

# Modelos de Bielas e Tirantes aplicados a Blocos sobre Quatro Estacas com Cálice Embutido

Strut-and-Tie Models for Four- Pile Caps with Embedded Socket

*Carlos Antônio Marek Filho\**

*Rodrigo Barros\*\**

*José Samuel Giongo\*\*\**

## Resumo

São avaliados dois Modelos de Bielas e Tirantes para o dimensionamento de blocos de fundação sobre quatro estacas com cálice embutido possuindo interfaces lisas. A investigação consistiu em análise teórica comparativa dos resultados de tensão nas bielas e em seções das estacas e do pilar para dois modelos de bielas e tirantes: o primeiro deles adaptado de um modelo proposto da literatura para sapatas com cálice embutido e outro semelhante ao modelo usual utilizado para blocos ligados a pilares monoliticamente, entretanto, considerando uma redução da altura da treliça espacial justificada pela capacidade limitada de transferência de tensões de cisalhamento nas paredes da interface da ligação. Os resultados foram comparados com os valores sugeridos por autores e por normas internacionais. Conclui-se que a segunda hipótese do modelo de bielas apresenta vantagens tais como menores tensões nas bielas e menor número de tirantes. A idealização de modelos de bielas e tirantes para blocos possuindo cálice embutido está vinculada a geometria do bloco, às ações atuantes na ligação e especialmente à capacidade de transferência de tensões nas interfaces da ligação, de tal modo que as adaptações dos modelos sugeridas só poderão ser válidas mediante análise numérica ou experimental.

**Palavras-chave:** Bloco sobre quatro estacas, Cálice embutido, Modelo de bielas, resistência de nós e de bielas.

## 1 Introdução

Em estruturas que utilizam elementos de concreto pré-moldado, o tipo de ligação entre os elementos desempenha papel fundamental para que as considerações de cálculo possam acontecer efetivamente na estrutura final, de modo que é de grande relevância o conhecimento do comportamento das ligações nos projetos desse tipo de estrutura. Na ligação entre o pilar pré-moldado e os elementos de fundação, existem diversas alternativas, dentre as quais se podem destacar as ligações por meio de cálice de fundação. Estas ligações consistem no embutimento de uma parcela do comprimento do pilar no elemento de fundação.

Os cálices podem ser classificados em embutidos, parcialmente embutidos e externos, de acordo com a sua geometria e com a presença ou não de colarinho,

conforme apresentado na Figura 1. Dentre suas vantagens, os cálices apresentam facilidade durante a montagem e nos ajustes na obra, além de possuírem boa capacidade de transferência de momentos. Entretanto, apresentam inconveniência quanto à construção em divisas do terreno e quanto a sua geometria, haja vista que na situação de cálice externo as ligações são muito proeminentes, situação esta que é atenuada quando da utilização de cálices embutidos.

Embora existam modelos consagrados na literatura técnica que representam o comportamento das ligações por meio de cálice externo, são poucos os estudos que contemplam o comportamento das ligações por meio de cálice embutido. No presente trabalho avaliam-se dois modelos de bielas e tirantes que representam o funcionamento da ligação e a transferência das forças do pilar para um bloco apoiado

\* Mestre em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, EESC-USP / Eng. de projetos civis, COPEL. E-mail: zamarek@uol.com.br.

\*\* Doutorando em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, EESC-USP barrosrn@sc.usp.br.

\*\*\* Prof. Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas, EESC-USP email: jsgiongo@sc.usp.br.

sobre quatro estacas. Analisam-se também os diferentes limites de tensão nas regiões nodais sugeridos por pesquisadores e por códigos normativos.

## 2 Desenvolvimento

### 2.1 Dimensionamento de blocos sobre estacas

O dimensionamento de blocos sobre estacas pode ser feito baseado em um dos seguintes métodos: Método da Flexão e Método das Bielas e Tirantes. O Método da Flexão considera que a distribuição das deformações ao longo da seção transversal do bloco é linear e, desse modo, dimensiona-se a armadura principal por meio da teoria da flexão considerando o equilíbrio em uma seção crítica. A altura do bloco é determinada para que seja assegurada a resistência ao cisalhamento em uma seção crítica do bloco. O Método das Bielas e Tirantes, por sua vez, considera que a distribuição de deformações ao longo da altura do bloco não é linear e, sendo assim, idealiza bielas de compressão representando o fluxo de tensões de compressão e tirantes representando o fluxo de tensões de tração no interior do bloco de fundação.

O dimensionamento pelo método das bielas consiste na verificação das tensões de compressão nas regiões nodais e nas bielas de compressão, e no dimensionamento da armadura do tirante. Em blocos sobre estacas considera-se que a verificação da compressão em seções da biela próxima ao pilar e próxima à estaca seja suficiente para assegurar que não ocorra a ruptura da biela, em função da dificuldade em se definir a forma da biela no interior do bloco. Isto é, esse procedimento nada mais é do que uma verificação da região nodal.

Alguns códigos normativos indicam a utilização de um dos métodos, tal como ocorre com o ACI 318:2008, que recomenda o uso da teoria da flexão

tanto para blocos flexíveis como para blocos rígidos. Entretanto, percebe-se que a utilização da teoria da flexão atende satisfatoriamente à situação dos blocos classificados como flexíveis, assim como o Método das Bielas e Tirantes apresenta resultados favoráveis à segurança para os blocos classificados como rígidos. A NBR 6118:2007 considera que blocos rígidos são aqueles para os quais se verifica a expressão 1:

$$h \geq \frac{a - a_p}{3} \tag{1}$$

Na expressão anterior,  $h$  é a altura do bloco,  $a$  é a dimensão do bloco em uma direção e  $a_p$  é a dimensão do pilar na mesma direção. A classificação na maioria das vezes é feita em função da geometria do bloco e esse procedimento caracteriza um modo de levar em consideração o princípio de Saint-Venant para definir zonas de influência de discontinuidades ou perturbações no campo de tensões.

Considerando o dimensionamento dos blocos rígidos pelo Método das Bielas e Tirantes, tem-se que o dimensionamento do elemento estrutural pode ser feito por um modelo representativo, com a idealização de barras tracionadas e comprimidas de acordo com o fluxo de tensões no bloco. O fluxo de tensões pode ser obtido, por exemplo, por meio de uma análise numérica pelo Método dos Elementos Finitos. Depois de definido um modelo de bielas e tirantes levando em consideração o fluxo de tensões obtido para as respectivas condições de contorno e ações que atuam no elemento, faz-se necessário definir os critérios de resistência das regiões nodais e das bielas.

### 2.2 Critérios de resistência das regiões nodais

Regiões nodais são definidas como àquelas na periferia do ponto onde concorrem duas ou mais barras

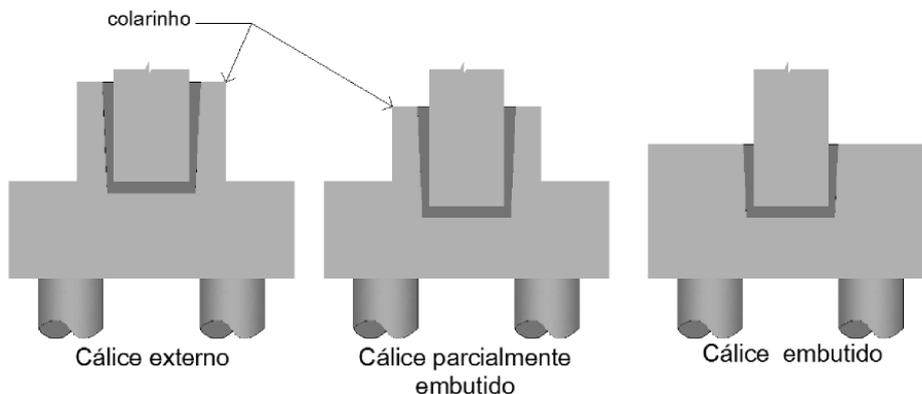


Figura 1 – Bloco de fundações com cálice externo, parcialmente embutido e embutido.

da treliça espacial idealizada no Modelo de Bielas e Tirantes. A resistência das regiões nodais depende prioritariamente do estado de tensões a que está submetido o nó, sendo que a resistência é maior nos nós em estado multiaxial de compressão e menor para nós onde ocorre ancoragem de tirantes.

Alguns códigos normativos apresentam valores limites para as tensões nas regiões nodais dadas as situações de sua fronteira, tais como o ACI 318 (2008), o código canadense CSA A23.3 (2004), a instrução espanhola EHE (2008), o EUROCODE 2 (2002) e o MC CEB-FIP (1990). O ACI 318 (2008) fornece a resistência da região nodal a partir da expressão 2 apresentada a seguir, sendo o valor do parâmetro  $\beta_n$  obtido da Tabela 1.

$$f_{ce} = 0,85 \beta_n f_c' \quad (2)$$

A norma canadense CSA A23.3 (2004) sugere valores limites de tensão para as regiões nodais que apresentam as condições descritas na Tabela 2.

Nas expressões da Tabela 2,  $\phi_c$  é o coeficiente de ponderação que considera a variabilidade da resistência à compressão do concreto. O valor deste coeficiente é igual a 0,65. A Tabela 3 descreve os valores limites de resistência da região nodal recomendados pela norma espanhola EHE (2008) considerando o estado multiaxial de tensões.

A norma europeia Eurocode 2 (2002) indica os valores especificados na Tabela 4 para a resistência da região nodal, enquanto que o código modelo CEB FIP (1990) sugere os valores apresentados na Tabela 5.

Nas expressões das Tabelas 4 e 5, o valor de  $v'$  é obtido por meio da expressão 3, com o valor da resistência característica AA compressão  $f_{ck}$  dado em MPa.

$$v' = \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (3)$$

Pesquisadores como BLÉVOT e FRÉMY (1967), baseados em resultados experimentais, sugerem valores de  $0,9 f_c'$  para a seção da biela próxima à

**Tabela 1** – Valores de  $\beta_n$  de acordo com as condições do nó presentes no ACI 318 (2008).

$\beta_n$	Situação
1,0	Regiões nodais limitada apenas por bielas, e ou apoios. Situação da região nodal que está sobre a biela e sob o pilar
0,8	Regiões nodais ancorando um tirante. Aparecem em blocos com armadura principal em uma direção, como os blocos sobre duas estacas
0,6	Regiões nodais ancorando dois ou mais tirantes. É a situação em que está envolvido um bloco sobre três ou mais estacas em mais de uma linha

**Tabela 2** – Valores da resistência da região nodal segundo a CSA A23.3 (2004).

Resistência	Situação
$0,85 \cdot \phi_c f_c'$	Regiões nodais contornadas por bielas e apoios ou pontos de aplicação de forças. Situação da região nodal que está sobre a biela e sob o pilar
$0,75 \cdot \phi_c f_c'$	Regiões nodais que ancoram tirante em uma única direção. Aparecem em blocos com armadura principal em uma direção, como os blocos sobre duas estacas
$0,65 \cdot \phi_c f_c'$	Regiões nodais que ancoram tirantes em mais de uma direção. É a situação em que está envolvido um bloco sobre três ou mais estacas em mais de uma linha

**Tabela 3** – Valores da resistência da região nodal segundo a EHE (2008).

Resistência	Situação
$f_{cd}$	Estado biaxial de compressão. Situação de nós superiores sob o pilar
$3,3 f_{cd}$	Estado triaxial de compressão
$0,7 f_{cd}$	Nós com tirantes ancorados. Situação dos nós sobre as estacas, onde ocorrem a biela comprimida com o tirante

estaca e próxima ao pilar. Os valores de resistência das bielas para blocos sobre quatro estacas sugeridos por MORAES (1976) resultam em  $1,5f_{ck}$ , tanto para a seção próxima ao pilar quanto próxima à estaca. MACHADO (1979) sugere valores de  $1,78f_{cd}$  e FUSCO (1994) limita as tensões na biela dos blocos a  $1,0f_{cd}$  sendo restringida a tensão nas estacas a  $0,25f_{ck}$  do bloco. Os valores últimos de tensões que foram descritos estão resumidos na Tabela 6.

Destaca-se que, entre as normas anteriormente citadas, existem diferenças nos quantis para o cálculo da resistência característica à compressão do concreto, bem como, na forma dos corpos-de-prova em que são aferidas essas resistências.

### 2.3 Ligações por meio de cálice de fundação

As ligações por meio de cálice externo de fundação podem ser analisadas segundo os modelos propostos por pesquisadores, tais como os sugeridos por LEONHARDT e MÖNNIG (1977), EL DEBS (2000) que adaptou o modelo dos autores alemães e CANHA (2004). Além desses modelos, alguns códigos normativos trazem modelos para o dimensionamento dessa ligação. A ABNT NBR 9062:2006 apresenta em seu texto um modelo baseado no de LEONHARDT e MÖNNIG (1977). Para estes modelos, a transferência das forças na ligação é condicionada ao tipo de ação que o pilar está exercendo na ligação, à intensidade

**Tabela 4** – Valores da resistência da biela,  $\sigma_{Rd,máx}$ , conforme o EUROCODE 2 (2002).

$\sigma_{Rd,máx}$	Situação
$v' f_{cd}$	Região nodal comprimida e sem tirantes ancorados.
$0,85 v' f_{cd}$	Região nodal comprimida e com tirantes ancorados em uma direção.
$0,75 v' f_{cd}$	Região nodal comprimida e com tirantes ancorados em mais de uma direção.
$3,00 v' f_{cd}$	Região nodal sob compressão triaxial.

**Tabela 5** – Valores da resistência da biela,  $f_{cd2}$ , conforme o MC CEB-FIP (1990).

$f_{cd2}$	Situação
$0,85 v' f_{cd}$	Regiões nodais aonde chegam apenas bielas comprimidas. Situação dos nós superiores, localizados sob o pilar
$0,75 v' f_{cd}$	Regiões nodais aonde chegam tirantes. Situação dos nós sobre as estacas, onde concorrem a biela comprimida e o tirante

**Tabela 6** – Tensões últimas nas seções próximas à estaca e ao pilar.

	Tensão na região próxima a estaca (MPa)	Tensão na região próxima ao Pilar (MPa)
ACI 318 (2008)	$0,51 f'_c$	$0,85 f'_c$
CSA A23.3 (2004)	$0,42 f'_c$	$0,55 f'_c$
EHE (2008)	$0,70 f_{cd}$	$f_{cd}$
EUROCODE 2 (2002)	$0,75 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}$	$\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}$
CEB-FIP(1990)	$0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}$	$0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}$
BLÉVOT e FRÉMY (1967)	$0,9 f_{ck}$	$0,9 f_{ck}$
FUSCO (1994)	$f_{cd}$	$f_{cd}$
MACHADO (1979)	$1,78 f_{cd}$	$1,78 f_{cd}$
MORAES (1976)	$1,5 f_{ck}$	$1,5 f_{ck}$

das ações, ao comprimento de embutimento do pilar no cálice e à conformação das superfícies do pilar e do cálice que fazem parte da interface da ligação.

Quanto à configuração das superfícies da interface da ligação, pode-se classificá-las em lisas e rugosas, sendo que de acordo com a NBR 9062:1985, as superfícies rugosas são aquelas que possuem uma rugosidade mínima de 10 mm para cada 100 mm. CANHA (2004) observou que para os cálices de interface rugosa o comportamento da ligação é semelhante à monolítica, assim como assume o EUROCODE 2 (2002) nessas condições.

Em virtude da falta de recomendações quando se tratam de cálices totalmente embutidos, adaptou-se nesse trabalho o modelo de transferência de forças na ligação por cálice externo apresentado por EL DEBS (2000), baseado nas recomendações da NBR 9062:2006 e de LEONHARDT e MÖNNIG (1977), ilustrado na Figura 2.

A partir do esquema apresentado na Figura 2, pode-se obter as expressões para cálculo das parcelas de forças resultante e do comprimento de embutimento para os cálices externos, as quase constam na Tabela 7.

#### 2.4 Modelos de Bielas e Tirantes

Assim como são diferentes o aspecto e o mecanismo de transferência das forças atuantes no pilar para o bloco de fundação quando a ligação é monolítica e por meio de cálice, é necessária a utilização de um modelo de bielas e tirantes que seja coerente com o modo com que as ações atuam no bloco. Levando em consideração esse aspecto, percebe-se que a maioria dos modelos de bielas e tirantes para blocos sobre estacas são destinados àqueles submetidos à força vertical centrada e com ligação monolítica.

SILVA (1998) propõe um modelo de bielas e tirantes destinado à sapatas com ligação do tipo cálice embutido com interfaces lisas submetida a forças

vertical, horizontal e momento em uma direção. Mesmo tendo sido proposto para sapatas, o modelo é passível de adaptação para blocos sobre quatro estacas, o que foi feito no presente trabalho.

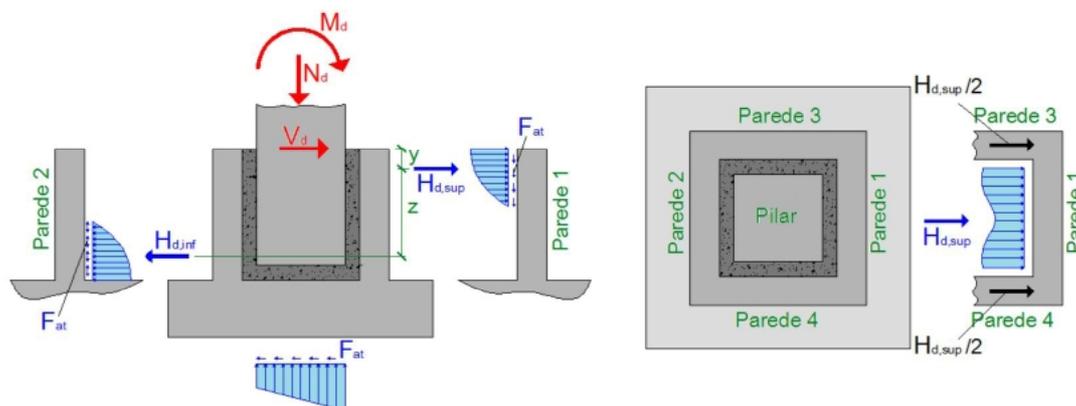
### 3 Modelos para análise

Avaliou-se um dos modelos de bielas e tirantes proposto por SILVA (1998) para sapatas e adaptado para blocos sobre quatro estacas, conforme Figura 3, e o modelo de bielas e tirantes proposto por BLÉVOT e FRÉMY (1967). Todavia, considerou-se uma redução da altura da treliça espacial em razão da ligação entre o pilar e o bloco não ser realizada no topo do bloco, de acordo com a Figura 4.

O modelo adaptado da proposição de SILVA (1998) foi originalmente idealizado para sapatas com cálice embutido, sendo que: não é considerado o atrito entre as interfaces. Desse modelo de SILVA (1998) será aproveitado o arranjo de barras idealizado no modelo de bielas e tirantes, sendo que as forças resultantes e o comprimento de embutimento serão determinados a partir das formulações apresentadas para cálices lisos, presentes em EL DEBS (2000) e apresentadas anteriormente na Tabela 7.

Considerando que o funcionamento da ligação feita por meio de cálice embutido ocorra pela transmissão das tensões ao longo de todo o comprimento embutido do pilar, é razoável considerar a formação das bielas de compressão a partir de um trecho do comprimento de embutimento. Apesar de o cálice ser de paredes lisas e na prática serem desprezadas as forças de atrito que são desenvolvidas na interface, a NBR 9062:2006 admite que até 70% da força vertical seja transferida pela interface, desde que exista armadura de suspensão capaz de resistir às tensões de tração causadas pelas ações em volta do encaixe.

Como uma forma de apreciar a transferência dos esforços que poderia estar ocorrendo pela interface,



**Figura 2** – Esquema de transferência de forças em ligação com cálice de paredes lisas, adaptado de EL DEBS (2000).

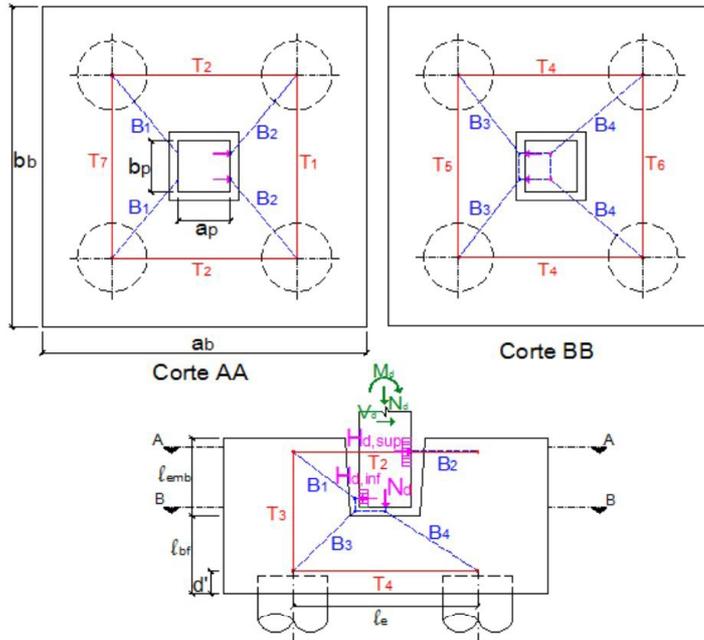


Figura 3 – Modelo de bielas proposto por SILVA (1998) e adaptado para bloco sobre quatro estacas.

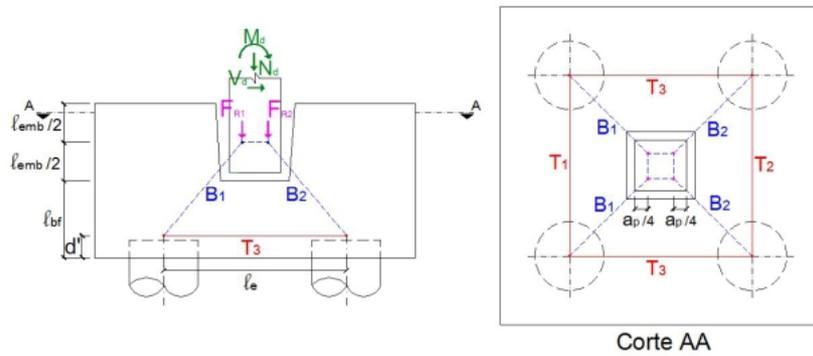


Figura 4 – Modelo de bielas e tirantes clássico considerando altura parcial do bloco.

Tabela 7 – Expressões para o cálculo do comprimento de embutimento, forças resultantes e seus respectivos pontos de atuação.

Superfície	Rugosa	Lisa
$\ell_{emb} \left( \frac{M_d}{N_d \cdot b_{pil}} \leq 0,15 \right)$	1,20 $b_{pil}$	1,50 $b_{pil}$
$\ell_{emb} \left( \frac{M_d}{N_d \cdot b_{pil}} \geq 2,00 \right)$	1,60 $b_{pil}$	2,00 $b_{pil}$
$H_{d,sup}$	$\frac{M_d}{0,85 \cdot \ell_{emb}} + 1,20 V_d$	$\frac{M_d}{0,67 \cdot \ell_{emb}} + 1,25 V_d$
$H_{d,inf}$	$\frac{M_d}{0,85 \cdot \ell_{emb}} + 0,20 V_d$	$\frac{M_d}{0,67 \cdot \ell_{emb}} + 0,25 V_d$
y	0,150 $\ell_{emb}$	0,167 $\ell_{emb}$
z	0,850 $\ell_{emb}$	0,667 $\ell_{emb}$

nesta análise será adotada a hipótese de que a formação das bielas de compressão possa ser considerada a partir da metade do comprimento de embutimento do pilar. Esse procedimento, apesar de ainda não comprovado experimentalmente, tem sido adotado por alguns projetistas para o cálculo e dimensionamento de blocos possuindo esse tipo de ligação. PAGNUSAT (2011) constatou essa hipótese por meio de análise numérica.

As análises são baseadas na intensidade das forças nos tirantes e nas bielas de compressão que são avaliadas de acordo com os critérios de resistência última descritos anteriormente. É feita uma análise linear pelo método dos elementos finitos por meio do programa computacional DIANA, considerando a transferência das forças do pilar para o bloco por meio da ligação descrita anteriormente. Para a modelagem numérica fez-se o uso de elementos tridimensionais hexaédricos isoparamétricos de aproximação quadrática para deslocamentos, possuindo vinte nós e três graus de liberdade por nó. O comportamento obtido do modelo numérico é comparado com o dos modelos de bielas e tirantes avaliados. Os dois modelos de blocos estudados possuem a mesma geometria em planta, 1,70 m x 1,70 m, sendo que a altura do bloco A é de 0,73 m enquanto que a altura do bloco B é de 0,93 m. O comprimento de embutimento foi calculado em 0,53 m e o pilar de seção quadrada apresenta 0,35 m de lado. Foi considerado concreto da classe C25 de acordo com a NBR 6118:2007 e os valores das ações de projeto nos modelos e as forças nas paredes do cálice estão apresentados na Tabela 8.

**Tabela 8** – Ações atuantes nos modelos.

Ações	Bloco A e Bloco B
$M_d$ (kN.m)	80
$N_d$ (kN)	900
$H_{d,sup}$ (kN)	225,29
$H_{d,inf}$ (kN)	225,29

## 4 Análise dos Resultados

Observou-se por meio do modelo proposto por silva que as bielas B3 e B4 são as mais críticas, de modo que os resultados de força e tensão apresentados serão relativos a essas bielas. O bloco A, por apresentar menor altura em relação ao bloco B, apresentou também maiores valores de força na biela e tensão nas regiões nodais. A diferença de 20 cm na altura dos modelos provocou aumento aproximado de 220% nas forças atuantes nas bielas B3 e B4 do modelo A, quando comparadas as do modelo B. Em termos

de tensão nas regiões nodais, o aumento foi superior a 580% também comparando os resultados do bloco A em relação aos do bloco B. Verifica-se, portanto, que a escolha da altura do bloco é fundamental na ligação com cálice embutido. A Tabela 9 apresenta os resultados de força e tensão nos blocos A e B, enquanto que a Tabela 10 apresenta os resultados das forças de tração nos tirantes.

**Tabela 9** – Forças e tensões nas bielas do modelo adaptado de SILVA (1998).

Bloco	Bloco A		Bloco B	
	B3	B4	B3	B4
Força (kN)	625,16	522,41	287,72	238,02
$\sigma_{\text{bloco-estaca}}$ (MPa)	30,2	36,3	5,73	6,18
$\sigma_{\text{bloco-pilar}}$ (MPa)	79,2	95,4	15,04	16,23

**Tabela 10** – Forças nos tirantes do modelo adaptado de SILVA (1998).

Tirante	Bloco A	Bloco B
T1 (kN)	138,94	138,94
T2 (kN)	112,65	112,65
T3 (kN)	121,14	105,14
T4 (kN)	373,82	112,55
T5 (kN)	449,38	132,62
T6 (kN)	318,58	97,72
T7 (kN)	138,94	138,94

Em relação ao modelo de bielas e tirantes proposto, verifica-se que as forças nas bielas diminuíram para a situação do bloco A e aumentaram para a situação do bloco B, o que era esperado, em função da maior altura do bloco B em relação ao bloco A. Em relação ao campo de distribuição das tensões principais, o mesmo pode ser identificado por meio da análise numérica linear utilizando o método dos elementos finitos. Foram utilizados elementos de interface na região da ligação com o intuito de simular a transferência das ações do pilar por meio do cálice. A Figura 5 apresenta o fluxo de tensões principais de compressão do bloco A na situação em que foi desprezada a transferência de tensões na interface pilar-bloco. A Figura 6, por sua vez, apresenta o mesmo fluxo de tensões considerando a transferência de tensões nessa interface. Resultados semelhantes foram encontrados para o Bloco B, conforme Figuras 7 e 8.

Quanto aos limites de tensões nas bielas, verifica-se grande variabilidade nos resultados em função dos diversos valores limites apresentados nas normas técnicas e por pesquisadores. Apresenta-se na Figura 11 os valores limites de tensão obtidos a partir das expressões da Tabela 6, considerando concreto da

classe C25. A Figura 12, por sua vez, compara as tensões de compressão nas bielas dos modelos analisados com os limites indicados na Figura 11, sendo que as células com segmento de reta diagonal indicam que os limites de segurança do respectivo código ou pesquisador foram atendidos, enquanto que nas células em branco, verifica-se que esses limites foram ultrapassados.

O fluxo de tensões principais de tração é apresentado apenas para o Bloco A em virtude da semelhança dos resultados, e encontram-se nas Figuras 9 e 10.

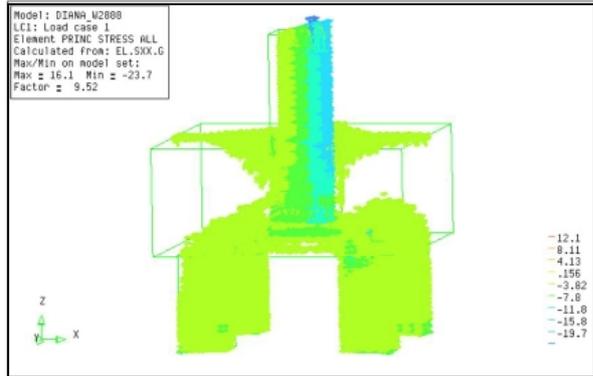


Figura 5 – Fluxo de tensões principais de compressão para o Bloco A, sem interface.

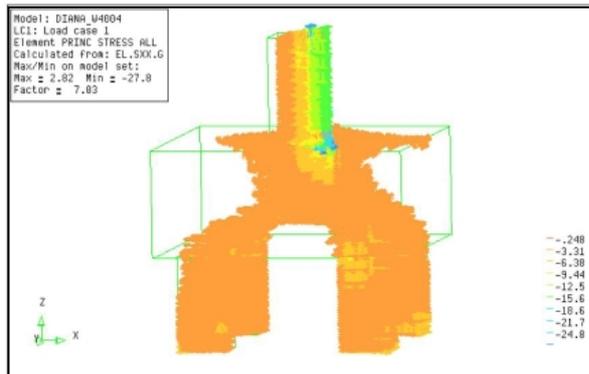


Figura 6 – Fluxo de tensões principais de compressão para o Bloco A, com interface.

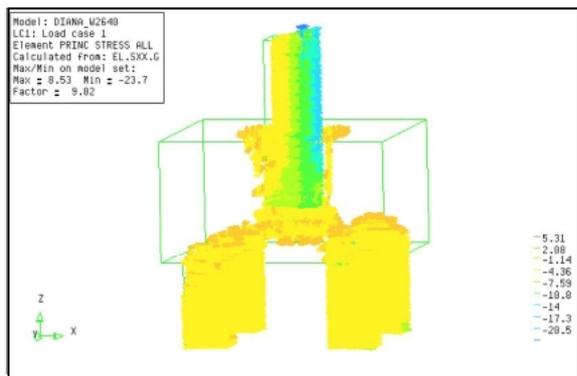


Figura 7 – Fluxo de tensões principais de compressão para o Bloco B, sem interface.

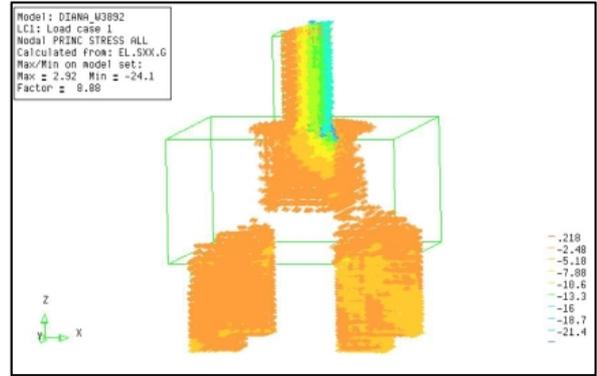


Figura 8 – Fluxo de tensões principais de compressão para o Bloco B, com interface.

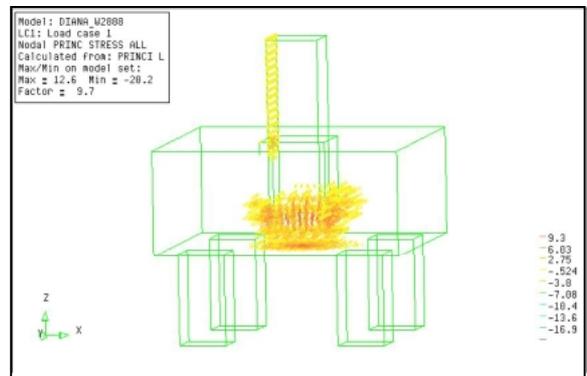


Figura 9 – Fluxo de tensões principais de tração para o Bloco A, sem interface.

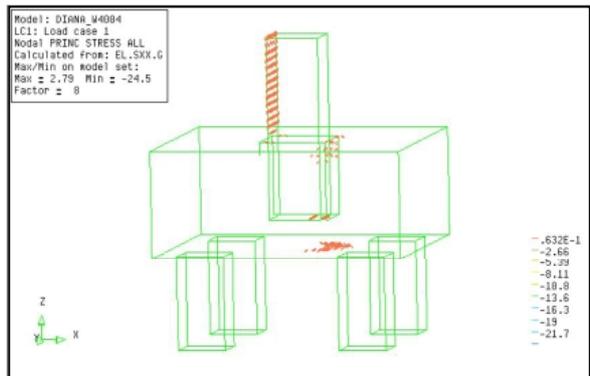


Figura 10 – Fluxo de tensões principais de tração para o Bloco A, com interface.

## 5 Conclusões

Observou-se que o primeiro modelo de bielas e tirantes, apresenta valores maiores de compressão nas bielas em razão do menor ângulo de inclinação que estas apresentam quando é considerada a sua formação a partir do fundo do cálice. O número de tirantes nesse

modelo é maior e, deste modo, a adoção do modelo simplificado, que considera a formação das bielas a partir de certo trecho do comprimento de embutimento, é mais adequado ao princípio da mínima energia de deformação, citado em SILVA e GIONGO (2000). Essa é uma hipótese ainda não comprovada que precisa ser mais bem estudada por meio de análises experimentais e numéricas que considerem a não-linearidade física do concreto e a influência da interface.

A disposição da armadura para o primeiro modelo seria mais trivial, armando-se todas as regiões onde foram idealizados tirantes. A armadura do segundo modelo, provavelmente, seria semelhante à armadura de blocos convencionais solicitados pelo mesmo tipo de ação.

Constatou-se que as recomendações de resistência para as regiões nodais e para as bielas variam muito de acordo com cada código normativo, sendo que é aconselhável utilizar valores que tenham sido verificados experimentalmente em elementos de con-

creto que possuam geometria e ações semelhantes àquelas do modelo que se pretende analisar.

Os maiores valores de resistência sugeridos pelos pesquisadores se justificam por estes serem válidos apenas para blocos sobre estacas e não para outros tipos de elementos, como ocorrem para os códigos normativos, cuja aplicabilidade é generalizada.

A análise numérica, mesmo que linear, permitiu concluir que, caso seja possível considerar a transferência de uma parcela das forças por meio do mecanismo de atrito e adesão nas interfaces da ligação, ocorrerá a formação de bielas já ao longo do comprimento de embutimento. Por se tratar de um estudo preliminar, a verificação deste tipo de comportamento só poderá ser feita depois da determinação dos parâmetros de rigidez à tração e de rigidez ao cisalhamento na interface, que regem a capacidade de transferência de tensões pela interface. Caso a transferência de tensões seja desprezada nas

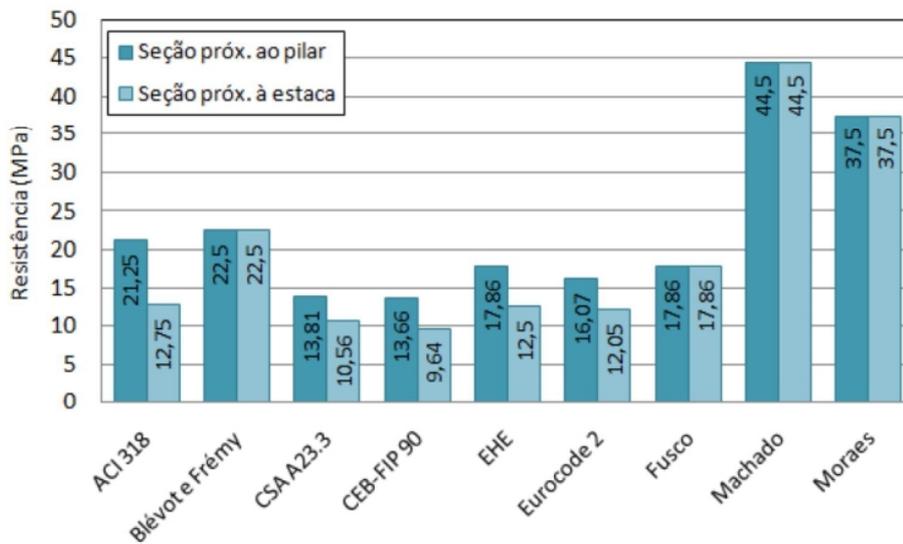


Figura 11 – Representação gráfica dos diferentes valores limites de tensões nas bielas em seções próximas ao pilar e à estaca.

Biela		ACI 318		Blévoet e Frémy		CSA A23.3		CEB-FIP 90		EHE		Eurocode 2		Fusco		Machado		Moraes	
		Est.	Pil.	Est.	Pil.	Est.	Pil.	Est.	Pil.	Est.	Pil.	Est.	Pil.	Est.	Pil.	Est.	Pil.	Est.	Pil.
Modelo I	B <sub>3</sub>																		
Bloco A	B <sub>4</sub>																		
Modelo I	B <sub>3</sub>																		
Bloco B	B <sub>4</sub>																		
Modelo II	B <sub>1</sub>																		
Bloco A	B <sub>2</sub>																		
Modelo II	B <sub>1</sub>																		
Bloco B	B <sub>2</sub>																		

Figura 12 – Tensões nas bielas dos blocos avaliados comparados com os valores limites.

interfaces de paredes lisas, essa análise preliminar indica que seria necessário tomar precauções quanto à punção da região compreendida entre o fundo do bloco e do pilar, e que, se a espessura dessa região for pequena, recomenda-se o seu dimensionamento a partir de tensões pela teoria de placas.

## Abstract

Two strut-and-tie models for the design of four-pile caps with embedded socket were evaluated, with smooth interfaces. The investigation consisted on a comparison of the results from the theoretical analysis of compressive stress on struts in sections near of the pile and near of the column in two strut-and-tie models: one adapted from a proposed model of the literature for footings with embedded socket and a model similar to the ordinary model used for pile caps with monolithic connection between the pile cap and the column, however, considering a lower height of the spatial truss due to the limited capacity of shear stress transfer on the interfaces. The results were compared with the values suggested by some researchers and some international codes. It was concluded that the second hypothesis of strut-and-tie model presented some advantages such as: lower values of compressive stress on struts and smaller number of ties. The idealization of strut-and-tie models for pile caps with embedded socket is associated with the geometry, the forces acting on the connection and, specially, the capability of stress transfer on the interfaces, such way the proposed adaptations need to be evaluated by numerical or experimental analysis

**Keywords:** Four-pile caps, embedded socket, strut-and-tie model, strength of nodes and struts.

## 6 Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2007 – Projeto e execução de estruturas de concreto – Procedimento, Rio de Janeiro, 2003.  
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 9062:2006 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado, Rio de Janeiro, 2006.  
AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. COMMITTEE

318 (ACI 318-08) – Building code requirements for structural concrete and commentary, Detroit, Michigan, 2008.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur pieux. Anales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, Paris, v. 20, n. 230, p. 224-273, fev. 1967.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. CSA A23.3 – Design of concrete structures with explanatory notes, Ontario, 2004.

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

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. EHE – Instrucción Española de hormigón armado. Ministerio de fomento, Centro de publicaciones, Madrid, 2008.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code for concrete structures. Bulletin D'Information, n. 203-205, Paris, 1990.

EL DEBS, M. K. (2000). Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. EESC. Universidade de São Paulo. São Carlos.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EUROCODE 2 – Design of concrete structures – part 1.1, Brussels, 2002.

FUSCO, P. B. (1995). Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo. Ed. Pini.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1977). Construções de concreto - vol. 3. Rio de Janeiro. Ed. Interciência.

MACHADO, C. P. (1979). Elementos especiais estruturais de concreto armado. São Paulo. FDTE-EPUSP-IPT. (Notas de aula) v. 1.

MORAES, M. C. (1976). Estruturas de fundações. São Paulo. Ed. McGraw-Hill do Brasil.

PAGNUSSAT, R. (2011). Análise numérica do comportamento de blocos sobre quatro estacas com cálice parcialmente embutido – estudos de casos reais. Dissertação (Mestrado). EESC. Universidade de São Paulo. São Carlos.

SILVA, A. M. S. (1998). Ligações entre elementos pré-fabricados de betão. Dissertação (Mestrado). Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa.

SILVA, R. C., GIONGO, J. S. (2000). Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado. EESC. Universidade de São Paulo. São Carlos.