

Análise em pilares de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado durante a etapa transitória

Analysis on columns of multi-story buildings in precast concrete during the transitory stage

João Francisco Otrente¹, Marcelo de Araújo Ferreira¹, Arthur Lima Rocha¹, Bruna Catoia¹

¹Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto. Rod. Washington Luís, km 235, Jardim Guanabara, 13565-905, São Carlos, SP, Brasil.

e-mail: jfotrente@hotmail.com, marceloaferreira@uol.com.br, arthurlrocha@gmail.com, bcatoia@yahoo.com.br

RESUMO

Diferentemente das estruturas moldadas no local, os sistemas pré-moldados de concreto apresentam basicamente como particularidades: projeto das ligações e a consideração de outras situações de cálculo diferentes da final de projeto. Essas situações são as fases da etapa transitória, envolvendo: desmoldagem, armazenamento, transporte e montagem. Nesta etapa, a peça pode apresentar esquemas estáticos e solicitações diferentes, podendo ocasionar uma condição mais crítica em E.L.U ou E.L.S. A exemplo disso, pode-se citar o caso do pilar pré-moldado que durante esta etapa apresenta comportamento de viga devido a sua posição horizontal. Assim, objetivo deste trabalho é realizar um estudo da posição das alças de içamento em um pilar pré-moldado de concreto que apresenta fases transitórias críticas, de modo a buscar uma posição admissível desses vínculos que resulte na melhor distribuição de esforços e controle da fissuração. Para tal, foi realizada uma análise paramétrica durante a fase de desmoldagem e montagem com o elemento dispondo de 2 alças, cujos parâmetros obtidos com a variação da posição das alças foram: momentos fletores, tensão na armadura e coeficiente redutor de rigidez para as seções mais solicitadas. Na sequência, foram obtidos os mesmos parâmetros, todavia empregando 3 alças na ocasião do saque e 3 pontos para o içamento, totalizando 3 posições típicas de esquema estático para essas fases. Os resultados mostraram que ao empregar 3 alças foi possível o controle da fissuração, redução da armadura necessária e da tensão nas mesmas. A análise paramétrica constatou-se que a rigidez do elemento seria superior a 0,50.EI somente com um nível de tensão abaixo de 0,30, mostrando que não necessariamente limitar a tensão na armadura em $0,50.f_{yk}$ é uma garantia de E.L.S-F admissível, evidenciando ainda que a perda de rigidez em etapa transitória deve ser considerada, pois não basta atender as condições normativas somente em etapa final de projeto.

Palavras-chave: Estrutura pré-moldada; Pilar pré-moldado; Fissuração; Etapa transitória; Análise paramétrica.

ABSTRACT

Differently cast-in-place structures, precast concrete systems basically have the following particularities: design of connections and consideration of other calculation situations other than the final design. These situations are the phases of the transitory stage, involving: demolding, storage, transport and assembly. At this stage, the part may present static schemes and different requests, which may cause a more critical condition in E.L.U or E.L.S. As an example, we can mention the case of the precast column that during this stage presents a beam behavior due to its horizontal position. Still, the objective of this work is to carry out a study of the position of the lifting loops in a precast concrete column that presents critical transitory phases, in order to seek an admissible position of these support that results in the best distribution of requests and cracking control. For this, a parametric analysis was carried out during the demolding and assembly phase with the element having 2 handles, whose parameters obtained with the variation of the position of the handles were: bending moments, tension in the reinforcement and stiffness reduction coefficient for the most requested sections. Subsequently, the same parameters were obtained, however using 3 handles at the time of the serve and 3 points for lifting, totaling 3 typical positions of static scheme for these phases. The results showed that by using 3 handles it was possible to control cracking, reducing the necessary reinforcement and tension in the same. The parametric

analysis showed that the stiffness of the element would be greater than $0.50.EI$ only with a stress level below 0.30, showing that not necessarily limiting the tension in the reinforcement to $0.50.f_{yk}$ is assurance of ELS-F admissible, also showing that the loss of stiffness in a transitory stage must be considered, since it is not enough to meet the normative conditions only in the final stage of the project.

Keywords: Precast structure; Precast columns; Cracking; Transitory stage; Parametric analysis.

1. INTRODUÇÃO

De modo geral, as estruturas são projetadas com a finalidade de garantir os requisitos de utilização e não apresentar danos que comprometam sua funcionalidade. Desta forma, os elementos que compõem uma estrutura devem em sua concepção, dimensionamento e verificação atender as disposições técnicas presentes nos códigos normativos em vigor, otimizando assim todo o sistema.

Segundo EL DEBS [1], com relação à análise estrutural e ao dimensionamento de estruturas de concreto pré-moldadas (CPM) e as moldadas no local (CML) diferenciam-se, basicamente, pelas particularidades do projeto das ligações entre outros elementos pré-moldados e devido a necessidade de se considerar outras situações de cálculo além da situação final da estrutura. Essas situações também são conhecidas como fases da etapa transitória do elemento pré-moldado que surgem devido a sua produção, podendo ser classificadas como: desmoldagem, armazenamento, transporte e montagem.

Durante cada fase desta etapa os pilares pré-moldados de concreto apresentam um comportamento de viga, pois dispõem de um esquema estático horizontal, em que este pode apresentar solicitações diferentes ou até mesmo de magnitude superior as finais de utilização. A Figura 1 apresenta os esquemas estáticos de um pilar pré-moldado durante as fases da etapa transitória.

No tocante ao dimensionamento e verificação de pilares pré-moldados em etapa transitória, segue as premissas das normativas ABNT NBR 9062 [2] e ABNT NBR 6118 [3] no que diz respeito aos estados limites último e de serviço. Na literatura há alguns manuais e códigos com recomendações para esta etapa em pilares pré-moldados, como é caso de ROCHA *et al.* [4] no âmbito da montagem, PCI [5] com diversos modelos de esquemas estáticos para a realização do içamento com verificações de estabilidade, PCI [6] apresenta limitações de pontos de içamento para pilares pré-moldados de edifícios garagens, ELLIOTT [7] contempla expressões analíticas para o cálculo dos esforços de flexão contabilizando o efeito de impacto entre a base de apoio e a peça.

Com relação a consideração do efeito dinâmico devido a movimentação do elemento pré-moldado, as normativas internacionais apresentam coeficientes dinâmicos diferentes da ABNT NBR 9062 [2]. O CEB/90 [8] indica o coeficiente igual a 1,2 para quando o aumento da carga permanente é desfavorável e 0,80 para quando o alívio da carga permanente é desfavorável. Já o PCI [9] apresenta valores no intervalo de 1,2 até 1,7, em que estes consideram o efeito dinâmico acoplado ao efeito da aderência entre a fôrma e o elemento pré-moldado, em contrapartida, outros autores preferem tratar esse efeito da aderência separadamente por meio de um carregamento adicional, conforme apresentado em MARCOS NETO [10].

Além da mudança de solicitações que a peça possa apresentar, o concreto ainda não atingiu sua resistência especificada em projeto podendo resultar em algumas condições desfavoráveis, como: panorama de fissuração

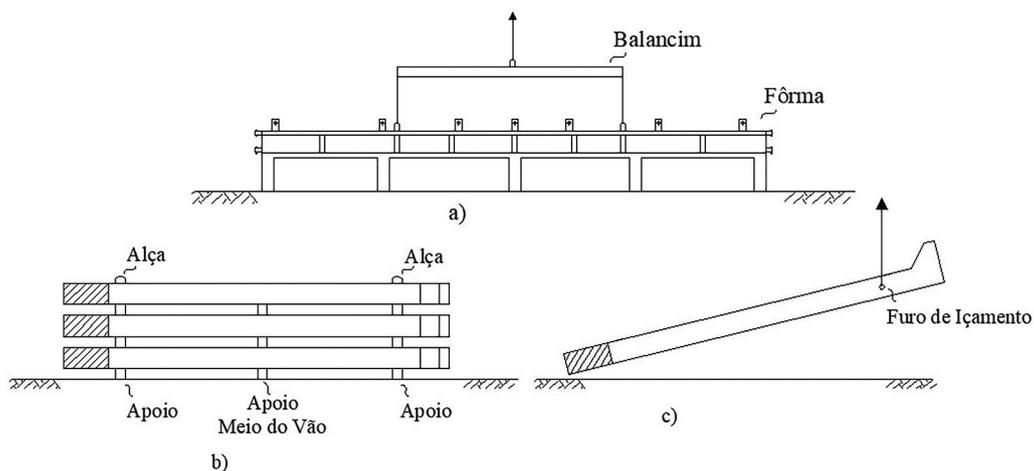


Figura 1: Pilar pré-moldado de concreto submetido a situações transitórias: a) Desmoldagem, b) Armazenamento, c) Içamento na montagem.

Fonte: O autor.

indesejado, deformações excessivas e rompimentos de cantos e bordas da peça. Nesse sentido, destaca-se a necessidade do estudo dos pilares pré-moldados de concreto em etapa transitória.

Em MARIN [11], o autor aponta a importância do estudo dessas etapas com destaque para a influência na diminuição da rigidez dos elementos na situação final de projeto da estrutura, pois a não contabilização dessa diminuição pode comprometer o desempenho do pilar e consequentemente afetar o comportamento da estrutura pré-moldada. Entretanto, muitos projetistas não consideram tal perda e admitem que a não linearidade física pode ser estimada com os coeficientes redutores de rigidez empregados pela ABNT NBR 9062 [2], então nasce a seguinte indagação: para pilares de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado, ao adotar esses coeficientes a perda de rigidez já estará contabilizada?

Os estudos de MOTA [12] respondem de maneira negativa o questionamento anterior, ou seja, a adoção desses coeficientes não leva em consideração a perda de rigidez durante esta etapa, uma vez que ao calcular os valores da rigidez efetiva à flexão durante a etapa final de projeto e comparar com os coeficientes recomendados pela normativa, o autor obteve resultados menores do que os recomendados pela ABNT NBR 9062 [2].

Mediante ao contexto, é evidente que a fissuração do pilar em etapa transitória deve ser controlada, pois há o risco de o elemento pré-moldado apresentar baixa rigidez à flexão em sua posição final de projeto. Assim, o objetivo deste trabalho é realizar um estudo da posição das alças de içamento em um pilar pré-moldado de concreto que apresenta como crítica as fases transitórias de desmoldagem (saque) e içamento durante a montagem, de modo a buscar uma posição admissível para esses vínculos temporários que resulte na melhor distribuição de esforços e controle da fissuração.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste tópico serão apresentadas todas as informações referentes ao pilar pré-moldado analisado, que tem como principal fonte o relatório de FERREIRA [13].

Para alcançar o objetivo proposto, empregou-se a seguinte metodologia:

- Inicialmente verificou-se os estados limites último e de serviço para as fases transitória de saque na fôrma e içamento durante a montagem, ou seja, para o E.L.U foi analisado se a armadura calculada para a etapa final (armadura efetiva) era suficiente para resistir aos esforços decorrentes dessas fases, enquanto no E.L.S foi calculado o coeficiente redutor de rigidez de modo a quantificar a rigidez das seções mais solicitadas do pilar e verificar se a tensão na armadura longitudinal foi inferior ao limite estipulado pela ABNT NBR 9062 [2] na ocasião do içamento na montagem;
- Posteriormente, foi realizada uma análise paramétrica no pilar em estudo dispondo de 2 alças de içamento, cujos parâmetros obtidos foram: momentos fletores, tensão na armadura, nível de tensão atuante e coeficiente redutor de rigidez para as seções mais solicitadas. Para realizar esta análise optou-se por utilizar como variável o valor do comprimento do balanço, ou seja, distância entre a alça e a extremidade do pilar. Já os parâmetros que foram mantidos constantes são: resistência do concreto à compressão, módulo de elasticidade secante, comprimento do pilar, carregamento atuante e quantidade de armadura;
- Por fim, a fim de ilustrar a possibilidade de se trabalhar com 3 pontos para a realização do saque na fôrma e içamento na montagem, analisa-se novamente o elemento pré-moldado contendo 3 esquemas estáticos para cada fase supracitada. Todos eles serão intitulados de posições típicas 1, 2 e 3.

Para o cálculo das tensões normais, quantidade de armadura e propriedades geométricas à flexão utilizou-se os modelos de cálculo de CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO [14]. Já os esforços internos decorrentes dos esquemas estáticos dispondo de 2 alças utilizou-se o programa computacional FTOOL, enquanto para os esquemas estáticos contendo 3 alças de içamento utilizou-se as expressões dispostas em EL DEBS [1] e ROCHA *et al.* [4]. Para o cálculo da rigidez equivalente à flexão empregou-se o modelo analítico de BRANSON [15].

2.1. Características gerais e parâmetros envolvidos

O pilar pré-moldado de concreto em estudo apresenta as seguintes características: $L = 25,02$ m; seção transversal (50×50 cm); $f_{ck} = 40$ MPa, $E_s = 210$ GPa, cobrimento nominal de 3,0 cm; Aço CA-50; $A_s = 15,70$ cm² (520 mm); diâmetro da armadura transversal de 8,0 mm; altura útil de 45,20 cm. O elemento em questão faz parte de um edifício de múltiplos pavimentos com ligações semirrígidas. A Figura 2 contém todas as dimensões em centímetros do pilar.

Como na etapa transitória o elemento pré-moldado ainda não atingiu a sua resistência de projeto, então para verificá-lo será necessário conhecer algumas propriedades do concreto em cada fase, como: resistência à

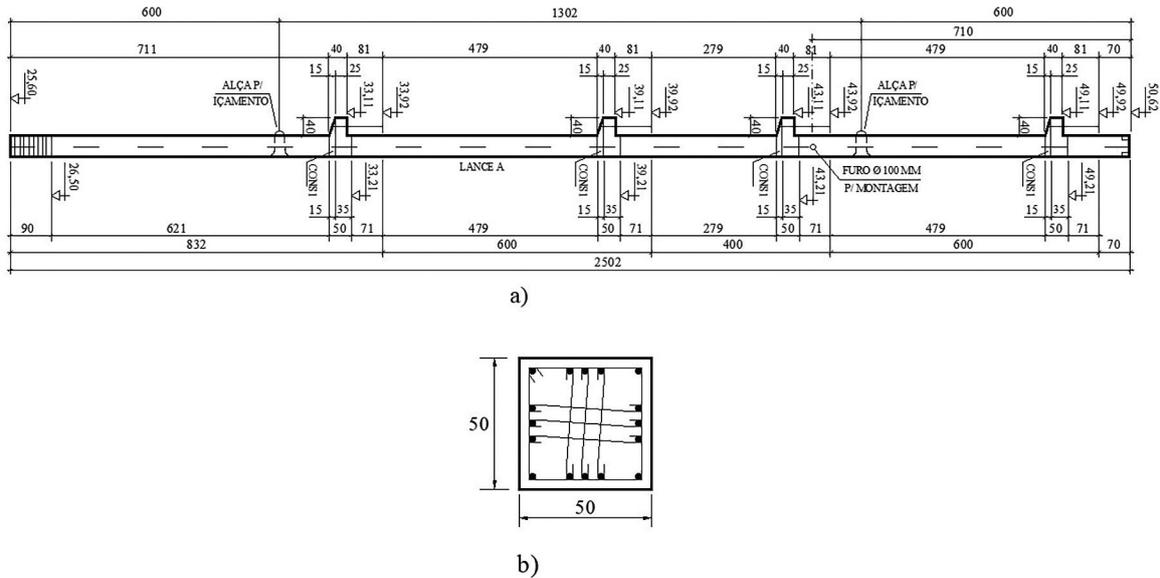


Figura 2: Detalhamento do pilar pré-moldado em concreto armado: a) Esquema em elevação, b) Seção transversal. Fonte: O autor.

compressão, resistência à tração inferior e o módulo de elasticidade longitudinal secante. Dessa forma, a Tabela 1 apresenta respectivamente essas características para a fase de desmoldagem (saque na fôrma) e montagem.

Para o cálculo do momento de fissuração, rigidez equivalente e tensão na armadura optou-se por trabalhar com a seção homogeneizada, ou seja, contabilizando a presença da armadura. Para tal, foi necessário calcular as propriedades geométricas em estágio I e II puro. A Tabela 2 apresenta os resultados dessas propriedades.

Com relação ao cálculo do momento de fissuração nessas fases, segue o proposto pela ABNT NBR 6118 [3], todavia considerando a parcela da armadura conforme a Equação (1).

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_I}{y_t} \tag{1}$$

Onde:

f_{ct} : Representa a resistência a tração direta do concreto, com o quantil apropriado a cada verificação particular. Para a determinação do momento de fissuração, deve ser usado a resistência à tração inferior do concreto ($f_{ctk,inf}$) no estado-limite de formação de fissuras e a resistência média à tração do concreto ($f_{ct,m}$) no estado-limite de deformação excessiva;

y_t : Representa a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

I_I : Representa o momento de inércia à flexão da seção homogeneizada no estágio I;

α : Representa o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta. Esse coeficiente assume o valor de 1,2 no caso de seções T ou duplo T, enquanto para seções I ou T invertido, o valor a ser empregado é de 1,3. Por fim recomenda-se utilizar o valor igual a 1,5 para as seções retangulares.

A Tabela 3 apresenta os resultados do momento de fissuração em cada fase da etapa transitória.

Tabela 1: Parâmetros referentes as fases transitórias de desmoldagem e montagem do pilar em concreto armado.

FASE	DESMOLDAGEM	MONTAGEM
PARÂMETRO	VALOR	VALOR
f_{cj} (MPa)	20	25
$f_{ctj,inf}$ (MPa)	1,55	1,80
$E_{cs,j}$ (GPa)	21,29	24,15

Fonte: O autor.

Tabela 2: Propriedades geométricas à flexão durante as fases transitórias de desmoldagem e montagem.

FASE	DESMOLDAGEM	MONTAGEM
PROPRIEDADE	VALOR	VALOR
A_I (cm ²)	2639,16	2620,82
x_I (cm)	26,07	25,93
I_I (cm ⁴)	574622,61	567860,67
x_{II} (cm)	13,92	13,22
I_{x,II_0} (cm ⁴)	196476,18	178130,86

Fonte: O autor.

Tabela 3: Momento de fissuração durante as fases transitórias de desmoldagem e montagem.

FASE	M_f (kN·m)
Desmoldagem	55,72
Montagem	63,54

Fonte: O autor.

Com relação ao cálculo da rigidez equivalente, no caso do momento fletor atuante superar em módulo o momento de fissuração, então utiliza-se a proposta de BRANSON [15] conforme Equação (2), em contrapartida se a peça apresentar comportamento em estágio I utiliza-se a Equação (3). Por fim, o coeficiente reductor de rigidez é dado pela Equação (4).

$$(EI)_{eq} = E_{CS,j} \cdot \left\{ \left(\frac{M_r}{M} \right)^3 \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M} \right)^3 \right] \cdot I_{x,II_0} \right\} \leq E_{CS,j} \cdot I_I \quad (2)$$

$$(EI)_{eq} = E_{CS,j} \cdot I_I \quad (3)$$

$$\alpha = \frac{(EI)_{eq}}{E_{CS,j} \cdot I_I} \quad (4)$$

Onde:

 $(EI)_{eq}$: Representa a rigidez equivalente;

 I_I : Representa o momento de inércia à flexão da seção homogeneizada no estágio I;

 I_{x,II_0} : Representa o momento de inércia à flexão da seção fissurada de concreto no estágio II puro;

 M : Representa o momento fletor atuante na seção analisada, para a combinação de ações considerada nessa avaliação;

 M_f : Representa o momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido pela metade no caso de utilização de barras lisas;

 $E_{cs,j}$: Representa o módulo de elasticidade secante do concreto no período correspondente a fase transitória em análise.

Para o cálculo das tensões na armadura longitudinal, utiliza-se as Equações (5) e (6) para o comportamento da peça em estágio I e II respectivamente.

$$\sigma_s = \frac{M}{I_I} \cdot y_{si} \quad (5)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{I_{x,II_0}} \cdot y_{Si} \cdot \alpha_s \quad (6)$$

Onde:

σ_s : Representa a tensão de tração no centro de gravidade da armadura;

y_{si} : Representa a distância da armadura tracionada i até a linha neutra;

α_s : Representa a relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto na data estipulada.

O carregamento atuante no pilar pré-moldado durante a etapa transitória será apenas seu peso próprio, todavia deve-se considerar o efeito dinâmico devido a movimentação da peça. Para tal, a ABNT NBR 9062 [1] permite uma consideração aproximada desse efeito tendo como hipótese a transformação do peso próprio em uma carga equivalente dinâmica por meio da aplicação de coeficientes de amplificação, ou seja, basta majorar o carregamento devido ao peso próprio. A Equação 7 represente essa recomendação analítica.

$$g_{eq,d} \geq \gamma_f \cdot \beta_a \cdot g_k \quad (7)$$

Onde:

g_k : Representa a carga estática característica permanente;

$g_{eq,d}$: Representa a carga estática equivalente de cálculo permanente;

β_a : Representa o coeficiente de amplificação dinâmica de acordo com cada fase da etapa transitória;

γ_f : Representa o coeficiente de ponderações das ações, com valor igual a 1,30 para esta análise aproximada no estado limite último, e assume o valor igual a 1,0 para o estado limite de serviço.

Sendo:

$\beta_a = 1,30$ (Na ocasião do transporte, com carga permanente em situação desfavorável).

$\beta_a = 0,80$ (Na ocasião do transporte, com carga permanente em situação favorável, ou outro valor definido em verificação experimental comprovada).

$\beta_a = 1,30$ (Na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento).

$\beta_a = 1,40$ (Na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento sob circunstâncias desfavoráveis, como o formato do elemento ou detalhes que dificultem a sua extração da fôrma ou superfície de contato com a fôrma maior que 50 m²).

$\beta_a < 1,30$ (Na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem quando os elementos forem de peso superior a 300 kN. O valor deste coeficiente deve ser estabelecido conforme experiência local, bem como formas e equipamentos de içamentos adotados).

$\beta_a = 3,00$ (Para projetos dos dispositivos de içamento, para o saque, manuseio e montagem, em contato com a superfície do elemento ou ancorado no concreto).

$\beta_a = 1,30$ (Para o caso de transporte e içamento de pilares, sendo obrigatória a limitação da tensão na armadura longitudinal do elemento a $0,50 \cdot f_{yk}$).

Aplicando a expressão anterior, calcula-se o carregamento atuante no pilar em estudo. A Equação (8) representa o carregamento permanente uniformemente distribuído devido ao peso próprio do elemento e a Equação (9) representa o carregamento final atuante devido ao efeito dinâmico.

$$g_k = A_{seção} \cdot \gamma = (0,50 \cdot 0,50) \cdot 25 \therefore g_k \cong 6,25 \text{ kN} / \text{m} \quad (8)$$

$$g_{eq,d} \geq \gamma_f \cdot \beta_a \cdot g_k \rightarrow g_{eq,d} \geq (1,0) \cdot (1,3) \cdot (6,25) \rightarrow g_{eq,d} \geq 8,13 \text{ kN} / \text{m} \therefore P = 8,13 \text{ kN} / \text{m} \quad (9)$$

2.2. Esquemas estáticos

Neste tópico serão apresentados todos os esquemas estáticos atribuídos ao pilar. Inicialmente o elemento pré-moldado apresentará 2 alças para realização do saque na fôrma bem como 2 pontos para a ocasião do içamento na montagem. A Figura 3 ilustra o esquema inicial juntamente com os diagramas de momento fletor em kN.m.

Para a análise paramétrica, serão mantidos os esquemas estáticos iniciais conforme apresentado anteriormente, ou seja, 2 alças para o saque e 2 pontos para o içamento na montagem. A Figura 4 ilustra os esquemas estáticos gerais para a análise paramétrica.

É importante destacar que o parâmetro de variação (b), ou seja, o comprimento do balanço apresentará valores de 1,00 m até 7,26 m com incrementos de 0,25 m. A respeito da notação das variáveis obtidas, para a

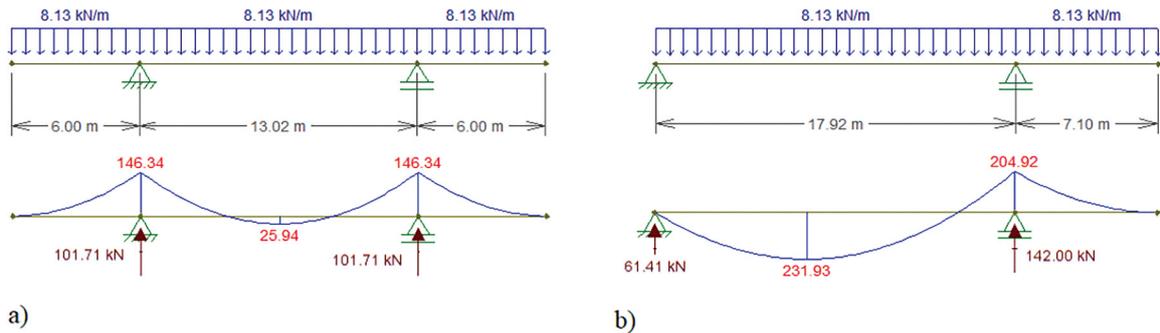


Figura 3: Esquema estático e diagrama de momento fletor para o pilar pré-moldado em etapa transitória: a) Saque na fôrma, b) Içamento na montagem.
Fonte: O autor.

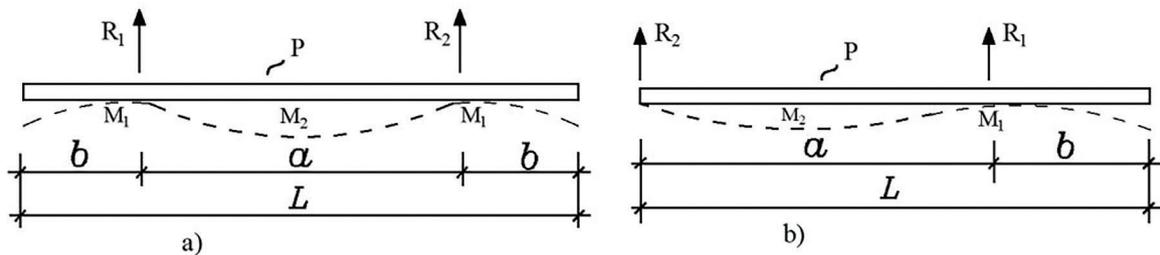


Figura 4: Esquemas estáticos gerais empregados na análise paramétrica: a) Saque na fôrma, b) Içamento na montagem.
Fonte: O autor.

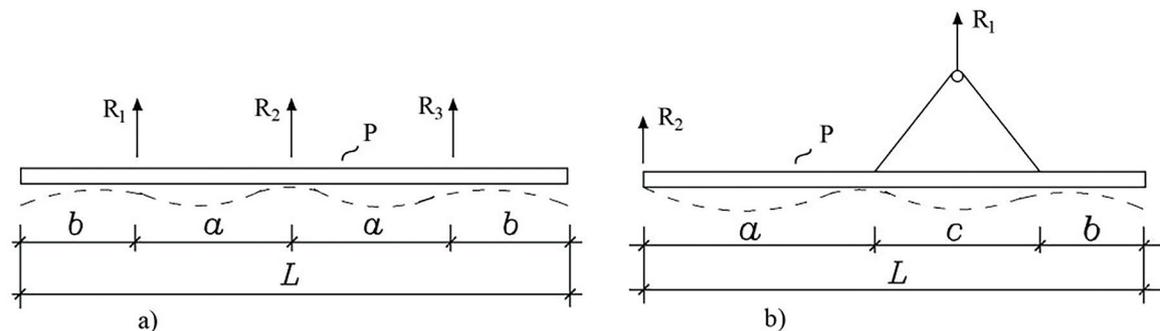


Figura 5: Esquemas estáticos gerais contendo 3 pontos para o saque e içamento: a) Saque na fôrma, b) Içamento na montagem.
Fonte: O autor.

Tabela 4: Parâmetros geométricos referentes as posições típicas 01, 02 e 03 para cada fase transitória.

POSIÇÃO TÍPICA	DESMOLDAGEM			MONTAGEM		
	a	b	c	a	b	c
01	0,40.L	0,10.L	–	0,50.L	0,10.L	0,40.L
02	0,29.L	0,21.L	–	0,60.L	0,10.L	0,30.L
03	0,35.L	0,15.L	–	0,50.L	0,15.L	0,35.L

Fonte: O autor.

seção do apoio será atribuído o índice 1, enquanto para o trecho interno do pilar (vão = a) o índice será 2. A partir da figura anterior é possível já notar essa notação para com os momentos fletores nessas seções.

Por fim, o estudo das alças se volta para o emprego de 3 vínculos temporários no pilar. Para cada fase transitória haverá 3 posições típicas. A Figura 5 apresenta de modo geral e em função das distâncias a, b e c os esquemas estáticos com 3 alças para o saque bem como 3 pontos de içamento na montagem.

A Tabela 4 apresenta a descrição geométrica de cada posição típica em função do comprimento total do pilar (L), que sempre será mantido constante com valor igual a 25,02 m.

Tabela 5: Localização dos momentos fletores máximos para cada posição típica durante as fases transitória.

POSIÇÃO TÍPICA	DESMOLDAGEM		MONTAGEM	
	SEÇÃO APOIO	SEÇÃO TRECHO INTERNO	SEÇÃO APOIO	SEÇÃO TRECHO INTERNO
01	Alça central	Tramo central (vão = a)	Alça Extremidade	Tramo central (vão = c)
02	Alça Extremidade	Tramo central (vão = a)	Alça central	Tramo central (vão = a)
03	Alça Extremidade	Tramo central (vão = a)	Alça central	Tramo central (vão = a)

Fonte: O autor.

Na presença de 3 alças de içamento, não necessariamente o momento máximo negativo estará na alça de extremidade, dessa forma na Tabela 5 foram detalhadas as posições de maiores solicitações para cada posição típica. Por convenção, foi mantido: seção do apoio será a seção que contém a alça solicitada pelo maior momento fletor negativo, ao passo que seção do trecho interno será o tramo do pilar que apresenta o maior momento fletor positivo durante as fases transitórias de desmoldagem e montagem.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Inicialmente, verificou-se os estados limites durante a fase de desmoldagem, em que se calcula rigidez da peça no ato do saque na fôrma bem como a armadura necessária para resistir aos esforços de flexão resultantes dessa fase. Assim é possível verificar se a armadura efetiva (calculada em etapa final) é suficiente para resistir aos esforços e quantificar a rigidez da peça. A Tabela 6 apresenta esses resultados.

Para o E.L.S nota-se uma perda de rigidez significativa para o elemento, que apresentou um valor da ordem de 0,38.EI na região das alças. No entanto, o trecho interno do pilar trabalhou em estágio I. Já com relação ao E.L.U, a quantidade de armadura do pilar foi suficiente para resistir aos esforços de flexão nesta fase, pois a armadura efetiva ($A_{s,ef}$) foi superior a necessária (A_s). Dando continuidade, a Tabela 7 apresenta os resultados para a fase de montagem, mais especificadamente na ocasião do içamento da peça.

Tabela 6: Resultados e verificações para o esquema estático inicial durante a fase desmoldagem.

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (E.L.S) – SAQUE					
SEÇÃO	M (kN·m)	M_r (kN·m)	STATUS	EI_{eq} (kN·m ²)	α
Apoio	-146,34	55,72	Estádio II	46273,98	0,38
Trecho Interno	25,94	55,72	Estádio I	122337,15	1,00
ESTADO LIMITE ÚLTIMO (E.L.U) – SAQUE					
SEÇÃO	M (kN·m)	M_d (kN·m)	A_s (cm ²)	$A_{s,ef}$ (cm ²)	STATUS
Apoio	-146,34	-190,24	10,56	15,70	Ok
Trecho Interno	25,94	33,72	1,74	15,70	Ok

Fonte: O autor.

Tabela 7: Resultados e verificações para o esquema estático inicial durante a fase montagem.

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (E.L.S) – IÇAMENTO					
SEÇÃO	M (kN·m)	M_r (kN·m)	STATUS	EI_{eq} (kN·m ²)	α
Apoio	-204,92	63,54	Estádio II	45824,70	0,33
Trecho Interno	231,93	63,54	Estádio II	44954,07	0,33
ESTADO LIMITE ÚLTIMO (E.L.U) – IÇAMENTO					
SEÇÃO	M (kN·m)	M_d (kN·m)	A_s (cm ²)	$A_{s,ef}$ (cm ²)	STATUS
Apoio	-204,92	-266,40	14,98	15,70	Ok
Trecho Interno	231,93	301,51	17,22	15,70	Não Ok

Fonte: O autor.

Tabela 8: Tensão normal na armadura durante o içamento na montagem.

SEÇÃO	M (kN·m)	σ_s (MPa)	σ_s/f_{yk}	σ_{lim}/f_{yk}	STATUS
Apoio	-204,92	319,91	0,64	0,50	Não Ok
Trecho Interno	231,93	362,07	0,72	0,50	Não Ok

Fonte: O autor.

Novamente, nota-se uma perda de rigidez significativa para o elemento em E.L.S que apresentou um valor da ordem de 0,33.EI nas seções mais solicitadas. Para as verificações em E.L.U, a quantidade de armadura foi insuficiente para a seção do trecho interno, necessitando assim de 17,22 cm², seria necessário adicionar uma barra de 20 mm para atender a condição. Durante essa fase a ABNT NBR 9062 [1] impõem que a tensão na armadura longitudinal do pilar não deve ser superior ao limite 0,50.f_{yk}, nesse sentido calculou-se as tensões na armadura afim de verificar tal condição. A Tabela 8 apresenta esses resultados.

Dando continuidade ao estudo das alças, será apresentado os resultados da análise paramétrica realizada no pilar pré-moldado em busca de retratar o comportamento de algumas variáveis. A Tabela 9 apresenta os resultados dessa análise para a fase transitória de desmoldagem (saque).

Tabela 9: Resultados da análise paramétrica em fase de desmoldagem – Saque por 2 alças.

ANÁLISE PARAMÉTRICA – SAQUE POR 2 ALÇAS						
b (m)	M ₁ (kN·m)	σ_{s1} (MPa)	α_1	M ₂ (kN·m)	σ_{s2} (MPa)	α_2
1,00	-4,07	0,14	1,00	534,47	839,31	0,34
1,25	-6,35	0,21	1,00	509,04	799,38	0,34
1,50	-9,15	0,30	1,00	483,61	759,44	0,34
1,75	-12,45	0,41	1,00	458,19	719,53	0,34
2,00	-16,26	0,54	1,00	432,76	679,59	0,34
2,25	-20,58	0,69	1,00	407,33	639,66	0,34
2,50	-25,41	0,85	1,00	381,91	599,74	0,34
2,75	-30,74	1,02	1,00	356,48	559,80	0,34
3,00	-36,59	1,22	1,00	331,05	519,87	0,35
3,25	-42,94	1,43	1,00	305,63	479,95	0,35
3,50	-49,80	1,66	1,00	280,20	440,02	0,35
3,75	-57,16	89,76	0,95	254,77	400,08	0,35
4,00	-65,04	102,14	0,76	229,35	360,16	0,35
4,25	-73,42	115,30	0,63	203,92	320,23	0,36
4,50	-82,32	129,27	0,55	178,49	280,29	0,36
4,75	-91,72	144,03	0,49	153,07	240,38	0,37
5,00	-101,63	159,60	0,45	127,64	200,44	0,40
5,25	-112,22	176,23	0,42	112,22	176,23	0,42
5,50	-122,97	193,11	0,40	76,79	120,59	0,59
5,75	-134,40	211,06	0,39	51,36	1,71	1,00
6,00	-146,34	229,81	0,38	25,94	0,86	1,00
6,25	-158,79	249,36	0,37	0,51	0,02	1,00
6,50	-171,75	269,71	0,36	-24,92	0,83	1,00
6,75	-185,21	290,85	0,36	-50,34	1,68	1,00
7,00	-199,19	312,80	0,36	-75,77	118,99	0,60
7,10	-204,92	321,80	0,36	-85,94	134,96	0,52
7,26	-214,26	336,47	0,35	-102,21	160,51	0,45

Fonte: O autor.

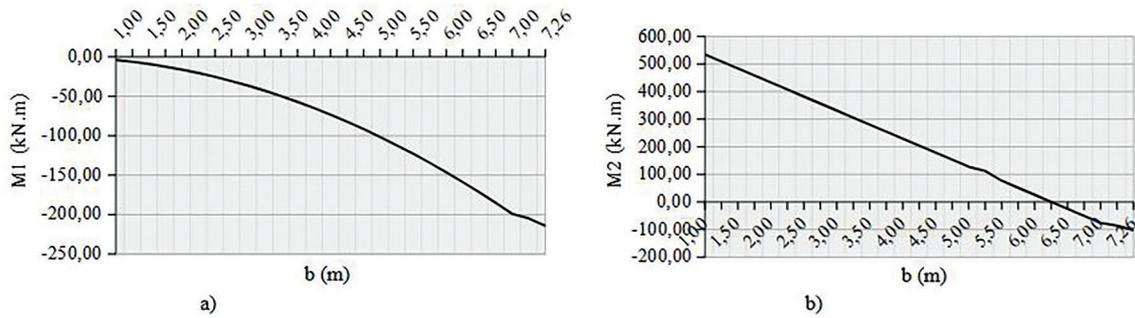


Figura 6: Distribuição do momento fletor nas seções mais solicitadas durante a fase de saque: a) Seção do apoio, b) Seção do trecho interno.

Fonte: O autor.

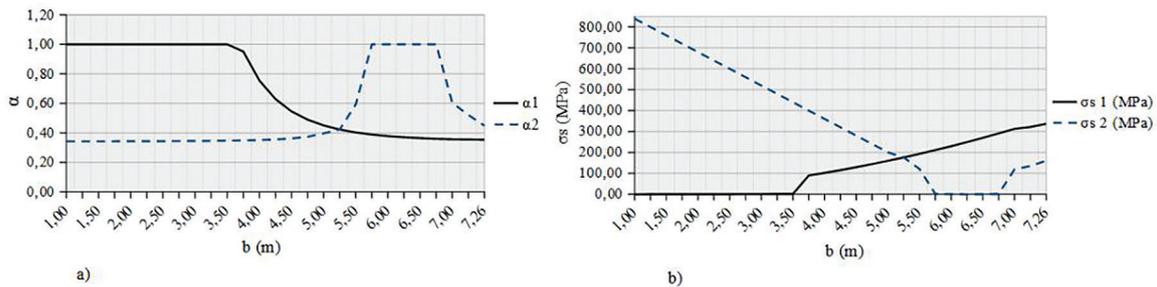


Figura 7: Distribuição do coeficiente redutor de rigidez e tensão na armadura das seções mais solicitadas durante a fase de saque: a) coeficiente redutor de rigidez, b) Tensão na armadura.

Fonte: O autor.

Para uma melhor visualização da tendência desses parâmetros, foi possível a representação gráfica desses resultados. A Figura 6 ilustra a distribuição do momento fletor nas seções do apoio (M_1) e do trecho interno (M_2) em função do comprimento do balanço (b).

Com base nas representações anteriores foi possível constatar que a partir do comprimento do balanço de 6,50 m o pilar pré-moldado estaria totalmente trabalhando à momento fletor negativo. Da mesma maneira, plotou-se a variação do coeficiente redutor de rigidez para as seções mais solicitadas e a tensão na armadura em função do comprimento do balanço (b), conforme ilustra a Figura 7.

Pode-se notar que o posicionamento das alças até 3,50 m resultou no comportamento em estágio I para a região das alças, ao passo que na seção do trecho interno de momento fletor máximo positivo a rigidez foi de 0,35.EI. Também foi possível notar que apenas com as alças distando 5,25 da extremidade livre do pilar as seções mais solicitadas apresentariam a mesma rigidez, sendo está de até 0,42.EI. A Seguir será apresentado a análise paramétrica referente a fase de içamento na montagem, conforme a Tabela 10.

A Figura 8 ilustra o comportamento do momento fletor nas seções do apoio e trecho interno. Para todos os casos estudados foi possível perceber que as tendencias de solicitações se mantiveram constantes, ou seja, seção do apoio com momentos negativos e trecho interno com momentos fletores positivos.

Do ponto de vista do E.L.S foi possível constatar o prevalecimento da tendência de comportamento observada na fase de desmoldagem para com a rigidez das seções mais solicitadas, pois para nenhum valor de b as seções permaneceram em estágio I, ainda para valores do comprimento do balanço superiores a 3,75 m ambas as seções atingiram o estado limite de formação de fissuras, conforme ilustrado na Figura 9.

Nesta análise paramétrica optou-se por investigar o comportamento do nível de tensão atuante na armadura, dado pela relação entre a tensão atuante (σ_s) e a tensão de escoamento do aço empregado (f_{yk}) de valor igual a 500 MPa. O real interesse em se estudar este parâmetro é verificar se realmente quando a tensão na armadura é inferior ao limite imposto pela ABNT NBR 9062 [1] a rigidez apresenta um valor admissível. A Figura 10 ilustra o comportamento da rigidez das seções mais solicitadas, a medida que o nível de tensão na armadura aumenta.

Nota-se que quando o nível de tensão na armadura excedeu 0,50 a rigidez se manteve constante no intervalo entre 0,35.EI – 0,32.EI. Outro ponto interessante, é que a peça só esteve em estágio I quando o nível de tensão ficou abaixo de 0,20, ainda passou a apresentar uma rigidez superior a 0,50.EI em um nível de tensão admissível da ordem de 0,30.

Tabela 10: Resultados da análise paramétrica em fase de montagem – Içamento por 2 pontos.

ANÁLISE PARAMÉTRICA – IÇAMENTO POR 2 PONTOS								
b (m)	M ₁ (kN·m)	σ _{s1} (MPa)	σ _{s1} /f _{yk}	α ₁	M ₂ (kN·m)	σ _{s2} (MPa)	σ _{s2} /f _{yk}	α ₂
1,00	-4,07	0,14	0,0003	1,00	584,31	912,19	1,82	0,31
1,25	-6,35	0,22	0,0004	1,00	571,02	891,44	1,78	0,31
1,50	-9,15	0,31	0,0006	1,00	557,62	870,52	1,74	0,31
1,75	-12,45	0,42	0,0008	1,00	544,09	849,40	1,70	0,31
2,00	-16,26	0,55	0,0011	1,00	530,43	828,07	1,66	0,31
2,25	-20,58	0,70	0,0014	1,00	516,66	806,58	1,61	0,31
2,50	-25,41	0,86	0,0017	1,00	502,77	784,89	1,57	0,32
2,75	-30,74	1,04	0,0021	1,00	488,76	763,02	1,53	0,32
3,00	-36,59	1,24	0,0025	1,00	474,64	740,98	1,48	0,32
3,25	-42,94	1,46	0,0029	1,00	460,41	718,76	1,44	0,32
3,50	-49,80	1,69	0,0034	1,00	446,07	696,38	1,39	0,32
3,75	-57,16	1,94	0,0039	1,00	431,63	673,83	1,35	0,32
4,00	-65,04	101,54	0,2031	0,95	417,09	651,14	1,30	0,32
4,25	-73,42	114,62	0,2292	0,76	402,46	628,30	1,26	0,32
4,50	-82,32	128,51	0,2570	0,63	387,74	605,32	1,21	0,32
4,75	-91,72	143,19	0,2864	0,54	372,95	582,23	1,16	0,32
5,00	-101,63	158,66	0,3173	0,48	358,09	559,03	1,12	0,32
5,25	-112,04	174,91	0,3498	0,44	343,16	535,72	1,07	0,32
5,50	-122,97	191,97	0,3839	0,41	328,18	512,33	1,02	0,32
5,75	-134,40	209,82	0,4196	0,39	313,16	488,89	0,98	0,32
6,00	-146,34	228,46	0,4569	0,37	298,11	465,39	0,93	0,32
6,25	-158,79	247,89	0,4958	0,36	283,04	441,86	0,88	0,32
6,50	-171,75	268,13	0,5363	0,35	267,98	418,35	0,84	0,32
6,75	-185,21	289,14	0,5783	0,34	252,93	394,86	0,79	0,32
7,00	-199,19	310,96	0,6219	0,34	237,92	371,43	0,74	0,33
7,10	-204,92	319,91	0,6398	0,33	231,93	362,07	0,72	0,33
7,26	-223,93	349,59	0,6992	0,33	223,93	349,59	0,70	0,33

Fonte: O autor.

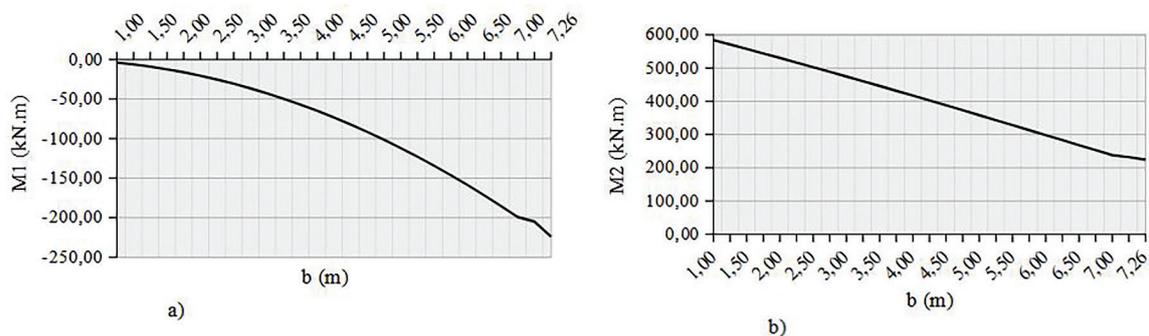


Figura 8: Distribuição do momento fletor nas seções mais solicitadas durante o içamento na montagem: a) Seção do apoio, b) Seção do trecho interno.

Fonte: O autor.

Finalizada a análise paramétrica, foram estudados mais 3 esquemas estáticos (posições típicas) para cada fase da etapa transitória, conforme descrito na metodologia apresentada. A Tabela 11 contém os resultados referentes a desmoldagem.

Levando em consideração os casos estudados anteriormente, o esquema estático que apresentou a melhor distribuição de esforços foi a posição típica 03, a partir do qual seria possível retirar o pilar da fôrma com uma

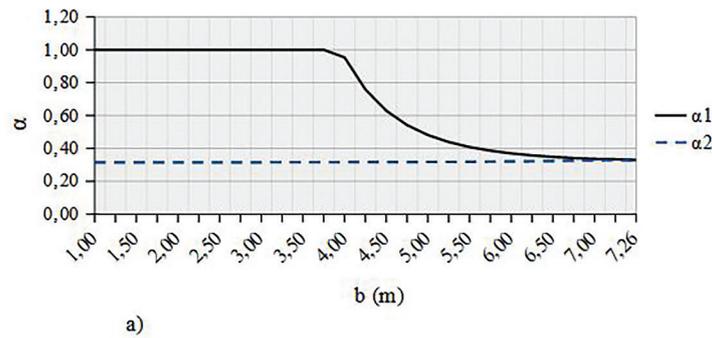


Figura 9: Coeficiente redutor de rigidez nas seções mais solicitadas durante a fase de içamento na montagem.
Fonte: O autor.

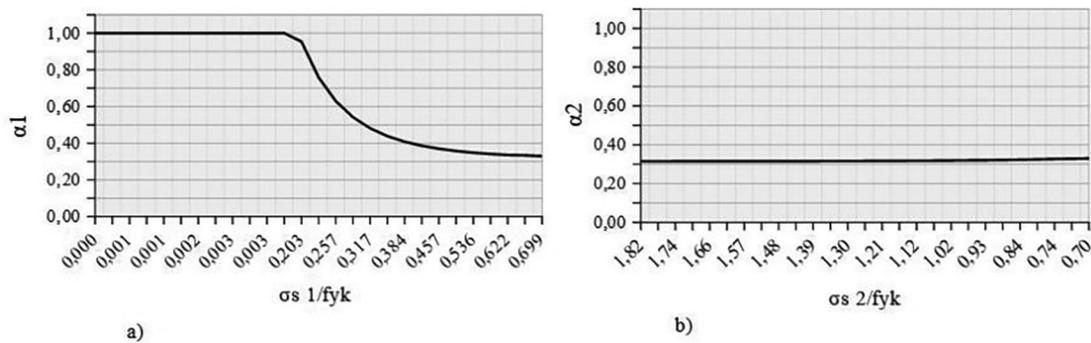


Figura 10: Distribuição do coeficiente redutor de rigidez em função do nível de tensão na armadura das seções mais solicitadas durante a fase de içamento na montagem: a) Seção do apoio, b) Seção do trecho interno.
Fonte: O autor.

Tabela 11: Resultados para os esquemas estáticos contendo 3 alças para a fase desmoldagem.

FASE DE SAQUE – POSIÇÃO TÍPICA 01						
SEÇÃO	M (kN·m)	σ_s (MPa)	σ_s/f_{yk}	α	M_d (kN·m)	A_s (cm ²)
Apoio	-89,06	139,86	0,28	0,50	-115,78	6,20
Trecho Interno	47,02	1,57	0,003	1,00	61,13	3,19
FASE DE SAQUE – POSIÇÃO TÍPICA 02						
SEÇÃO	M (kN·m)	σ_s (MPa)	σ_s/f_{yk}	α	M_d (kN·m)	A_s (cm ²)
Apoio	-112,21	176,21	0,35	0,42	-145,87	7,92
Trecho Interno	14,10	0,47	0,001	1,00	18,33	0,94
FASE DE SAQUE – POSIÇÃO TÍPICA 03						
SEÇÃO	M (kN·m)	σ_s (MPa)	σ_s/f_{yk}	α	M_d (kN·m)	A_s (cm ²)
Apoio	-61,07	95,90	0,19	0,84	-79,39	4,18
Trecho Interno	30,54	1,02	0,002	1,00	39,70	2,05

Fonte: O autor.

rigidez da ordem de 0,84.EI na região das alças que distam 0,15.L da extremidade do pilar, enquanto a seção de maior momento fletor positivo apresentaria comportamento em estágio I (vão =a). No que diz respeito ao E.L.U, nota-se que a armadura necessária é bem inferior àquela empregada na seção para resistir aos esforços em etapa final, ou seja, 15,70 cm² atendendo assim a condição. Por fim, o pilar pré-moldado foi analisado em fase transitória de montagem dispondo de 3 pontos para a realização do içamento, conforme a Tabela 12.

Novamente nota-se que a posição típica 03 prevaleceu sobre os outros casos, devido a melhor distribuição de esforços que conduziu ao estágio I na seção do apoio (alça que dista da extremidade esquerda do pilar).

Tabela 12: Resultados para os esquemas estáticos contendo 3 pontos para a fase montagem.

FASE DE IÇAMENTO – POSIÇÃO TÍPICA 01						
SEÇÃO	M (kN·m)	σ_s (MPa)	σ_s/f_{yk}	α	M_d (kN·m)	A_s (cm ²)
Apoio	-25,45	0,86	0,002	1,00	-33,09	1,70
Trecho Interno	208,66	325,75	0,65	0,33	271,26	15,28
FASE DE IÇAMENTO – POSIÇÃO TÍPICA 02						
SEÇÃO	M (kN·m)	σ_s (MPa)	σ_s/f_{yk}	α	M_d (kN·m)	A_s (cm ²)
Apoio	-91,61	143,02	0,29	0,54	-119,09	6,31
Trecho Interno	274,83	429,05	0,86	0,32	357,28	20,97
FASE DE IÇAMENTO – POSIÇÃO TÍPICA 03						
SEÇÃO	M (kN·m)	σ_s (MPa)	σ_s/f_{yk}	α	M_d (kN·m)	A_s (cm ²)
Apoio	-55,98	1,90	0,004	1,00	-72,77	3,79
Trecho Interno	173,04	270,14	0,54	0,35	224,95	12,43

Fonte: O autor.

Todavia, a seção que apresentou o maior momento fletor positivo (vão =a) dispõem de uma rigidez de 0,35.EI resultante de um nível de tensão na armadura da ordem de 0,54, sendo maior que o limite de 0,50 estabelecido pela ABNT NBR 9062 [1]. Já em E.L.U, a condição foi atendida para ambas as seções.

4. CONCLUSÕES

Com base nos resultados apresentados, pode-se concluir que com o emprego de 3 alças de içamento foi possível melhorar o estado de fissuração do pilar pré-moldado, além de reduzir a tensão normal nas armaduras bem como a sua quantidade necessária para resistir aos esforços de flexão.

Com base na análise paramétrica, foi possível constatar que para determinados níveis de tensão inferiores ao limite de 0,50, a rigidez à flexão foi inferior a 0,50.EI. Por outro lado, o elemento pré-moldado passou a apresentar uma rigidez maior que 0,50.EI quando o nível de tensão foi inferior a 0,30. Em suma, manter a tensão na armadura abaixo do limite estipulado pela ABNT NBR 9062 [1] durante o transporte e içamento não significa que o panorama de fissuração resultante será admissível. Nesse sentido, fica evidente que a perda de rigidez deve ser calculada e considerada em projeto mesmo atendendo a condição supracitada. Ainda, reforça o fato de que as condições em E.L.S e E.L.U devem ser verificadas em etapa transitória mesmo que o elemento apresente essas condições satisfeitas em situação final de projeto.

Por fim, pode-se destacar que pilares pré-moldados de grande extensão necessitam de uma maior quantidade de alças para as fases da etapa transitória, sendo neste trabalho inviável o uso de 2 alças para peça em concreto armado, sendo apenas possível com a utilização de algum sistema que auxilia na redução dos esforços de tração, como é o caso da protensão.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] EL DEBS, M.K., *Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações*. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. NBR 9062*. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos. NBR 6118*. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- [4] ROCHA, F.C.S., LIVI, L.O.B., LEITE, M.G., *Manual de Montagem das Estruturas Pré-Moldadas de Concreto*. 1 ed. São Paulo: ABCIC, 2019.
- [5] PCI ERECTORS COMMITTEE, *Erector's Manual – Standards and Guidelines for the Erection of Precast Concrete Products*. 2 ed. Chicago: PCI, 1999.
- [6] PCI COMMITTEE ON PARKING STRUCTURES, *Parking Structures – Recommended Practice for Design and Construction*. 1 ed. Chicago: PCI, 1997.
- [7] ELLIOTT, K.S., *Precast Concrete Structures*. 2 ed. Boca Raton: CRC Press, 2017.

- [8] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, “CEB-FIP: Model Code 1990 (MC-CEB/90)”, *Bulletin d’Information*. London: CEB, 1991.
- [9] PCI INDUSTRY HANDBOOK COMMITTEE, *PCI Design Handbook: precast and prestressed concrete*. 7 ed. Chicago: PCI, 2010.
- [10] MARCOS NETO, N., *Estruturas Pré-Moldadas de Concreto para Edifícios de Múltiplos Pavimentos de Pequena Altura: Uma Análise Crítica*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.
- [11] MARIN, M.C., *Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- [12] MOTA, J.E., *Contribuição ao projeto de estruturas multi-piso reticuladas em concreto pré-moldado*. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- [13] FERREIRA, M.A., “Verificações na Etapa Transitória ELS – Shopping Nova Iguaçu CPI – Racional”, *Relatório técnico*. São Carlos: NETPre, 2016.
- [14] CARVALHO, R.C., FIGUEIREDO FILHO, J., *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado*. 4 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.
- [15] BRANSON, D.E., “Procedures for computing deflections”, *ACI Journal*, v. 65, n. 9, pp. 730–742, 1968.