

# AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE CONSOLOS DE CONCRETO MOLDADOS EM DUAS ETAPAS COM A UTILIZAÇÃO DE PROTENSÃO NÃO ADERENTE

## Strength assessment of concrete corbels cast in two steps using unbonded post-tensioning

Luiz Guilherme Mendonça Chagas<sup>1</sup>, Izadora Ferreira Nogueira<sup>2</sup>, Luiz Álvaro de Oliveira Júnior<sup>3</sup>, Daniel de Lima Araújo<sup>4</sup>

Recebido em 19 de setembro de 2017; aceito em 23 de maio de 2018; disponível on-line em 13 de agosto de 2018.



### PALAVRAS CHAVE:

Consolos;  
Protensão não-aderente;  
Fendilhamento;  
Pré-moldado;

### KEYWORDS:

Corbels;  
Unbonded post-tensioning;  
Splitting;  
Precast concrete;

**RESUMO:** Uma das principais vantagens das estruturas de concreto pré-moldado é a rapidez da execução. Essa vantagem pode ser ainda mais evidenciada se peças como pilares com consolos puderem ser produzidas de forma ainda mais ágil. Este artigo apresenta os resultados de uma pesquisa experimental em consolos curtos de concreto pré-moldado. Os consolos são pré-moldados separadamente do pilar e unidos ao mesmo mediante encaixe e protensão não aderente. Para isso, foram confeccionados três modelos formados por um pilar e dois consolos simétricos, todos pré-moldados, sendo que a ruína se deu por fendilhamento do concreto dos consolos. Os resultados também apontaram que a tipologia de consolo proposta apresentou capacidade resistente apenas 5% menor que do consolo monolítico de referência. Por outro lado, a tipologia de consolo proposta neste trabalho proporcionou capacidade resistente consideravelmente superior à encontrada para a tipologia de consolo moldado em duas etapas sem o uso de protensão.

**ABSTRACT:** One of the key advantages of precast concrete structures is the speed of construction. This advantage can be further evidenced if elements like columns with corbels could be produced in an even more agile way. This paper presents the results of an experimental research on short precast concrete corbels. Corbels are precast separately of the column and then joined to it by means of socketed and unbonded post-tensioning. For this, three models composed by a column and two symmetric corbels, all of them precast, were produced, being their failure defined by splitting of concrete in corbels. Results also demonstrated that the proposed typology of corbel presented strength merely 5% lower than the reference monolithic corbel. In the other hand, the proposed typology of corbel provided strength significantly greater than that found for corbel cast in two steps without prestressing.

### \* Contato com os autores:

<sup>1</sup> e-mail: [luizgmchagas@gmail.com](mailto:luizgmchagas@gmail.com) (L. G. M. Chagas)

Graduando, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil

<sup>2</sup> e-mail: [izadorafn@gmail.com](mailto:izadorafn@gmail.com) (I. F. Nogueira)

Graduando, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil

<sup>3</sup> e-mail: [alvarojunior@pucgoias.edu.br](mailto:alvarojunior@pucgoias.edu.br) (L. A. Oliveira Júnior)

Professor Dr., Escola de Engenharia, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil

<sup>4</sup> e-mail: [dclaraujo@ufg.br](mailto:dclaraujo@ufg.br) (D. L. Araújo)

Professor Dr., Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil

## 1. INTRODUÇÃO

O planejamento da produção e das etapas de montagem, a menor geração de resíduos, o melhor aproveitamento dos materiais, a organização e limpeza do canteiro de obra, o controle de qualidade dos elementos, a rapidez na execução, a redução da utilização de fôrmas e cimbramentos e a precisão geométrica dos elementos são características da estrutura de concreto pré-moldado que tornam o sistema atraente no mercado da construção civil.

Para Ferreira et al. (2005), a padronização das soluções tecnológicas para os sistemas de ligações e de juntas nas interfaces dos elementos pré-moldados passa a assumir importância fundamental para viabilizar o potencial intrínseco do sistema construtivo. De fato, a dificuldade de realizar essa padronização apresenta-se como um dos principais entraves para o avanço do setor, pois as ligações e juntas interferem tanto na execução quanto no comportamento da estrutura, sendo objeto de inúmeras pesquisas na área do concreto pré-moldado.

Consolos são elementos em balanço, projetados como apoios para ligações viga-pilar, laje-viga, laje-pilar. Oliveira (2012) explica que devido às altas taxas de armaduras e à complexidade no detalhamento de algumas peças, aponta-se como problemática a moldagem em uma única etapa. Quando a posição do consolo coincide com a lateral da fôrma, os encaixes podem ser feitos sem tantos danos. No entanto, quando essa posição coincide com o leito da fôrma, são necessárias várias modificações e remanejamentos das peças da fôrma, o que retarda a produção e vai de encontro a uma das principais vantagens do sistema, que é a rapidez na execução da obra. Para contornar essa dificuldade do processo produtivo utiliza-se o recurso da modelagem em duas etapas. Nesse caso, confeccionam-se primeiramente as peças suporte, vigas e pilares e, após a cura, moldam-se os consolos, surgindo as juntas de concretagem.

A sugestão do consolo moldado em etapas distintas e de forma simultânea favorece a

produção industrial dos elementos estruturais. Outro aspecto negativo que poderia ser superado se refere às ligações densamente armadas. Nestas, a grande quantidade de armadura pode dificultar a concretagem, o adensamento e a montagem, e isso pode acarretar em execução incorreta e comportamento diferente daquele previsto ou idealizado no projeto (introdução de esforços não previstos). Nesse sentido, a produção do consolo e do pilar em etapas distintas surge como alternativa para superar essas dificuldades.

Neste trabalho, a sugestão da moldagem em duas etapas foi seguida de forma diferente da encontrada na literatura (ARAÚJO et al., 2017). Propõe-se a produção simultânea dos consolos e do pilar, os quais devem ser unidos mediante encaixe e mantidos na configuração final desejada pelo emprego de protensão não aderente. A produção simultânea pode simplificar os processos de produção e de montagem de pilares com consolos de concreto pré-moldado, enquanto a protensão pode permitir superar os inconvenientes das elevadas taxas de armadura, problema este que Lachowicz e Nagrodzka-Godycka (2016) consideram ter na protensão uma solução razoável.

Assim, o objetivo deste trabalho é determinar experimentalmente a capacidade resistente de consolos de concreto que utilizam armadura ativa em aço CP-190 RB como tirante e armadura passiva composta de aço CA-50 (costura e estribos verticais).

## 2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

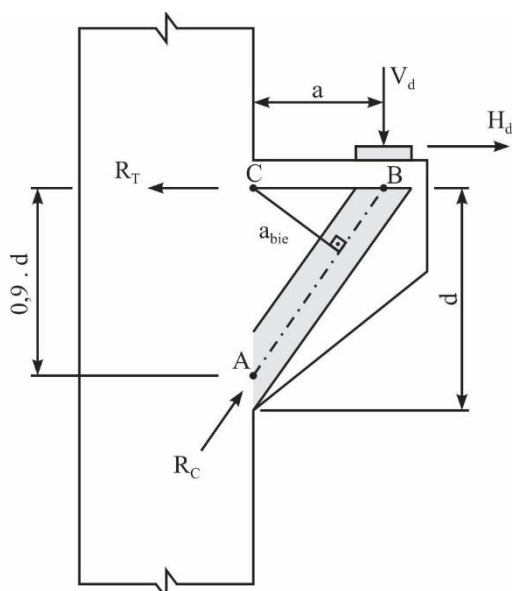
### 2.1 CONSOLOS: DEFINIÇÃO E UTILIZAÇÃO

A ABNT NBR 9062:2017 considera consolo como sendo o elemento em balanço no qual a distância ( $a$ ) da carga aplicada à face do apoio (o pilar) é menor ou igual à altura útil ( $d$ ) do consolo, como é mostrado na Figura 1. Outros autores apresentam definições que complementam a da ABNT NBR 9062:2017, entre eles Yassin *et al* (2015), que descrevem o consolo como um elemento curto em balanço que se projeta da face

de pilares ou paredes para suportar elevados carregamentos provenientes de vigas ou de outros elementos estruturais. Tratam-se de elementos estruturais frequentemente executados em concreto armado (pré-moldado ou não) e que serve de apoio para outros elementos estruturais, destacando-se entre os elementos mais usuais de ligação em estruturas pré-moldadas e pré-fabricadas. Em relação aos consolos, este trabalho foca naqueles tipificados como curtos, isto é, aqueles cuja relação  $a/d$  varia de 0,5 a 1,0.

Os consolos e vigas curtas, cujas alturas são maiores que os seus comprimentos, têm um comportamento estrutural diferenciado em relação aos esforços internos normalmente observados em vigas. Assim, nesses elementos não é válida a teoria clássica de flexão, resultando em uma tensão de compressão oblíqua à estrutura.

Além disso, após a fissuração do concreto, o comportamento do consolo se modifica, ocorrendo uma diminuição de rigidez e outros mecanismos mais complexos. Desta forma, o projeto desses elementos estruturais deve ser objeto de recomendações específicas (CANHA; EL DEBS, 2005).



**FIGURA 1:** Posicionamento das dimensões de um consolo típico. **FONTE:** Adaptado de El Debs (2000).

Segundo a NBR 9062 (ABNT, 2017), os consolos são calculados seguindo três categorias, quais sejam:

- Para  $a/d \leq 0,5$  (consolos muito curtos), o dimensionamento se faz pelo Modelo de Atrito-Cisalhamento supondo a ruptura ao longo do plano de ligação do consolo com seu suporte. Esse modelo não será comentado em razão do consolo a ser estudado neste trabalho ser classificado como curto;
- Para  $0,5 < a/d \leq 1,0$  (consolos curtos), o dimensionamento se faz segundo o modelo matemático de uma treliça de duas barras, uma tracionada ou tirante, e outra comprimida ou biela, o qual é conhecido por Modelo de Bielas e Tirantes;
- Para  $1,0 < a/d \leq 2,0$ , o dimensionamento se faz como viga em balanço.

A respeito da execução de componentes pré-moldados de concreto que utilizem os consolos como elementos de apoio temporário ou definitivo para outros elementos, há uma preocupação em acelerar ainda mais a execução da obra que empregue esses componentes. Comprova essa afirmação o relato de Luizetto e Grando (2014), afirmando que as empresas já adotam métodos para realização de consolos moldados em duas etapas, permitindo que as etapas do processo construtivo sejam executadas simultaneamente e não mais em sequência.

Na medida em que as empresas utilizam os consolos moldados em duas etapas, ainda sem comprovação teórica e experimental suficiente da adequação do comportamento mecânico desses consolos, a academia tem respondido às demandas da indústria com a realização de várias pesquisas sobre o assunto, entre as quais citam-se: Costa (2009), Bellucio (2012), Oliveira (2012), Castro et al. (2014), Araújo et al. (2017), entre outros. A justificativa para esse interesse da academia diz respeito, entre outros aspectos, a alguns problemas desses consolos como: 1) a abertura da junta, que normalmente é excessiva e expõe a armadura, podendo comprometer a durabilidade da estrutura, e 2) a menor rigidez comparativamente à rigidez de um pilar com consolo monolítico. Todos os trabalhos citados

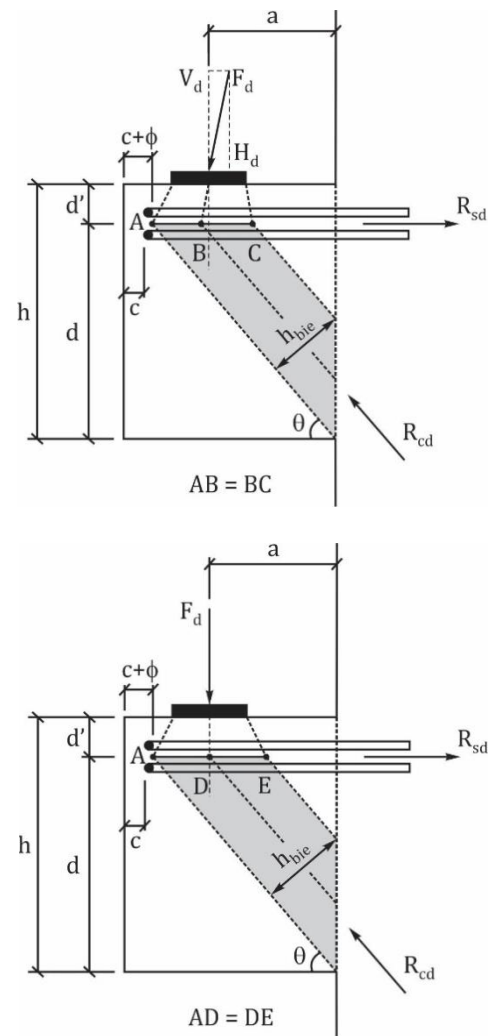
tratavam dos consolos moldados em duas etapas como alternativa que viabilizava a solução do primeiro problema, o que significa que mais pesquisa é necessária, pois os entraves ainda têm limitado o emprego desse processo, embora as vantagens para a indústria sejam evidentes.

## 2.2 MODELO DE BIELA E TIRANTES

Segundo Fernandes e El Debs (2005) esse modelo, também conhecido como treliça, consiste em idealizar o comportamento do concreto, nos trechos de descontinuidade, através de bielas e tirantes, com suas respectivas posições escolhidas a partir do fluxo de tensões na região. Os elementos são interconectados nos nós, resultando na formação de uma treliça idealizada. Esse modelo é o mais empregado para o cálculo de consolos curtos, tendo em vista que nesses elementos não se aplica a Teoria Clássica de Flexão, o que significa que não é válida a hipótese de seções planas de Bernoulli.

A norma NBR 9062 (ABNT, 2017) dispõe no item 7.3.2 que a largura da biela é influenciada pelo carregamento atuante. Isto quer dizer que, nos casos em que houver força horizontal a ser transmitida ao pilar pelo consolo, a biela terá inclinação e dimensões diferentes daquelas que seriam observadas na presença apenas de força vertical, como mostra a Figura 2.

Na Figura 2,  $h$  é a altura do consolo,  $h_{bie}$  é a largura da biela,  $d$  é a altura útil do consolo,  $d'$  é a distância da face superior do consolo até o centroide da armadura do tirante,  $a$  é a distância do ponto de aplicação da força até a face do pilar,  $c$  é o cobrimento de concreto da armadura do tirante,  $\phi$  é o diâmetro da armadura do tirante,  $\theta$  é a inclinação da biela medida em relação à horizontal,  $V_d$  e  $H_d$  são as componentes vertical e horizontal da força  $F_d$  transferida ao consolo,  $R_{cd}$  é a resultante de compressão na biela e  $R_{sd}$  é a resultante de tração no centroide da armadura do tirante, fatores que são utilizados para obtenção dos esforços atuantes e do carregamento que a peça pode suportar.



**FIGURA 2:** Posicionamento das dimensões de um consolo típico. **FONTE:** Adaptado de NBR 9062 (ABNT, 2017).

### 2.2.1 Dimensionamento segundo NBR 9062 (ABNT, 2017)

#### 2.2.1.1 Transmissão dos Esforços

Para o dimensionamento do consolo a NBR 9062 (ABNT, 2017) sugere que sejam desprezados os efeitos de forças horizontais que comprimam o plano de ligação entre o consolo e o elemento de sustentação, considerando ainda que o efeito de forças horizontais gere efeitos de tração no plano de ligação sendo absorvido integralmente pelo tirante. Ainda segundo a NBR 9062 (ABNT, 2017) na ausência de impedimento ao movimento horizontal, estima-se a força horizontal ( $H_d$ ) pela vertical ( $F_d$ ), de acordo com os seguintes casos:

- $H_d = 0,8 F_d$  para juntas a seco;
- $H_d = 0,5 F_d$  para elemento assentado com argamassa;
- $H_d = 0,16 F_d$  para almofadas de elastômero;
- $H_d = 0,08 F_d$  para almofadas revestidas de plástico politetrafluoretileno;
- $H_d = 0,25 F_d$  para apoios realizados entre chapas metálicas não soldadas;
- $H_d = 0,4 F_d$  para apoios realizados entre concreto e chapas metálicas;

### 2.2.1.2 Verificação da biela de compressão

A NBR 9062 (ABNT, 2017) não demonstra as equações para se determinar a largura e a altura da biela comprimida. Porém, a partir da geometria, chega-se à Equação 1 escrita conforme simbologia da Figura 2, na qual o ângulo  $\theta$  é calculado seguindo a Equação 2:

$$h_{bie} = d \cdot \left[ \frac{2 \cdot (L - c - \phi) - 2 \cdot a}{(L - c - \phi)} \right] \cdot \cos \theta \quad \text{Eq. [1]}$$

$$\theta = \text{tg}^{-1} \left( \frac{d}{L - c - \phi} \right) \quad \text{Eq. [2]}$$

De acordo com a NBR 9062 (ABNT, 2017), o dimensionamento de consolos curtos segue o modelo matemático de uma treliça de duas barras, uma tracionada (ou tirante), e outra comprimida (ou biela). Para verificação da biela comprimida observa-se a tensão de compressão, que não deve ultrapassar:

- $f_{cd}$  para carga direta;
- $0,85 f_{cd}$  para carga indireta;

Em que  $f_{cd}$  é o valor de cálculo da resistência à compressão do concreto.

### 2.2.1.3 Armadura do tirante

Segundo a NBR 9062 (ABNT, 2017), quando não há diminuição de seção transversal entre o ponto de aplicação da carga e o engastamento, admite-se para os consolos curtos a armadura total dos tirantes obtida da Equação (3).

$$A_{s,tir} = \left( 0,1 + \frac{a}{d} \right) \frac{V_d}{H_d} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad \text{Eq. [3]}$$

A armadura mínima do tirante deve ser avaliada considerando-o como uma viga com base e altura respectivamente iguais a  $b$  e  $h$ , como descrito no item 17.3.5.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Ainda de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) devido ao comprimento do tirante, é essencial cuidar para que a ancoragem da armadura alcance a face externa do consolo até a face oposta do pilar. Conforme El Debs (2000), essas barras podem ser ancoradas dobrando a armadura para baixo quando a largura do consolo for maior que quatro vezes o comprimento do mesmo.

Em relação ao diâmetro e espaçamento máximos das barras do tirante, El Debs (2000) recomenda ancoragem por solda de barra transversal, seguindo as Equações (4) e (5):

$$\emptyset \leq \frac{1}{6} h \text{ ou } \frac{1}{6} b \leq 25 \text{ mm} \quad \text{Eq. [4]}$$

$$s \leq 15 \emptyset \leq d \quad \text{Eq. [5]}$$

Nos casos de tirantes ancorados por laço horizontal, são válidas as Equações (6) e (7):

$$\emptyset \leq \frac{1}{8} h \text{ ou } \frac{1}{8} b < 25 \text{ mm} \quad \text{Eq. [6]}$$

$$s \leq 20 \emptyset \leq d \quad \text{Eq. [7]}$$

A respeito da disposição da armadura do tirante, segundo NBR 9062 (ABNT, 2017), deve ser localizada na região distante até  $h/5$  do topo do consolo.

### 2.2.1.4 Armadura de costura

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), os consolos curtos devem ter armadura de costura mínima igual a 40% da armadura do tirante, distribuída na forma de estribos horizontais em uma altura igual a  $2/3 d$ .

### 2.2.1.5 Armadura transversal

Segundo a ABNT NBR 9062 (ABNT, 2017) em consolos sujeitos a cargas diretas com relação  $a/d \leq 1,0$ , os estribos verticais são escolhidos pelas

taxas mínimas de  $0,15\% \cdot b_w \cdot h$  para vigas de mesma largura  $b$  e altura igual à do consolo na seção de engastamento.

### 2.3 MODOS DE RUPTURA DE CONSOLOS

Costa (2009) apresenta três modos de ruptura principais para os consolos: ruptura por flexão, fendilhamento da biela de compressão e cisalhamento.

O modo de ruptura do consolo depende essencialmente da quantidade de armadura utilizada, da resistência à compressão do concreto e da razão  $a/d$ . Conforme comenta Costa (2009), em alguns casos é difícil se definir entre dois modos de ruptura, especialmente em consolos de concreto com fibras.

#### 2.3.1 Ruptura por flexão

Segundo Costa (2009), a ruptura por flexão é o modo de ruptura menos crítico, uma vez que demonstra grandes deformações e fissuras que são indicativos do colapso da estrutura, possibilitando possíveis reparos emergenciais. Esse autor ainda reforça que este tipo de ruptura se caracteriza por uma fissura bem aberta ao longo da interface do consolo com o pilar, devido ao escoamento do aço do tirante principal. Assim, o mesmo autor diz que o escoamento das barras da armadura é acompanhado do esmagamento do concreto da biela.

#### 2.3.2 Ruptura por fendilhamento da biela comprimida

Segundo Costa (2009) é uma ruptura que

se caracteriza pela inclinação da fissura, que é de aproximadamente  $45^\circ$ , ao longo de uma linha que vai da junção inferior do consolo com o pilar ao ponto de aplicação do carregamento.

#### 2.3.3 Ruptura por cisalhamento

Costa (2009) explica que este tipo de ruptura geralmente ocorre quando o ponto de aplicação do carregamento é muito próximo ao pilar, e o consolo sofre um escorregamento em relação à face do pilar, caracterizando pelo aparecimento de múltiplas fissuras pequenas e inclinadas ao longo da interface consolo-pilar.

## 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

A proposta deste trabalho é produzir os consolos em concreto armado e o tirante em aço CP190 RB para conectar as peças mediante protensão não aderente. Simultaneamente, o pilar e os consolos foram moldados deixando furos através dos quais, posteriormente, as cordoalhas foram instaladas. Após a cura das peças, os consolos foram encaixados aos pilares e os tirantes foram dispostos através dos furos. Em seguida foi executada a protensão da cordoalha fazendo a devida ligação na extremidade ativa. Na interface do pilar com o consolo foi colocada uma chave de cisalhamento, modelada na fôrma de ambas as peças em formato trapezoidal para facilitar o encaixe das peças. Essa chave aumenta a superfície de contato entre os consolos e o pilar, diminuindo a tendência de deslizamento da interface.

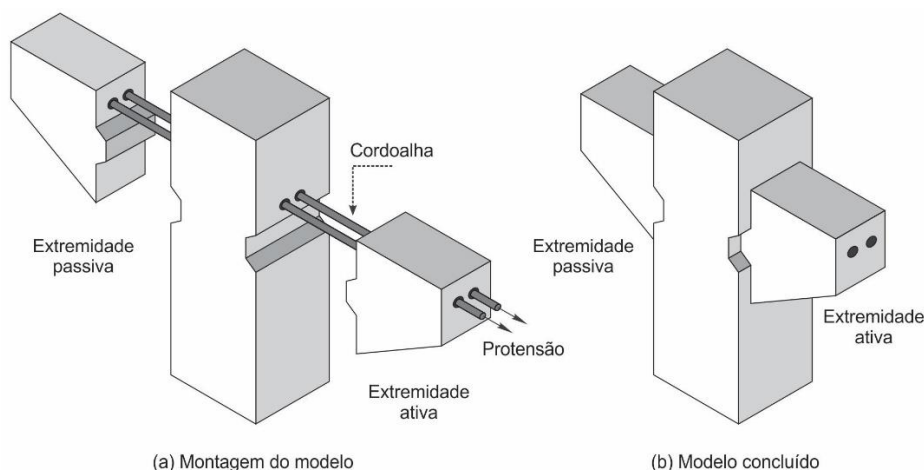


FIGURA 4: Esquema de montagem do modelo. FONTE: Autoria própria.

As dimensões das peças que compõem o modelo foram inspiradas no trabalho de Oliveira (2012). A geometria dos consolos originalmente permitia que os mesmos fossem classificados em consolos curtos com  $a/d \cong 0,60$ . Entretanto, em virtude da necessidade de oferecer maior cobertura à armadura ativa, as cordoalhas foram posicionadas com seus centros 80 mm distantes da face superior dos consolos, de modo que a relação  $a/d$  foi alterada para 0,70, uma vez que  $a$  foi mantido em 225 mm e  $d$  foi diminuído para 320 mm. Os ensaios foram realizados com controle de força utilizando um atuador hidráulico com capacidade de 1000 kN em ambiente com classe de agressividade ambiental II (zona urbana, clima seco), com pós-tração (protensão parcial). Foram produzidos três modelos, dos quais apenas dois foram ensaiados apoiados pela face superior dos consolos e carregado pela base do pilar (modelos 2 e 3, ver Figura 5). O primeiro modelo não foi ensaiado, pois rompeu no ato da protensão.

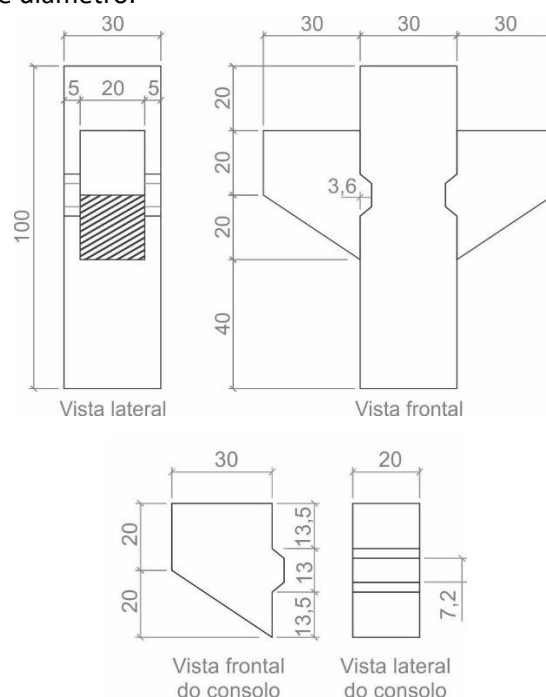
Os ensaios de caracterização do concreto no estado endurecido para determinação da resistência à compressão segundo a norma NBR 5739 (ABNT, 2007) e da resistência à tração por compressão diametral segundo a norma NBR 7222 (ABNT, 1994), bem como o ensaio para caracterização do modo de ruptura dos modelos, foram realizados no LABITECC (Laboratório de Inovação Tecnológica em Construção Civil), situado na Escola de Engenharia da Universidade Federal de Goiás.



**FIGURA 5:** Esquema de ensaio do consolo.  
**FONTE:** Autoria própria.

### 3.1 CONFEÇÃO DO MODELO

Os modelos apresentavam as dimensões indicadas na Figura 6. A armadura utilizada no tirante era composta de duas cordoalhas de aço CP 190 RB de 15,2 mm de diâmetro, enquanto a armadura de costura (ou costela, conforme Figura 7) foi executada em aço CA-50 com barras de 6,3 mm de diâmetro. A armadura construtiva (que segue a inclinação do chanfro do consolo) e o porta-estribos foram executados com barras de 12,5 mm de diâmetro de aço CA-50 e a armadura vertical empregava barras de aço CA-60 de 5,0 mm de diâmetro.



**FIGURA 6:** Dimensões, em centímetro, dos modelos em estudo.  
**FONTE:** Autoria própria.

Os modelos foram armados conforme detalhamento apresentado na Figura 7. Observa-se no detalhamento que a armadura de costura e os estribos verticais dos consolos foram independentes do pilar, isto é, não tinham continuidade estabelecida mediante passagem dessas armaduras pelo pilar. A armadura de costura foi dimensionada de acordo com a NBR 9062 (ABNT, 2017) e os estribos verticais foram escolhidos pelas taxas mínimas de armadura fixadas na mesma norma.

Devido à resistência do aço CP 190 RB  $\varnothing 15,2$  mm não foi possível fazer a determinação

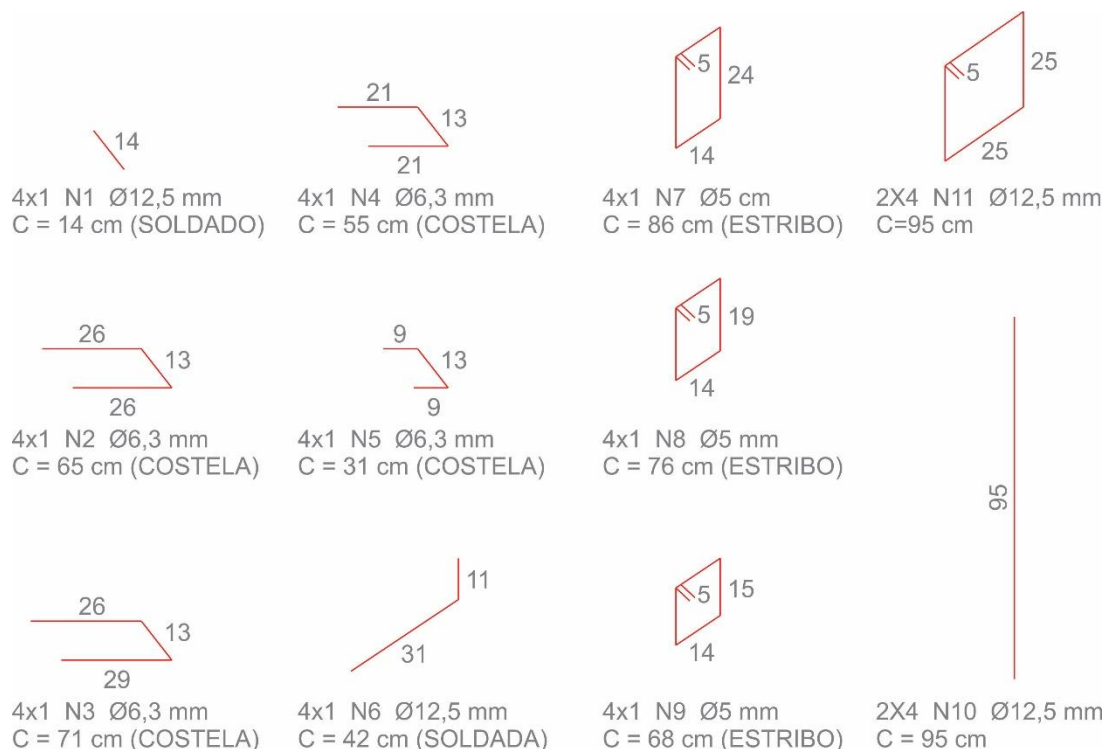
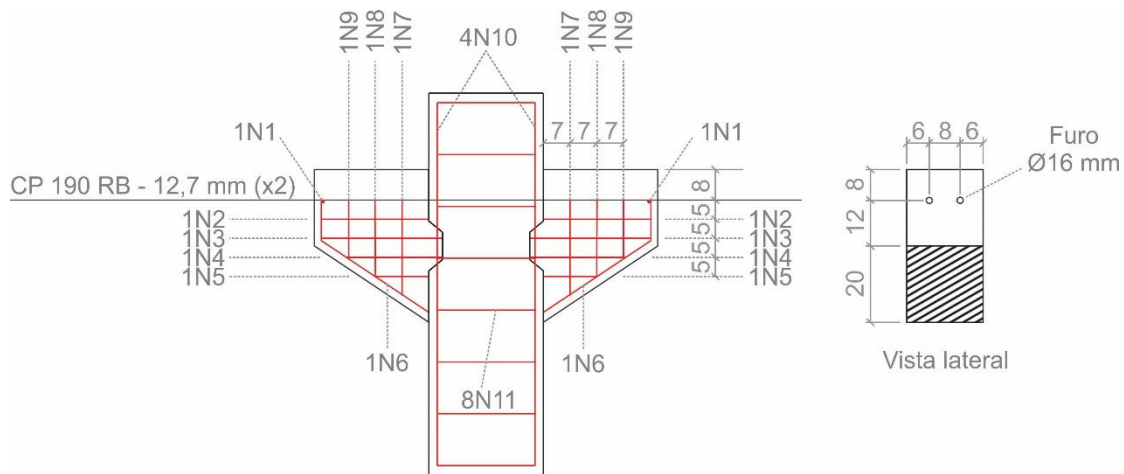
experimental da resistência à tração e da tensão de escoamento do material, uma vez que o equipamento usado no ensaio tinha capacidade limitada a 300 kN na tração e na compressão.

Outro ponto que merece comentário é a instrumentação da armadura ativa, que não foi realizada por não ser possível colar extensômetros em uma cordoalha de sete fios.

A disposição da armadura do tirante, segundo NBR 9062 (ABNT, 2017), foi localizada na região distante  $h/5$  do topo do consolo (8 cm da face superior). O nível de protensão aplicado nos consolos está relacionado à resistência à compressão dos mesmos e às exigências de

durabilidade impostas pela classe de agressividade ambiental. Assim, foi aplicada uma força de protensão de 40,2 kN em cada cordoalha. Uma vez aplicada essa força, observou-se um alongamento previsto de, aproximadamente, 0,5 cm.

Vale ressaltar que a força de protensão foi determinada de modo a não ultrapassar os limites de tensão nas cordoalhas definidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) (o menor dos valores  $0,80f_{ptk}$  e  $0,88f_{pyk}$ ), evitando também a ruptura do concreto por compressão excessiva, já que a protensão foi aplicada quando o concreto estava com 7 dias de idade.



**FIGURA 7:** Dimensões dos modelos em estudo (em cm). **FONTE:** Autoria própria.



Os consolos foram dimensionados para que ocorresse ruptura da biela de compressão, uma vez que o modo de ruptura ideal requereria o escoamento do aço que, só seria possível com um sistema de reação projetado para carregamentos superiores a 1000 kN, o dobro da capacidade do atuador disponível no laboratório. Em todos os modelos a consolidação consolo-pilar foi garantida pela protensão das armaduras do tirante. Para o cálculo do tirante adotou-se a Equação 3 deste trabalho, conforme descrito no item 7.3.5.3 da NBR 9062 (ABNT, 2017).

A Figura 8 apresenta a fôrma e o esquema de concretagem dos modelos. As fôrmas do pilar e dos consolos eram independentes, permitindo que a concretagem dessas peças ocorresse de forma simultânea. Na interface dos consolos com o pilar foram instaladas chapas metálicas separadoras que possuíam ao centro uma dobra trapezoidal com as dimensões da chave de cisalhamento, permitindo que a mesma fosse executada ao simultaneamente nos consolos e no pilar.



**FIGURA 8:** Fôrmas e esquema de concretagem dos modelos. **FONTE:** Autoria própria.

### 3.2 DOSAGEM DO CONCRETO

O traço unitário utilizado na produção do conjunto foi o mesmo adotado por Castro et al. (2014), apresentado na Tabela 1, com resistência esperada aos 28 dias de 40 MPa. Os materiais para produção do concreto foram cimento Portland composto com filler calcário

(CP II F32), areia natural média, brita 0, brita 1, sílica ativa, pó de brita, água e aditivo superplastificante (MC – POWERFLOW 3100 – TB).

**TABELA 1:** Traço unitário do concreto para moldagem dos modelos em estudo.

Material (kg)	Traço
Cimento	1,00
Sílica	0,04
Pó de brita	0,47
Areia Natural	1,92
Brita 0	0,77
Brita 1	0,80
a/c*	0,45
Aditivo (0,4+0,1%)	0,005

\* A relação água/cimento (a/c) foi definida em 0,45.

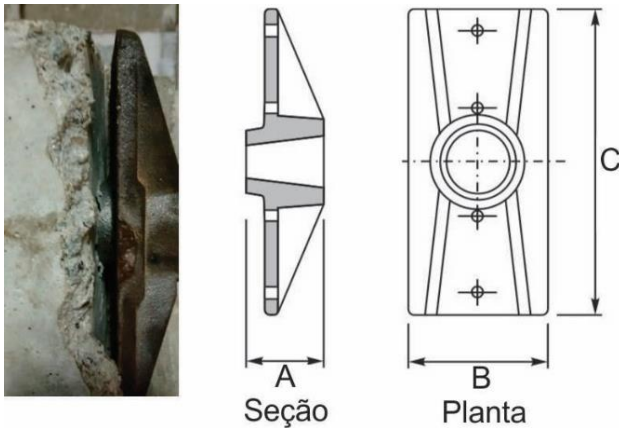
**FONTE:** Castro et al. (2014).

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os concretos ensaiados apresentaram resistência média à compressão de  $39,85 \pm 7,05$  MPa aos 7 dias (idade em que a protensão foi aplicada),  $48,51 \pm 1,83$  MPa aos 14 dias (idade do ensaio), e resistência à tração por compressão diametral de  $4,42 \pm 0,16$  MPa. Fazendo uma previsão da evolução da resistência do material com a idade conforme modelo recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 2014), nota-se que a resistência à compressão do concreto na idade da protensão foi 28% maior que o esperado, que seria de 31,2 MPa. Já aos 14 dias, a resistência atingida pelo material (48,51 MPa) foi 34% maior que a esperada, que seria 36,10 MPa.

No modelo 1, durante a concretagem, houve vibração excessiva do concreto, uma vez que a mesma ocorreu em mesa vibratória, a qual estava calibrada para vibrar peças de grandes dimensões. Ainda, na montagem, foi observado que a chapa de ancoragem ficou apoiada na face do consolo em uma pequena região saliente da mesma, conforme mostrado na Figura 9. Assim que aplicada a força de protensão nas cordoalhas, acredita-se que tenha havido elevada concentração de tensões, ocasionando a ruptura do modelo no ato da protensão (Figura 10).

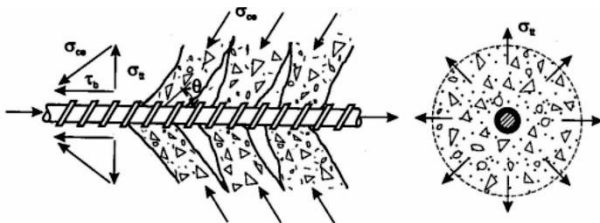
Observa-se, por meio da tipologia da fissura, que essa ruptura ocorreu por fendilhamento do concreto. Ao aplicar um esforço de tração na barra de aço são geradas tensões tangenciais ( $\tau_b$ ) na interface aço-concreto (Figura 11), tensões diagonais de compressão ( $\sigma_{ce}$ ) e tensões transversais de tração ( $\sigma_{tt}$ ), produzindo no concreto um esforço de tração transversal, o qual leva a peça à ruptura.



**FIGURA 9:** Ancoragem para protensão monocordalha.  
**FONTE:** Autoria própria.



**FIGURA 10:** Fissuração paralela a cordoalha do modelo 1 durante protensão, caracterizando fendilhamento.  
**FONTE:** Autoria própria.



**FIGURA 11:** Tensões atuantes na ancoragem por aderência de barra com saliências.  
**FONTE:** Fusco (2000).

Nos modelos 2 e 3 a força máxima aplicada até a ruptura foi de aproximadamente 300,89 kN. Analisando os resultados, verifica-se

que os modelos apresentaram ruptura por compressão da biela e a força máxima foi atingida ocorrendo o fendilhamento do concreto, conforme observado nas Figuras 12 e 13.



[a]



[b]

**FIGURA 12:** [a] panorama de fissuração do modelo 2;  
[b] direita panorama de fissuração do modelo 3.  
**FONTE:** Autoria própria.



**FIGURA 13:** [a] Detalhes de ruptura por fendilhamento no modelo 2; [b] Detalhes de ruptura por fendilhamento no modelo 3. **FONTE:** Autoria própria.

Analisando os resultados apresentados nas Figuras 12 e 13, verificou-se, inicialmente, a formação de fissuras na região da biela de compressão. O gradativo aumento da força aplicada levou ao aumento das aberturas dessas fissuras na região mencionada. Quando o modelo atingiu a força máxima de 300,89 kN, foram observadas fissuras de fendilhamento no concreto. A ruptura dos modelos deveu-se ao fato de que as tensões aplicadas no concreto junto à chave de cisalhamento na interface consolo-pilar superaram a capacidade resistente do concreto, ocasionando fissuras transversais e longitudinais que culminaram na ruptura do concreto na região da chave de cisalhamento.

No modelo 2, considerando o  $f_{cj}$  igual a 49,60 MPa, obtido através da média dos resultados ensaiados, a ruína da biela de compressão ocorreria com uma força aproximada de 645,93 kN. No modelo 3, considerando o  $f_{cj}$  igual a 41,57 MPa, obtido através da média dos resultados ensaiados, a ruína da biela de compressão ocorreria com uma força aproximada de 541,36 kN. Observa-se, portanto, que a confecção da chave de cisalhamento orientou a formação da biela de compressão. Com isso, a biela comprimida no consolo apresentou área inferior à estimada pelo modelo de cálculo da norma ABNT NBR 9062:2017, o que resultou na redução da força de ruína do consolo quando comparado ao modelo de projeto. Em ambos os

modelos, a ruptura ocorreu na extremidade ativa, provavelmente em função da proximidade da ancoragem (efeito de bloco parcialmente carregado).

Castro et al. (2014) ensaiaram consolos moldados em duas etapas com dimensões idênticas às usadas neste trabalho. No modelo com consolos moldados em duas etapas de Castro et al. (2014), as armaduras do tirante e de costura foram dobradas para dentro do pilar para que, após a desforma e escarificação da interface de ligação do consolo com o pilar, fossem desdobradas para a posterior concretagem dos consolos. Essa proposta, contudo, possui um inconveniente: as armaduras dobradas deixam de ser retilíneas e, como consequência, mobilizam momentos resistentes diferentes nos lados esquerdo e direito. Dos ensaios, Castro et al. (2014) observaram que a ruína da biela ocorreu para uma força 32% menor que a observada para o modelo monolítico análogo ensaiado pelos mesmos autores.

As tipologias de consolos deste trabalho e de Castro et al. (2014), por apresentarem diferentes relações  $a/d$ , não permitem a comparação direta das resistências encontradas. Desta forma, a tensão de cisalhamento na junta de engastamento dos consolos foi considerada para efeito de comparação entre as duas tipologias de consolos. Como os modelos estudados neste trabalho e em Castro et al. (2014) apresentam

as mesmas dimensões, sobretudo na junta de engastamento, que tinha 200 mm de largura e 400 mm de altura, essa abordagem se justifica pelo fato de empregar a mesma referência (a área da junta, isto é,  $80000 \text{ mm}^2$ ). Então, a força suportada no ensaio por um dos apoios, equivalente à metade da força de ruptura (modelo simplesmente apoiado), foi dividida por esta área, obtendo-se para a tipologia estudada neste trabalho uma tensão cisalhante de  $1,88 \text{ MPa}$  (força de ruptura de  $300,89 \text{ kN}$ ), enquanto para a tipologia estudada por Castro et al. (2014) a tensão de cisalhamento foi de  $1,33 \text{ MPa}$  (força de ruptura de  $213,30 \text{ kN}$ ). Assim, em uma simples comparação com o intuito de evidenciar a significativa diferença entre as duas tipologias, verifica-se que aquela estudada neste trabalho apresentou capacidade resistente 41% maior que a observada para a tipologia pesquisada por Castro et al. (2014). Ainda, observa-se que a tensão de cisalhamento na junta de engastamento do consolo pretendido correspondeu a aproximadamente 95% da tensão normal na junta de engastamento verificada para consolo monolítico estudado por Castro et al. (2014), que era  $1,98 \text{ MPa}$  (correspondendo a uma força de ruptura de  $316,09 \text{ kN}$ ).

## 5. CONCLUSÕES

Os autores acreditam que o primeiro modelo rompeu no ato da protensão devido à pequena área de contato da chapa de ancoragem com a face do consolo, o que propiciou que a ancoragem não ficasse totalmente apoiada na face do consolo. Quando a força de protensão foi aplicada, as tensões naquela região foram muito elevadas, levando ao fendilhamento do concreto. Observado esse inconveniente, nos outros modelos foram adequados os furos para encaixe correto da ancoragem no concreto.

Nos modelos 2 e 3 o modo de ruptura foi caracterizado pela ruína na biela comprimida do consolo com a ancoragem ativa. A força de ruína no modelo 2 foi 63% inferior à força de ruína na

biela estimada pela NBR 9062 (ABNT, 2017). Já para o modelo 3, a força de ruína foi 55% inferior ao valor estimado pela mesma norma. Essa redução na resistência do consolo quando comparado ao modelo normativo pode ser devida à confecção da chave de cisalhamento na interface pilar-consolo, o que induziu a orientação da biela. Além disso, em função de suas dimensões, a biela comprimida provavelmente apresentou área inferior à estimada no modelo da NBR 9062 (ABNT, 2017). Assim, sugere-se que para a continuidade da pesquisa a dimensão da chave de cisalhamento seja aumentada de modo a alterar a dimensão e orientação da biela comprimida que se forma no consolo dessa proposta construtiva.

Os autores recomendam que na montagem dos consolos seja verificada a locação dos furos para passagem da armadura de protensão para facilitar a execução, o correto alinhamento das ancoragens, o posicionamento adequado das chaves de cisalhamento, o alinhamento das faces da fôrma e a regularidade das faces do consolo, principalmente aquelas sobre as quais as ancoragens se apoiarão.

A tipologia de consolo proposta neste trabalho emprega armadura pretendida como tirante. Contudo, em função das pequenas dimensões do consolo, seria mais adequado que as cordoalhas fossem substituídas por barras roscadas que facilitaríamos todas as etapas de montagem. Por outro lado, para consolos de grandes dimensões, as cordoalhas seriam mais vantajosas em função do peso próprio das peças, que poderia ocasionar o desalinhamento das armaduras caso estas fossem executadas com barras roscadas.

Ainda, cabe destacar que outra vantagem da tipologia proposta é que a produção de pilares e consolos isolados facilita a montagem, o transporte e diminui o tempo de execução das peças na indústria e no canteiro, em comparação às soluções tradicionais de pilares pré-moldados com consolos.

## 6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Goiarte Artefatos de Concreto e à Profa. MSc. Helen Oliveira Tenório, pela doação do material para produção dos modelos; à empresa Geoserv Serviços de Geotecnia e Construção LTDA, na pessoa do Prof. MSc. Wilson Luiz da Costa, pela doação das armaduras ativas, das fôrmas metálicas e disponibilização de pessoal e equipamento para execução da protensão; ao técnico de laboratório Vítor Lopes pelo apoio na montagem e execução de todos os ensaios e ao aluno Marcelo Bezerra, na formatação do trabalho.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739, Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118, Projeto e execução de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222, Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062, Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017.

ARAÚJO, D. L.; AZEVEDO, S. A.; OLIVEIRA, E. M.; SILVA, E. M. O.; OLIVEIRA JÚNIOR, L. A. **Strength evaluation of concrete corbels cast in a different stage of columns**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v. 10, n. 2, p. 509-546, 2017.

BELLUCIO, E. K. **Proposta de execução de consolos moldados em etapa separada dos pilares pré-moldados**. 3º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado. São Carlos, 2013, 10 p.

CANHA, R. M. F.; EL DEBS, M. K. **Análise da capacidade resistente de consolos de concreto armado considerando a contribuição da armadura de costura**. São Carlos, 2005. ISSN 1809-5860.

CASTRO, C. G.; LANDIM, B. P. B. C.; OLIVEIRA JUNIOR, L. A. **Dimensionamento e análise experimental de consolos de concreto moldados em duas etapas**. Escola de Engenharia, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, 2014.

COSTA, J. B. A. **Estudo experimental de consolos de concreto com fibras moldados em etapas distintas dos pilares**. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 124f. 2009.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 1ª ed. São Carlos: EESCUSP, 2000.

FERREIRA, M. A.; PIGOZZO, B. N.; SERRA, S. M. B. **A industrialização na construção e o estudo de uma rede de empresas em obra de pré-fabricados em concreto armado**. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

FUSCO, P.B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo, Ed. Pini, 382p, 2000.

LACHOWICZ, M.; NAGRODZKA-GODYCKA, K. **Experimental study of the post tension prestressed concrete corbels**. Engineering Structures, n. 108, p. 1-11, 2016.

LUIZETTO, E.; GRANDO, F. **Estudo das soluções empregadas em consolos curtos monolíticos de pilares pré-moldados na região de Pato Branco – PR**. (Trabalho de Conclusão de Curso), Departamento Acadêmico de Engenharia, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 132 f. 2014.

OLIVEIRA, E. M. **Consolos de concreto moldados em duas etapas: Influência do tratamento da interface e da adição de fibras de aço**. (Mestrado em Estruturas), Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 155 f. 2012.

YASSIN, L. A. G.; SAYHOOD, E. K.; HASAN, Q. A. M. **Reinforced Concrete Corbels – State of the Art**. Journal of Materials and Engineering Structures, n. 2, p. 180-205, 2015.