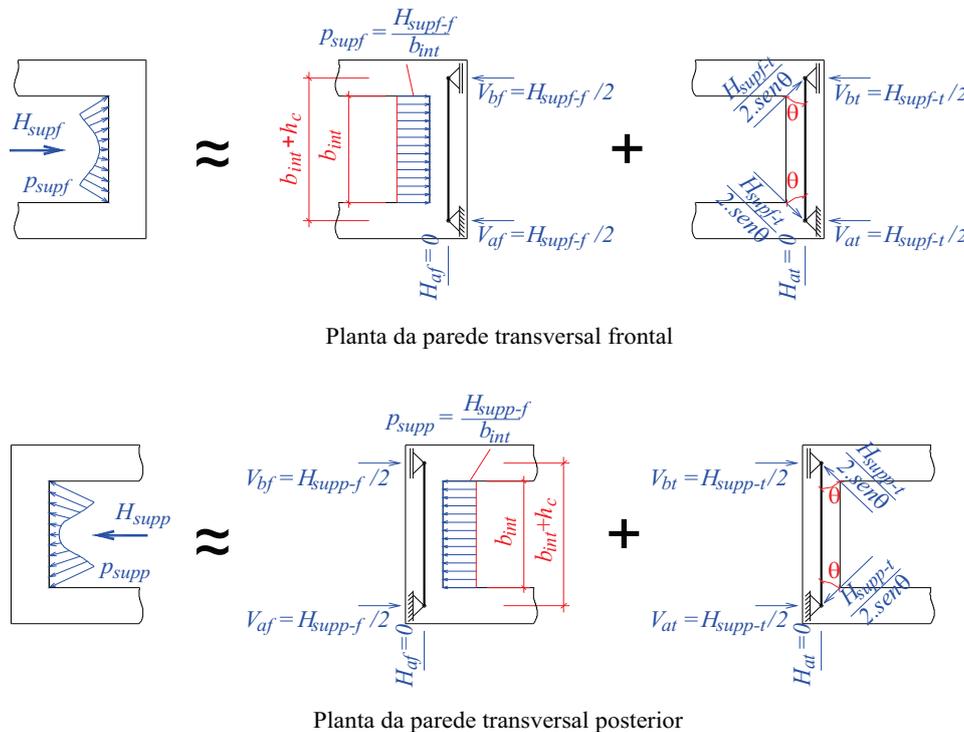
$$P_{supf}' = P_{supf} \tag{11}$$

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 H_f e é determinada pela equação 12:

$$H_{supf} \cong 0,6 \cdot H_f \tag{12}$$

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 de tração R_{sc} no cálice e em uma pressão H_p atuante na parede posterior. 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.

Figura 9 – Modelo de projeto proposto para a parede frontal e posterior do cálice com interface rugosa (Canha et al. (10))



A pressão H_p é calculada pela equação 13:

$$H_p = \frac{R_{sc}}{\tan \beta_p} \quad (13)$$

sendo que:

β_p : média dos ângulos de inclinação das bielas no lado tracionado.
 R_{sc} : Resultante de forças nas armaduras verticais $2.A_{s,vp} + A_{s,vst}$ calculada pela equação 4.

No caso do lado tracionado do pilar, as bielas partem desde o fundo do pilar, de forma que a distribuição triangular de pressões ocorre em toda a base tracionada do pilar de comprimento ℓ_{emb} , de forma que a pressão no topo do pilar é metade da atuante no topo da parede posterior:

$$p_{sup} = \frac{P_{sup}}{2} \quad (14)$$

A resultante de pressão H_{sup} no terço superior da parede transversal posterior é aproximadamente igual à pressão H_p distribuída na metade superior dessa parede.

Através dos resultados experimentais, verificou-se que a parte superior das paredes transversais frontal e posterior do cálice com interfaces rugosas foram submetidas à flexo-tração, sendo a tração predominante sobre a flexão. Esse comportamento à flexo-tração foi constatado pelos resultados das deformações das armaduras e pela configuração de fissuras nas paredes transversais. Portanto, o modelo de projeto proposto apresentado na Figura 9, baseado na investigação experimental, consiste em representar o topo das paredes transversais por uma viga simplesmente apoiada, com a distribuição de pressões aproximada em duas partes: uma pressão H_{sup-f} e H_{sup-f} que causa flexão na viga com uma distribuição retangular, e em uma pressão H_{sup-t} e H_{sup-t} que é transmitida para os apoios da viga com uma inclinação de ângulo $\theta=45^\circ$, valor médio das inclinações das fissuras dos protótipos ensaiados, causando tração na viga. O valor total da pressão superior na parede frontal H_{sup-f} e na parede posterior H_{sup-p} é definido como a soma das parcelas referentes à flexão e à tração.

Baseando-se nos resultados dos extensômetros, as porcentagens adotadas para o caso de flexo-tração foram de 15% para as pressões $H_{sup-f-f}$ e $H_{sup-p-f}$ e de 85% para as pressões $H_{sup-f-t}$ e $H_{sup-p-t}$. Além desses percentuais, somente a atuação da força de tração, em que $H_{sup-f} = H_{sup-f-t}$ e, pode ser considerada. Quanto aos valores dos ângulos médios da inclinação das bielas nas paredes, na referência de Canha et al. [10] é indicado o

Tabela 1 – Resultados teóricos e experimentais da força na armadura $A_{s,hpf}$ da parede transversal frontal do cálice com interface rugosa de acordo com variação do ângulo β_i

Modelo físico	Modelo de projeto	Ângulo β_i	$R_{s,hpfe}$ (kN)		$R_{s,hpfi}$ (kN)	
			Teórico	Experimental	Teórico	Experimental
IR-1	Flexo-tração	45°	205,5	87,0	41,8	15,7
		60°	118,6		24,1	
	Tração	45°	145,5		145,5	
		60°	84,0		84,0	
IR-2	Flexo-tração	45°	206,8	51,4	42,1	9,9
		60°	119,4		24,3	
	Tração	45°	146,4		146,4	
		60°	84,5		84,5	
IR-3	Flexo-tração	45°	172,4	42,0	33,6	20,5
		60°	99,5		19,4	
	Tração	45°	121,1		121,1	
		60°	69,9		69,9	
IR-4	Flexo-tração	45°	208,2	54,9	25,2	4,2
		60°	120,2		14,5	
	Tração	45°	137,3		137,3	
		60°	79,3		79,3	

valor de 45° para β_f e β_p . Porém, observou-se que com esses ângulos de inclinações, em alguns casos, os resultados teóricos não representavam bem os resultados experimentais. Assim, foi desenvolvida uma análise com variação dos ângulos médios de inclinação das bielas nas paredes transversais frontal e posterior, adicionando os resultados experimentais de Nunes [11]. Para o ângulo β_f , comparou-se os valores de 45° e 60° , e para o ângulo β_p , os valores de 45° e 35° .

Foram analisados e comparados os resultados experimentais e teóricos dos modelos IR-1 e IR-2 ensaiados por Canha [4], IR-3 por Jaguaribe Jr. [9] e IR-4 por Nunes [11]. Na Tabela 1, são apresentados os resultados da força na armadura $A_{s,hpt}$ conforme variação do ângulo β_f da parede transversal frontal.

Analisando os resultados, verifica-se que para todos os casos quando considerado $\beta_f = 60^\circ$, as forças teóricas resultaram mais próximas das forças experimentais. Por exemplo, para o modelo IR-2 considerando flexo-tração e ângulo de 60° a diferença entre a força teórica e experimental é de aproximadamente 132%, contra aproximadamente 300% de diferença quando consideramos ângulo de inclinação das bielas de 45° .

Para o modelo IR-3, na situação de flexo-tração e ângulo $\beta_f = 60^\circ$, a força teórica interna ficou abaixo da força experimental. Porém, esse modelo ensaiado por Jaguaribe Jr. [9], possui comprimento de embutimento reduzido, e consequentemente os resultados experimentais foram alterados devido esse fator. Para o modelo IR-1, considerando tração e ângulo de 60° , o re-

Tabela 2 - Comparação entre o modelo proposto e os modelos de Melo (12) e CNR 10025:1998 (13)

Modelo físico	Modelo de projeto	$R_{s,hpte}$ (kN)		$R_{s,tmhi}$ (kN)	
		Teórico	Experimental	Teórico	Experimental
IR-1	Proposto $\beta_f = 60^\circ$	Flexo-tração	118,6		24,1
		Tração	84,0	87,0	84,0
	Melo (12)	542,7		542,7	
	CNR 10025:1998 (13)	686,9		686,9	
IR-2	Proposto $\beta_f = 60^\circ$	Flexo-tração	119,4		24,3
		Tração	84,5	51,4	84,5
	Melo (12)	546,3		546,3	
	CNR 10025:1998 (13)	691,4		691,4	
IR-3	Proposto $\beta_f = 60^\circ$	Flexo-tração	99,5		19,4
		Tração	69,9	42,0	69,9
	Melo (12)	558,1		558,1	
	CNR 10025:1998 (13)	717,0		717,0	
IR-4	Proposto $\beta_f = 60^\circ$	Flexo-tração	120,2		14,5
		Tração	79,3	54,9	79,3
	Melo (12)	497,2		497,2	
	CNR 10025:1998 (13)	668,9		668,9	

Tabela 3 – Resultados teóricos e experimentais da força na armadura $A_{s,hpl}$ da parede transversal posterior do cálice com interface rugosa de acordo com variação do ângulo β_p

Modelo físico	Modelo de projeto	Ângulo β_r	$R_{s,hpte}$ (kN)		$R_{s,hpti}$ (kN)	
			Teórico	Experimental	Teórico	Experimental
IR-3	Flexo-tração	45°	159,90	100,30	31,20	46,50
		35°	228,40		44,50	
	Tração	45°	112,40		112,40	
		35°	160,50		160,50	
IR-4	Flexo-tração	45°	199,60	101,30	24,10	33,80
		35°	285,10		34,50	
	Tração	45°	131,60		131,60	
		35°	188,00		188,00	

sultado da força teórica no ramo externo ficou abaixo do resultado experimental em aproximadamente 3,5%. No entanto, para a determinação dos valores experimentais adotou-se a aproximação do módulo de elasticidade do aço da armadura de 210 GPa que na realidade pode ser um pouco menor, encobrendo assim essa pequena diferença.

Em uma análise geral, observa-se que o modelo teórico que representa melhor os resultados experimentais é aquele que utiliza o ângulo médio de 60° de inclinação das bielas no lado comprimido do cálice de fundação. Por isso, esse será o ângulo adotado para esse estudo.

Embora as diferenças percentuais sejam grandes, vale salientar os outros dois modelos disponíveis na literatura para o dimensionamento da parede transversal frontal resultam em diferenças muito maiores em relação aos resultados experimentais. Na Tabela 2, apresenta-se uma comparação dos resultados experimentais com os do modelo proposto, do modelo de Melo [12] e do modelo da CNR 10025:1998 [13]. O modelo de flexão de Melo [12] representa o topo da parede transversal frontal como uma viga bi-engastada submetida a momentos fletores, com a plastificação dos momentos nas extremidades. O modelo de tração da CNR 10025:1998 [13] consiste na aplicação de um modelo de bielas e tirantes no topo da parede transversal frontal, considerando apenas a tração dessa região.

Na Tabela 3, são apresentados os resultados da força na armadura $A_{s,hpt}$ conforme variação do ângulo β_p da parede transversal posterior.

Analisando a Tabela 3, verifica-se que as bielas no lado tracionado do cálice (parede posterior) possuem menor inclinação quando comparadas com as bielas do lado comprimido (parede frontal), por isso para essa parede os ângulos adotados para o estudo foram de 35° e 45°. Instrumentou-se a parede transversal posterior somente nos modelos IR-3 e IR-4, assim a Tabela 3 só apresenta dados para esses dois cálices.

Como pode ser observado, para os dois modelos na situação de flexo-tração e ângulo de 45°, as forças teóricas no ramo interno

da armadura resultam menores que as forças experimentais para o ramo interno, assim não é possível considerar esse ângulo de inclinação da biela. Já se for considerado ângulo de 35°, não se negligencia a verificação das forças para o modelo IR-4. No modelo IR-3, a força teórica ficou um pouco abaixo da força experimental, mas como já dito, esse modelo possui comprimento de embutimento reduzido.

Mesmo dispondo de poucos resultados experimentais, indica-se adotar $\beta_p = 35^\circ$, pois para essa situação, a força teórica resulta acima da força experimental. Não se optou pelo ângulo de 30°, porque os resultados para essa situação seriam muito conservadores para a tração ou ficariam contra a segurança no caso da flexo-tração.

Vale ressaltar que essa formulação constitui atualmente o único modelo disponível que se tem conhecimento para a análise da parede transversal posterior.

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

A armadura $A_{s,hpl}$ localizada na parte superior das paredes longitudinais do cálice com interface rugosa, como indicado na Figura 6, deve ser dimensionada considerando a atuação das pressões H_{supf} e H_{supp} nas paredes transversais do cálice.

A armadura horizontal principal é dividida em dois ramos: ramo externo e ramo interno e deve ser distribuída na parte superior do cálice referente à altura $\ell_{emb}/3$.

Após o cálculo das pressões atuantes nas paredes transversais, é necessário calcular a área de aço resultante pela atuação da pressão atuante na parede frontal e também pela ação da pressão na parede posterior. O dimensionamento da armadura é feito pelas equações 15 e 16 e deve-se adotar para $A_{s,hpl}$ o maior valor.

$$A_{s,hpl} = \frac{H_{supf}}{2 \cdot f_{yd}} \quad (15)$$

$$A_{s,hpl} = \frac{H_{supp}}{2 \cdot f_{yd}} \quad (16)$$

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

Na Figura 6, ilustra-se a localização da armadura vertical secundária $A_{s,vs}$ e da armadura horizontal secundária $A_{s,hs}$. Essas armaduras secundárias são utilizadas no cálice para resistir a esforços secundários e controlar a fissuração nas paredes do colarinho. Vale ressaltar que as armaduras horizontais secundárias utilizadas na parede frontal têm o papel importante de absorver as pressões nos dois terços inferiores dessa parede ($2\ell_{emb}/3$).

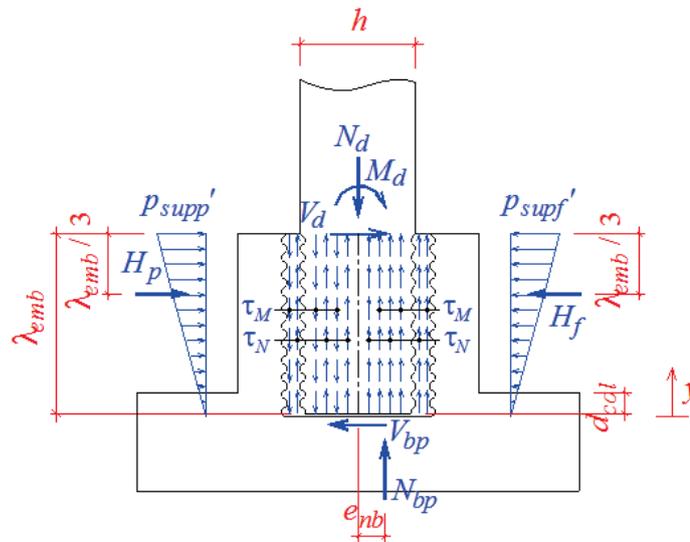
Para o dimensionamento das armaduras secundárias do cálice com interface rugosa, devem ser adotadas as mesmas recomendações que consideram o comportamento de consolo curto das paredes longitudinais, com as seguintes áreas e espaçamentos indicados em El Debs [14]:

- Para a armadura vertical secundária: $A_{s,vs} = A_{s,vst} = A_{s,vsl} \geq 0,40 \cdot A_{s,vp}$
- Para a armadura horizontal secundária: $A_{s,hs} = A_{s,hst} = A_{s,hsl} \geq 0,25 \cdot A_{s,vp}$
- Para ambas as armaduras secundárias, vertical e horizontal, deve-se ter um espaçamento S entre 150 mm e 300 mm.

3. Modelo e recomendações de projeto para a base do pilar rugoso

3.1 Modelo proposto baseado no comportamento monolítico

Figura 10 – Modelo de projeto proposto para a base do pilar rugoso



Forças atuantes no pilar

Diagrama de Momento Fletor

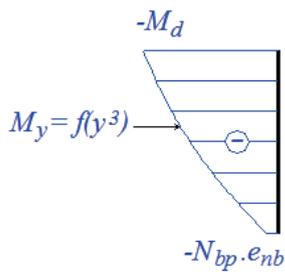


Diagrama de Força Cortante

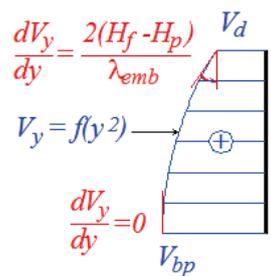
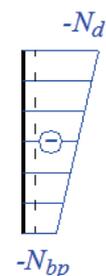


Diagrama de Força Normal



Embora a investigação experimental de Canha [4] tenha sido focada nas paredes do colarinho, a constatação do comportamento monolítico das ligações rugosas indica que o dimensionamento da base do pilar obedece à mesma teoria de flexão.

Conforme mencionado anteriormente, com os resultados experimentais de Nunes [11], tornou-se possível refinar o modelo de transferência das forças do pilar para o cálice, originalmente proposto por Canha et al. [10].

Com o modelo calibrado para o cálice de fundação, chega-se às forças atuantes no pilar, resultando no modelo proposto apresentado na Figura 10.

A base do pilar rugoso está submetida às pressões H_f e H_p nos lados referentes às paredes transversais frontal e posterior, respectivamente, resultante da transferência por meio de bielas das forças internas de compressão e tração do pilar para essas paredes, conforme apresentado no item 2.3.1.

Com o emprego de chaves de cisalhamento nas faces internas do colarinho e do pilar, ocorre, além da mobilização das forças de atrito, a transferência de cisalhamento pelo engrenamento mecânico entre as chaves de cisalhamento. No modelo proposto, foi considerada as tensões de cisalhamento tanto nas paredes transversais como longitudinais, com distribuição uniforme. A tensão de cisalhamento resultante da ação do momento (τ_M) tem o sentido para cima no lado comprimido e para baixo no lado tracionado. Já a tensão de cisalhamento mobilizada devido à força normal (τ_N) tem o sentido para cima em todas as paredes.

No fundo do pilar, tem-se ainda a força cortante V_{bp} e a força normal excêntrica N_{bp} .

O problema envolve então quatro incógnitas (τ_M , τ_N , V_{bp} e N_{bp}). Além das três equações de equilíbrio da estática para a sua análise, têm-se uma equação adicional para a solução do problema que consiste na consideração da reação normal N_{bp} no fundo do pilar como a força normal N_d reduzida pela proporção entre a área da seção transversal do pilar A_c e a área do contorno externo do colarinho A_{cc} , de acordo com a seguinte equação:

$$N_{bp} = N_d \frac{A_c}{A_{cc}} \quad (17)$$

A partir do esquema estrutural desse elemento, determinaram-se os diagramas dos esforços, cujas expressões são detalhadas a seguir. Como ocorre uma variação de pressões ao longo de toda a altura do comprimento de embutimento l_{emb} , para aplicações práticas, recomenda-se o dimensionamento da armadura transversal do pilar para os valores máximos dos esforços.

Os valores de p_{supf}' e p_{supp}' são apresentados, respectivamente, nas equações 18 e 19:

$$p_{supf}' = \frac{2 \cdot H_f}{l_{emb}} = \frac{2 \cdot R_{cc}}{l_{emb} \cdot \tan \beta_f} \quad (18)$$

$$p_{supp}' = \frac{2 \cdot H_p}{l_{emb}} = \frac{2 \cdot R_{sc}}{l_{emb} \cdot \tan \beta_p} \quad (19)$$

O valores da força cortante V_{bp} no fundo do pilar e da tensão de cisalhamento τ_N , calculados pelas equações de equilíbrio de forças horizontais e verticais, são, respectivamente, iguais a:

$$V_{bp} = V_d + H_p - H_f \quad (20)$$

$$\tau_N = \frac{N_d - N_{bp}}{(2h + 2b) \cdot l_{emb}} \quad (21)$$

Considerando o equilíbrio de momentos em relação ao ponto O, determina-se a tensão de cisalhamento τ_M , definida pela equação 22:

$$\tau_M = \frac{\frac{M_d}{l_{emb}} + V_d + \frac{2}{3}(H_p - H_f) - \frac{N_{bp} \cdot e_{nb}}{l_{emb}}}{h \cdot b + \frac{h^2}{2}} \quad (22)$$

Os esforços ao longo da base do pilar são calculados aplicando-se as três equações de equilíbrio da estática no plano.

Para o momento fletor M_y a uma distância genérica y do fundo do pilar, têm-se a seguinte equação:

$$M_y = -N_{bp} \cdot e_{nb} + \left(\frac{N_{bp} \cdot e_{nb} - M_d}{l_{emb}} + \frac{H_p - H_f}{3} \right) \cdot y - \frac{(H_p - H_f)^2}{3l_{emb}^2} y^3 \quad (23)$$

A força cortante V_y a uma distância genérica y do fundo do pilar é dada por:

$$V_y = V_d + H_p - H_f - \frac{(H_p - H_f)}{l_{emb}} y^2 \quad (24)$$

A Força Normal N_y genérica a uma distância y do fundo do pilar é determinada por:

$$N_y = -N_{bp} + \left(\frac{N_{bp} - N_d}{l_{emb}} \right) \cdot y \quad (25)$$

O Diagrama de Momento Fletor tem a forma cúbica, sendo o valor absoluto máximo $M_{máx}$ do Momento Fletor no topo do pilar e o valor absoluto mínimo $M_{mín}$ no fundo do pilar, dados, respectivamente, por:

$$M_{máx} = -M_d \quad (26)$$

$$M_{\min} = -N_{bp} \cdot e_{nb} \quad (27)$$

$$N_{\min} = -N_d \frac{A_c}{A_{cc}} \quad (31)$$

O Diagrama da Força Cortante tem a forma parabólica, sendo o valor máximo V_{\max} da Força Cortante no fundo do pilar e o valor mínimo V_{\min} no topo do pilar, dados, respectivamente, por:

$$V_{\max} = V_d + H_p - H_f \quad (28)$$

$$V_{\min} = V_d \quad (29)$$

O Diagrama de Força Normal tem a forma trapezoidal, sendo o valor máximo N_{\max} no topo do pilar e o valor mínimo N_{\min} no fundo do pilar, dados, respectivamente, por:

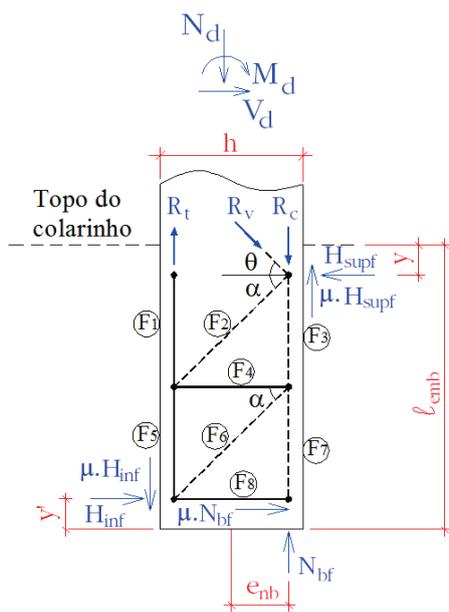
$$N_{\max} = -N_d \quad (30)$$

Para o dimensionamento da armadura longitudinal do pilar, deve-se considerar os maiores valores do momento fletor e da força normal atuantes na seção do fundo do pilar. Para a armadura transversal, deve-se utilizar a seção do topo do pilar, onde ocorre a força cortante máxima. Para o seu dimensionamento, a contribuição do concreto no mecanismo de resistência à força cortante deve ser levada em conta.

Além do dimensionamento das armaduras do pilar, qualquer que seja o modelo de projeto adotado, recomenda-se ainda que a armadura longitudinal do pilar, a qual deve estar devidamente ancorada na base do pilar, e a armadura vertical da parede transversal posterior sejam detalhadas como transpasse da armadura, de forma que a força de tração do pilar seja transmitida adequadamente para a parede posterior. Conforme a constatação experimental pelos protótipos de Canha [4] e Jaguaribe Jr. [9], para que essa transferência de forças do pilar para o cálice seja adequada, deve-se adotar o comprimento de embutimento mínimo recomendado pela NBR-9062:2006 [6] para interfaces rugosas.

Assim como no caso de interfaces lisas, para a ancoragem da armadura longitudinal do pilar, deve-se adotar a recomendação de Leonhardt & Mönning [15], que indica o comprimento de ancoragem definido pela equação 32. A transferência de tensões da armadura para o concreto a partir desse ponto no sentido descendente foi

Figura 11 - Modelo de projeto adaptado proposto para análise da base do pilar pré-moldado (Campos et al. (3))



Forças nodais aplicadas:

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

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

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

Parâmetros geométricos:

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

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

ou

$$e_{nb} = \frac{h}{4} \quad (\text{valor simplificado permitido na prática})$$

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

Forças internas:

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

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

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

$$F_4 = H_{inf}$$

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

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

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

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

constatada experimentalmente para os protótipos lisos de Ebeling [16], sendo extrapolado aqui para os protótipos rugosos.

$$l_{anc} = \frac{l_{emb}}{2} \quad (32)$$

3.2 Adaptação do modelo com forças de atrito

Em Campos et al. [3], é proposto um modelo de bielas e tirantes para o projeto da base do pilar pré-moldado liso, o qual foi baseado nos resultados da investigação experimental de Ebeling [16]. Esse modelo foi compatibilizado com o modelo proposto de Canha [4] para o dimensionamento do cálice de fundação com interfaces lisas e também considera a parcela resistida pelo concreto na determinação das forças e posteriormente no dimensionamento da armadura transversal. O modelo adaptado, com as modificações propostas, está representado na Figura 11.

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} , definidas a partir das equações de equilíbrio, são calculadas, respectivamente, pelas equações 33, 34 e 35:

$$H_{supf} = \frac{\frac{M_d}{d-0,5h+e_{nb}} + N_d \cdot \left(\frac{\mu^2}{1+\mu^2} \cdot \frac{e_{nb}}{d-0,5h+e_{nb}} \right) + V_d \cdot \left(\frac{\mu}{1+\mu^2} + \frac{y}{d-0,5h+e_{nb}} + 2 \cdot \text{tg}\alpha \right)}{\mu + 2 \cdot \text{tg}\alpha} \quad (33)$$

$$H_{inf} = H_{supf} - \frac{\mu \cdot N_d + V_d}{1 + \mu^2} \quad (34)$$

$$N_{bf} = \frac{N_d - \mu \cdot V_d}{1 + \mu^2} \quad (35)$$

Esse modelo é indicado para cálices submetidos à força normal de grande excentricidade e com comprimentos de embutimento determinados de acordo com a NBR 9062:2006 [6].

Em Canha [4], foi comprovado que o modelo de projeto para cálice considerando as forças de atrito, com o ajuste do coeficiente de atrito $\mu = 1$, foi a favor da segurança para os protótipos rugosos, apesar de ser mais conservador que a teoria de flexão. Desta forma, o modelo para a base do pilar liso foi utilizado para o caso de interfaces rugosas, considerando-se $\mu = 1$, como base de comparação com o modelo proposto para o pilar rugoso baseado no comportamento monolítico.

3.3 Análise da base do pilar

Para a análise do modelo de projeto proposto para a base do pilar, foram considerados quatro seções de pilares determinadas a

Tabela 4 – Dimensões das seções dos pilares e ações

Seção do pilar bxh (cm ²)	Carregamentos		
	Força Normal N _d (kN)	Força cortante V _d (kN)	Momento fletor M _d (kN.m)
40x40	250	50	200
40x60	375	112,5	450
60x40	375	75	300
60x60	560	168,75	675

partir de constatações práticas, de estruturas de concreto pré-moldado, usualmente utilizadas. Optou-se por avaliar duas seções retangulares e duas quadradas. A primeira seção analisada foi de um pilar de 40x40 cm². Essas dimensões foram escolhidas por se acreditar ser uma das menores seções utilizadas em estruturas de concreto pré-moldado. Adotou-se um valor de força normal e o momento fletor foi calculado pela equação 36 para resultar em uma situação de grande excentricidade.

$$\frac{M_d}{N_d \cdot h} \geq 2 \quad (36)$$

A partir do carregamento dessa seção, foram calculados os coeficientes v e μ' , conforme as equações 37 e 38, respectivamente. Fixando-se esses dois coeficientes, os esforços solicitantes de força normal e momento fletor das outras seções puderam ser determinados.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (37)$$

$$\mu' = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (38)$$

A força cortante foi determinada através de uma relação linear com o momento fletor, considerando atuação de força concentrada. As seções e os respectivos carregamentos estão apresentados na Tabela 4. O dimensionamento do pilar rugoso seguiu um padrão na definição de algumas variáveis de disposições construtivas e dos materiais, sendo:

a) Comprimento de embutimento para interface rugosa com

Tabela 5 – Resultados da base do pilar rugoso

Variáveis	Medidas dos lados do pilar (cm ²)			
	40x40	40x60	60x40	60x60
b _{int} (cm)	50	50	70	70
h _{int} (cm)	50	70	50	70
h _c (cm)	15	20	20	20
b _{ext} (cm)	80	90	110	110
h _{ext} (cm)	80	110	90	110
l _{emb} (cm)	64	96	64	96
l _c (cm)	63	95	63	95
Modelo Proposto				
β_f	60°	60°	60°	60°
β_p	35°	35°	35°	35°
R _{cc} (kN)	483,41	815,66	657,41	1222,22
R _{sc} (kN)	233,41	440,66	282,41	662,22
H _f (kN)	279,10	470,92	379,55	705,65
H _p (kN)	333,34	629,32	403,32	945,75
M _{máx} (kN.m)	200,00	450,00	300,00	675,00
N _{máx} (kN)	250,00	375,00	375,00	560,00
V _{máx} (kN)	104,25	270,90	98,77	408,85
A _s (cm ²)	1099,92	1608,99	1649,89	2416,21
A _{sw/s} (cm)	-	0,272	-	0,417
A _{swmín/s} (cm)	0,444	0,444	0,666	0,666
Modelo de Campos et al. (3) adaptado para interfaces rugosas ($\mu=1$)				
H _{supf} (kN)	312,40	499,43	468,61	749,02
H _{inf} (kN)	162,40	255,68	243,61	384,65
N _{bf} (kN)	100,00	131,25	150,00	195,63
F ₁ (kN)	660,00	963,21	990,00	1445,71
F ₄ (kN)	162,40	255,68	243,61	384,65
A _s (cm ²)	1518,00	2215,39	2277,00	3325,14
A _{sw/s} (cm)	0,195	0,215	0,292	0,327
A _{swmín/s} (cm)	0,444	0,444	0,666	0,666

- grande excentricidade definido conforme NBR 9062:2006 [6]:
 $l_{emb} = 1,6 \cdot h$;
- b) Junta de 5 cm;
- c) Espessura da parede do colarinho:
 $h_c \geq 1/3,5 \cdot (h_{int} \text{ ou } b_{int})$, que é um valor intermediário entre o mínimo recomendado por Campos [5] e o valor indicado por Leonhardt & Mönning [15];
- d) Aço CA-50 ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ e $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$) para a armadura longitudinal e Aço CA-60 ($f_{yk} = 600 \text{ MPa}$ e $f_{yd} = 522 \text{ MPa}$) para a armadura transversal;
- e) Resistência característica à compressão dos concretos do cálice e do pilar, respectivamente, de $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ e $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, e $\gamma_c = 1,4$.

Foi utilizada a formulação proposta neste trabalho, baseada no comportamento monolítico da ligação, comparando-se os resultados com o modelo proposto em Campos et al. [3] adaptado para interfaces rugosas. As características geométricas, as forças e armaduras resultantes para cada seção analisada estão apresentadas na Tabela 5.

Com relação à armadura longitudinal A_s , pode-se observar que o modelo proposto para a base do pilar rugoso resultou em valores menores que os do modelo de Campos et al. [3] adaptado para interfaces rugosas, com diferença de 27% para todos os casos. Teoricamente, não seria necessária armadura transversal para as seções de 40x40 cm² e 60x40 cm² dimensionadas segundo o modelo proposto. Os valores da armadura transversal calculados conforme o modelo proposto para as seções de 40x60 cm² e 60x60 cm² foram superiores aos do modelo adaptado para interfaces rugosas, com diferenças de até 28%. Tanto o modelo proposto como o modelo adaptado para interfaces rugosas forneceram armaduras transversais inferiores à armadura transversal mínima recomendada pela NBR 6118:2007 [17], indicando-se, neste caso, a utilização da armadura mínima.

4. Considerações finais e conclusões

Nesse trabalho, são propostos modelos e recomendações de projeto para a ligação pilar-fundação por meio de cálice com interfaces rugosas, contemplando a configuração das chaves de cisalhamento, o cálice e a base do pilar.

Após a análise dos resultados teóricos e experimentais, as seguintes conclusões podem ser delineadas:

- a) Para que o cálice de fundação rugoso apresente um comportamento semelhante ao de uma ligação monolítica, é necessário que as dimensões das chaves de cisalhamento estejam dentro dos limites recomendados neste trabalho.
- b) O dimensionamento da armadura vertical nos cálices com interfaces rugosas deve ser feito de acordo com teoria da flexão.
- c) Para o dimensionamento da armadura horizontal das paredes transversais, apresenta-se o refinamento do modelo de Canha et al. [10], ajustando-se os valores de $\beta_f = 60^\circ$ e $\beta_p = 35^\circ$ para melhor representar os resultados experimentais.
- d) O novo modelo proposto para a base do pilar rugoso, calibrado a partir do cálice de fundação, apresentou uma armadura longitudinal menos conservadora quando comparados com o modelo proposto em Campos et al. [3] adaptado para interfaces rugosas. Os dois modelos forneceram uma armadura transversal mínima.

Os modelos propostos neste trabalho são válidos apenas para

as ligações rugosas em que o comprimento de embutimento seja determinado pela norma NBR 9062:2006 [6] e para os casos de grande excentricidade, tendo em vista que os mesmos foram originados de constatações experimentais de protótipos dentro destas situações.

5. Agradecimentos

À CAPES, pelo apoio financeiro das bolsas de Mestrado da segunda e de Pós-Doutorado da primeira 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 primeiro e terceiro autores.

6. Referências bibliográficas

- [01] CANHA, R.M.F.; EL DEBS, M.K. Critical analysis of models and recommendations for designing column-base connection by socket of precast concrete structures. IBRACON Structural Journal, v.2, n.2, p.116-136, June. 2006.
- [02] CANHA, R.M.F.; EL DEBS, M.K. Proposal of design model for column-base connection by socket of precast concrete structures. IBRACON Structural Journal, v.2, n.2, p.152-166, June. 2006.
- [03] CAMPOS, G.M.; CANHA, R.M.F.; EL DEBS, M.K. Design of precast columns bases embedded in socket foundations with smooth interfaces. IBRACON Structures and Materials Journal, v.4, n.2, p.314-323, June. 2011.
- [04] CANHA, R.M.F. Theoretical-experimental analysis of column-foundation connection through socket of precast concrete structures. São Carlos. 279p. PhD Thesis. School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, 2004.
- [05] CAMPOS, G.M. Recommendations for the design of socket foundations. São Carlos. 183p. MSc Thesis. School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, 2010.
- [06] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 9062 - Design and fabrication of precast concrete structures. Rio de Janeiro, ABNT. 2006.
- [07] RIZKALLA, S.H.; SERRETE, R.L.; HEUVEL, J.S.; ATTIOGBE, E.K. Multiple shear key connections for precast shear wall panels. PCI Journal, v.34, n.2, p.104-120, Mar/Apr. 1989.
- [08] LACOMBE, G.; POMMERET, M. Les joints structuraux dans les constructions en grands panneaux prefabriques. Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, n.314, p.114-144, Fevrier. 1974.
- [09] JAGUARIBE JR., K.B. Column-foundation connection through socket of precast concrete structures with reduced embedded length. São Carlos. 167p. MSc Thesis. School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, 2005.

- [10] CANHA, R.M.F.; EBELING, E. B.; EL DEBS, A. L. H. C; EL DEBS, M. K. Analysis of the behavior of transverse walls of socket base connections. *Engineering Structures*, v.31, n.3, p.788-798, Mar. 2009.
- [11] NUNES, V.C.P. Experimental analysis of socket foundation emphasizing the internal forces in the pedestal transverse walls. São Carlos. 132p. MSc Thesis. School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo,, 2009.
- [12] MELLO, C.E.E. (Ed.) MUNTE design handbook of precast concrete. São Paulo: Pini, 2004.
- [13] CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE. CNR-10025 - Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo. ITEC/La prefabbricazione. Roma, 1998.
- [14] EL DEBS, M.K. *Precast concrete: bases and applications*. 1.ed. São Carlos, SP, Publicação EESC-USP. 2000.
- [15] 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.)
- [16] EBELING, E. B. Analysis of precast columns base in the connection with socket foundation. São Carlos. 103p. MSc Thesis. School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, 2006.
- [17] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 6118 - Design of concrete structures - Procedure. Rio de Janeiro, ABNT. 2007.