



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



Igor Gabriel Ribeiro Cardoso Evangelista

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE VIGAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO
DURANTE O IÇAMENTO**

Uberlândia, Julho de 2018.

Igor Gabriel Ribeiro Cardoso Evangelista

**VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE VIGAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO
DURANTE O IÇAMENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau em Engenharia Civil.

Orientadora: Maria Cristina Vidigal de Lima

Uberlândia, Julho de 2018.

FOLHA DE ASSINATURAS

Igor Gabriel Ribeiro Cardoso Evangelista

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Uberlândia, 02 de Julho de 2018.

Assinaturas:

Orientadora: Maria Cristina Vidigal de Lima

Orientando: Igor Gabriel Ribeiro Cardoso Evangelista

Resumo

O estudo da instabilidade de vigas pré-moldadas de concreto tem merecido maior atenção devido à vasta aplicabilidade em obras de grande porte e aos preocupantes acidentes registrados com a ruptura de vigas por instabilidade lateral. A importância do estudo deve ser considerada além da fase em serviço, mas também durante as fases transitórias, como transporte e içamento. A geometria da viga influencia diretamente no problema de instabilidade, por se tratar de elementos estruturais longos, esbeltos e pré-moldado. Devido ao processo de fabricação não conseguir produzir vigas totalmente retas, estas apresentam imperfeições laterais que são responsáveis por provocar instabilidade quando içada por cabos. Neste contexto, este trabalho analisa o comportamento estrutural de vigas durante a fase de içamento por meio de cabos de aço, levando-se em conta os modelos analíticos disponíveis na literatura técnica para verificação das condições de segurança. As análises realizadas abrangeram a comparação dos fatores de segurança de projeto, bem como a comparação dos ângulos de giro das vigas durante a operação de içamento. Constatou-se que a excentricidade lateral inicial, o posicionamento dos cabos de suspensão, o comprimento dos balanços, a protensão e a resistência do concreto são as principais variáveis que interferem no problema que rege a instabilidade lateral. Os modelos demonstram que a presença de balanços, a menor excentricidade lateral e uma maior resistência do concreto proporcionam condições mais seguras de içamento.

Palavras-chave: Içamento. Viga. Instabilidade Lateral. Segurança

Sumário

Resumo	4
Capítulo 1 – Introdução	6
1.1 Considerações Iniciais.....	6
1.2 Justificativa	8
1.3 Objetivos	11
1.4 Metodologia	11
Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica	12
2.1 Literatura Técnica sobre Fatores de Segurança.....	12
2.2 Proposta de Mast (1993)	12
2.3 Proposta de Stratford et al (1999)	21
2.4 Proposta de Zhang (2017)	24
Capítulo 3 – Análise Numérica	33
3.1 Considerações de Cálculo	33
3.2 Verificação segundo Mast (1993)	35
3.2.1 Influência das Imperfeições Laterais.....	38
3.2.2 Influência da Presença de Balanço.....	39
3.2.3 Influência da Resistência do Concreto	41
3.3 Verificação segundo Stratford et al (1999)	42
3.3.1 Influência das Imperfeições Laterais.....	43
3.3.2 Influência da Presença de Balanço.....	43
3.3.3 Influência da Resistência do Concreto	44
3.4 Verificação segundo Zhang (2017)	45
3.4.1 Influência das imperfeições Laterais.....	46
3.4.2 Influência da Presença de Balanço.....	47
3.4.3 Influência da Resistência do Concreto	48
3.4.4 Influência da Protensão	50
Capítulo 4 – Análise Comparativa.....	52
4.1 Objetos de comparação	52
4.2 Resultados Evangelista e Lima (2018).....	52
4.3 Comparação e Análise dos Modelos	53
Capítulo 5 – Conclusão	57
Referências.....	59

Capítulo 1 – Introdução

1.1 Considerações Iniciais

As vigas pré-moldadas de concreto armado demonstram uma vasta aplicação em obras de grande porte, com o objetivo de estas vencerem grandes vãos, não só no Brasil, como no mundo. Assim, existe a crescente necessidade de que estas estruturas, tais como pontes e viadutos, permitam uma facilidade executiva que esteja acompanhada de tempos de execução cada vez menores. Tudo isso culmina para que uma grande variedade de seções seja estudada e desenvolvida para vigas de concreto pré-moldado.

É notório que o aumento do comprimento dos vãos foi possível devido ao avanço tecnológico dos materiais de concreto, dos processos de fabricação e dos equipamentos de transporte e içamento. No entanto, vãos cada vez mais longos implicam em aumento do peso próprio da estrutura e, como alternativa a isto, é necessário que as vigas sejam cada vez mais longas, altas e com larguras reduzidas e restritas, resultando em diminuição da inércia e da rigidez desses elementos. Estas características são responsáveis por provocar instabilidade lateral nas estruturas (El Debs, 2000).

Nota-se que vigas longas, altas e com larguras reduzidas denominam-se de elementos esbeltos. A esbeltez é uma característica importante desses elementos lineares e que coloca em evidência um problema que tem se tornado recorrente no projeto e na construção das estruturas de grande porte: a instabilidade lateral durante as fases transitórias, que constituem as fases de transporte e içamento. O comportamento mecânico de vigas delgadas e esbeltas estão sujeitas aos efeitos de instabilidade lateral próprios das dimensões de sua seção transversal (Cardoso, 2017).

Ademais, salienta-se que a excentricidade lateral inicial é decorrência direta da curvatura da viga, e esta anomalia decorre de imperfeições geométricas desenvolvidas no processo fabricação das vigas pré-moldadas, visto que o processo de moldagem não produz vigas perfeitamente retas.

Não obstante a isso, apesar dos problemas estruturais que regem vigas pré-moldadas, podem ser listadas uma série de vantagens da utilização de longos vãos, como a diminuição na quantidade de elementos que compõe a infraestrutura, tornando o sistema estrutural vantajoso economicamente (Krahl, 2014). De acordo com Hill et al (2009), as longas vigas pré-moldadas protendidas são econômicas quando comparadas às vigas metálicas utilizadas para o mesmo fim, além de tipicamente exigirem menos manutenção. A produção de vigas pré-moldadas em fábrica permite maior controle de qualidade e,

consequentemente, a execução de elementos mais esbeltos com vãos maiores, como podem ser ilustradas pelas Figuras 1.1 e 1.2.

Figura 1.1: Içamento de Viga de Viaduto



Fonte: Cunzolo (2018).

Figura 1.2: Vigas do monotrilho de São Paulo com 31 m de vão e 2 m de altura.

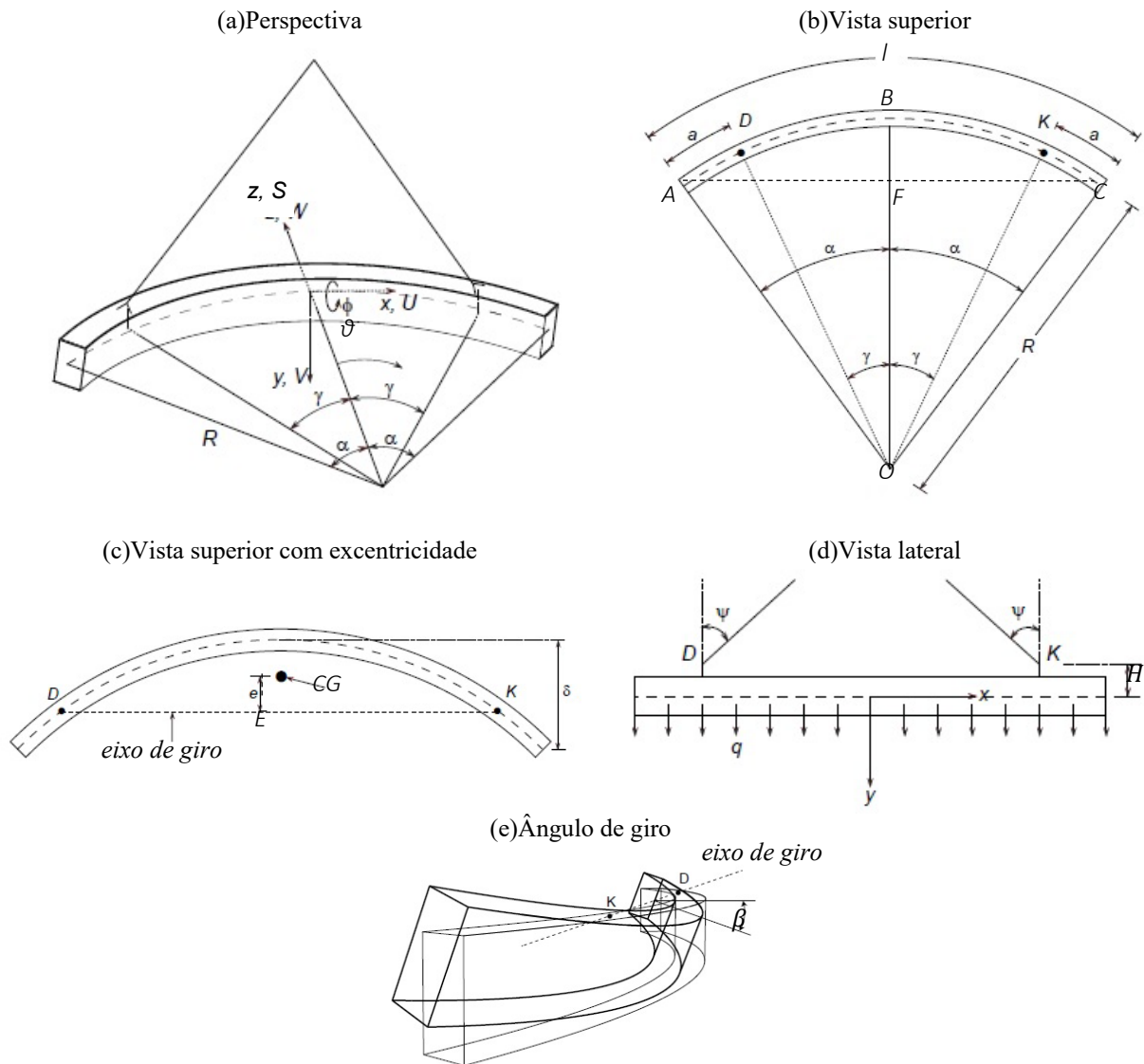


Fonte: Barros (2013).

A Figura 1.3 mostra o esquema de içamento de uma viga curva de seção transversal retangular e as variáveis analisadas e definidas por Plaut e Moen (2013), sendo que ϕ é o ângulo que indica a posição ao longo de metade do comprimento da viga no içamento; γ é o ângulo associado ao ponto de içamento; α é o ângulo associado à extremidade da viga no içamento; ψ é o ângulo de inclinação dos cabos de içamento; β é o ângulo de giro de corpo rígido da viga; ϕ é o giro de torção da viga; δ é a excentricidade da viga, medida entre o meio do vão e as extremidades; e e é a distância horizontal entre o

centro de gravidade e o eixo de giro da viga; R é o raio de curvatura do arco da viga; U é o deslocamento ao longo do comprimento da viga; V é o deslocamento na direção do eixo de maior inércia da viga (vertical); S é o deslocamento na direção do eixo de menor inércia da viga (lateral).

Figura 1.3: Viga curva e simbologia das variáveis



Fonte: Adaptado de Plaut e Moen (2013).

1.2 Justificativa

Os riscos de ruptura ou acidentes por instabilidade lateral de vigas durante as fases transitórias são, muitas vezes, desconsiderados, sendo usualmente focados os problemas relacionados a fase de serviço. Alguns acidentes relatados na literatura ocorreram devido

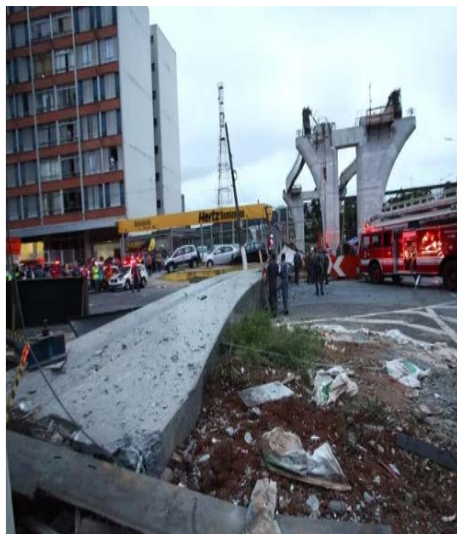
à excessiva deformação ocasionada pela instabilidade lateral destas vigas (COJOCARU, 2012).

Diante da vasta aplicabilidade e dos acidentes registrados com a ruptura de vigas por instabilidade lateral, dá-se a importância do estudo do comportamento destas, não só na fase de serviço como também nas fases transitórias e de pré-serviço, isto é, quando a viga se encontra sobre apoios transitórios e nenhuma ligação foi efetivada visando o contraventamento lateral, tendo em vista as imperfeições geométricas e seus efeitos na resistência da viga aos esforços dessa fase. Assim, podem ser listadas exemplificações desses acidentes:

1) Acidente ocorrido no Brasil em 2009, com a queda de três vigas de 85 toneladas e cerca de 45 metros de comprimento (Figura 1.4), na obra de um viaduto que passa sobre a Rodovia Régis Bittencourt em São Paulo.

Figura 1.4 – Queda de viga da obra do monotrilho de São Paulo

(a)



(b)



Fonte: G1 SP (2015).

2) Acidente em outubro de 2014 no km 608 da BR-365 próximo à cidade de Uberlândia/MG (Figura 1.5). O acidente levou à morte um trabalhador de 27 anos que auxiliava a montagem das vigas. Segundo relatos dos trabalhadores, uma viga de 35 m e 60 t caiu no momento em que outra era colocada sobre os apoios.

Figura 1.5 – Queda de vigas na BR-365

(a) Colocação da quarta viga



(b) Vigas destruídas após a queda



(c) Colocação da quarta viga e as demais após a queda



Fonte: Jornal Correio de Uberlândia (2015).

3) Oregon, Estados Unidos, viga de 51 m tombou durante a travessia de um trecho em curva com superelevação do viaduto Marquam em 2013 (Figura 1.6).

Figura 1.6 – Acidente durante o transporte de viga pré-moldada em Oregon, EUA.



Fonte: Zhang (2017).

1.3 Objetivos

Este trabalho visa analisar as condições de segurança de vigas pré-moldadas de concreto, durante a fase de içamento, levando-se em conta a influência da geometria da seção transversal da viga, a excentricidade lateral inicial e os comprimentos de balanço.

1.4 Metodologia

A instabilidade lateral é considerada crítica para o içamento, devido à inexistência de impedimento de rotação durante a sua suspensão. Assim, a viga descreve um giro de corpo rígido e um deslocamento lateral. Diante disso, este projeto irá analisar as condições de segurança de vigas pré-moldadas de concreto, levando-se em conta a influência da geometria da seção transversal da viga, a excentricidade lateral inicial e os comprimentos de balanço. Será realizado uma comparação dos fatores de segurança e ângulo de giro de seção de uma viga de padrão americano (PCI BT-72) para os estudos desenvolvidos por Mast, Fengbo Zhang, Stratford e Burgoyne. Não obstante isso, os resultados serão, ainda, comparados ao modelo numérico do trabalho de Evangelista e Lima (2018), no que tange ao ângulo de giro.

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica

2.1 Literatura Técnica sobre Fatores de Segurança

Nesta seção serão abordadas as propostas de estudo do içamento, considerando as principais variáveis que influem na sua segurança. O içamento é uma das fases consideradas críticas na análise de instabilidade lateral. Para o estudo do tema desse trabalho, fez-se uma revisão bibliográfica de alguns trabalhos já publicados que tratam da estabilidade lateral de vigas pré-moldadas. Estas propostas foram desenvolvidas pelos trabalhos de Mast (1993), Stratford et al (1999) e Zhang(2017).

A proposta de Mast (1993) propõe um fator de segurança considerando o estudo do equilíbrio de momento atuante e resistente. A proposta de Stratford et al (1999), por sua vez, propôs apenas uma verificação de segurança na fase de ruptura. Seu trabalho baseou-se no cálculo do carregamento uniformemente distribuído que causaria instabilidade lateral. Finalmente, Zhang (2017), baseado em Mast (1993), estabelece um ponto e limita a tensão de tração máxima, neste, a resistência à compressão média do concreto (f_{ctm}).

2.2 Proposta de Mast (1993)

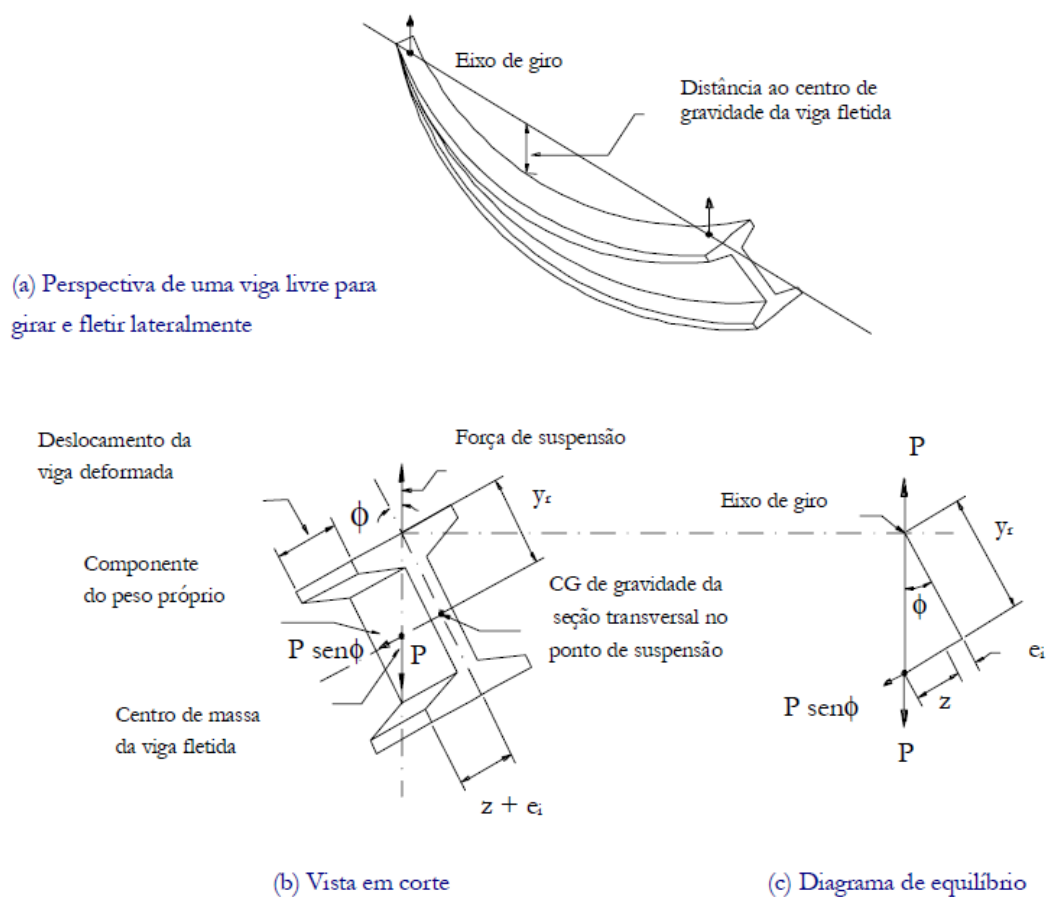
Nesta seção são descritos os parâmetros de segurança propostos nos estudos simplificados desenvolvidos por Mast em 1989 e 1993. Este equacionamento serviu de base para a elaboração do PCI Bridge Design Manual (PCI, 2003) na análise da instabilidade lateral de vigas nas fases de içamento e transporte.

Mast (1989), propôs uma análise mais abrangente considerando, além do deslocamento vertical, a rotação máxima a que uma viga poderia estar submetida em condições seguras. Assim, ao analisar o içamento, verificou-se que, durante a suspensão da viga, não existe impedimento contra rotações, de forma que as seções apresentam deslocamentos laterais e giro. Desta forma, o eixo de giro da viga passa pela linha que une os pontos de ligação do cabo ao elemento estrutural, que geralmente coincide com a face superior do mesmo.

Se uma viga for perfeitamente reta e simétrica, ao ser içada o centro de içamento estaria localizado no centro da mesa superior, sem nenhuma excentricidade. No entanto, imperfeições geométricas bem como erros de posicionamento das alças de içamento sempre irão existir em casos reais, e isto faz com que o centro de massa da viga se

desloque levemente na direção de um eixo (Mast, 1989). A Figura 2.1 descreve o esquema de uma viga suspensa por dois cabos verticais, bem como ilustra a análise estática de equilíbrio, sendo ϕ é o ângulo de afastamento provocado pelos deslocamentos laterais; z_0 é o afastamento lateral para todo o peso próprio aplicado perpendicularmente ao eixo de menor inércia; $P \cdot \sin\phi$ é a componente do peso próprio na direção do eixo de maior inércia; e_i é a excentricidade devida a imperfeições iniciais; y_r é a distância do ponto de suspensão da viga ao centro de gravidade da seção transversal.

Figura 2.1: Viga Suspensa por cabos verticais (a) perspectiva de uma viga livre para girar e fletir lateralmente; (b) vista em corte; (c) diagrama de equilíbrio



Fonte: Adaptado de Mast (1993).

Neste diapasão, a viga descreve, sobre o eixo, um ângulo inicial θ devido ao estado de desequilíbrio, o que resulta em uma componente do peso da estrutura: $P \cdot \sin\theta$, que está aplicada sobre o eixo de menor inércia. Além disso, a componente do peso aplicado sobre

esse eixo causará um deslocamento lateral da viga, alterando a posição do centro de massa da estrutura.

O estado de equilíbrio será alcançado quando o centro de gravidade atingir a posição vertical sob o eixo do ângulo final ϕ , e desta forma, a componente do peso causará um deslocamento lateral adicional z ($z_0 \sin \phi$).

Mast (1993) atestou que a viga pode ser danificada nos locais onde o momento lateral é muito grande, e assim, a viga poderá fissurar antes de se atingir o equilíbrio. Desta maneira, deve-se, primeiramente, encontrar o ângulo de equilíbrio θ , antes de se analisar o estado de equilíbrio da viga. Neste sentido, tem-se uma relação de dependência entre z e θ , pois, para encontrar o ângulo de equilíbrio θ , é necessário definir z , mas este é determinado pela componente do peso da estrutura ($P \cdot \sin \theta$), que também depende do ângulo θ .

Tal como supracitado, durante o processo de içamento, um deslocamento lateral ocorre quando o centro de massa é deslocado devido a componente do peso P no eixo de menor inércia. Assim, no meio do vão da viga, que está submetida apenas a um carregamento uniformemente distribuído (peso próprio), é descrito uma flecha, que pode ser obtida pela Equação (2.1).

$$\beta y = \frac{5}{384} \frac{Pl^4}{E I_y} \quad \text{Equação (2.1)}$$

Em que:

- βy : Deflexão gerada no meio do vão do eixo de menor inércia.
- $E \cdot I_y$: Rigidez em torno do eixo de menor inércia da viga.

De acordo com o autor, a distância z equivale a aproximadamente $\frac{2}{3}$ de βy . Desta monta, z_0 , pode ser obtido pelas Equações (2.2) e (2.3):

$$z_0 = \frac{1}{120} \frac{Pl^4}{E I_y} = 0,64 \cdot \beta y \quad \text{Equação (2.2)}$$

$$z = z_0 \cdot \sin \theta \quad \text{Equação (2.3)}$$

Tendo a Figura 2.1 (b) como base, é possível analisar as relações trigonométricas e obter a Equação (2.4):

$$tg\theta = \frac{z_o \cdot sen\theta + e_i}{y_r} \quad \text{Equação (2.4)}$$

Em vigas pré-moldadas, os parâmetros y_r e z_o podem ser obtidos pelas propriedades geométricas da viga. Além disso, na maioria dos casos, θ é muito pequeno e não descreve ângulos superiores a 0,2 radianos (11,5°), então, a seguinte aproximação pode ser feita: $\theta \cong sen\theta \cong tg\theta$, e a Equação 2.5 é obtida.

$$\theta = \frac{e_i}{y_r - z_o} \quad \text{Equação (2.5)}$$

Definindo $\theta i = \frac{e_i}{y_r}$, a Equação 2.5 pode ser reescrita como:

$$\theta = \theta i \cdot \left(\frac{1}{1 - z_o/y_r} \right) \quad \text{Equação (2.6)}$$

Ao analisar a Equação (2.6) obtida, observa-se que a medida que z_o se aproxima de y_r , o denominador se aproxima de 0, e assim, o valor do ângulo aumenta consideravelmente e a viga fica totalmente instável. Considerando isso, Mast (1993) definiu, de forma simplificada, o fator de segurança expresso na Equação 2.7.

$$FS = \frac{y_r}{z_o} \quad \text{Equação (2.7)}$$

A situação da viga fissurada corresponde ao limite máximo ao qual o ângulo pode alcançar. A Equação (2.8) pode ser definida como:

$$\left(\frac{y_r}{z_o} \right)_{critico} = \frac{1}{1 - \theta i / \theta_{max}} \quad \text{Equação (2.8)}$$

Quando o ângulo de inclinação atinge seu valor máximo, a viga estará na sua condição fissurada, e o fator de segurança excede seu valor crítico. Assim, o novo fator de segurança corresponde à Equação (2.9).

$$(FS)_{critico} = \frac{y_r/z_o}{(y_r/z_o)_{critico}} = \frac{y_r}{z_o} \cdot \left(1 - \frac{\theta_i}{\theta_{max}}\right) \quad \text{Equação (2.9)}$$

Analisando-se a Equação (2.9), infere-se que o fator de segurança resultante tende a crescer em vigas que não tenham excentricidades iniciais tão expressivas. Neste raciocínio, essas vigas podem vir a romper por flexão lateral sem que haja influência efetiva dos desvios iniciais. Assim sendo, em vez da Equação (2.7), pode-se utilizar:

$$FS = \frac{\theta_{max}}{\theta_i} \quad \text{Equação (2.10)}$$

Assim, o fator de segurança na fissuração é:

$$FS = \frac{\theta_{max}}{\theta_i} \left(1 - \frac{z_o}{y_r}\right) \quad \text{Equação (2.11)}$$

Verifica-se que as equações (2.9) e (2.11) são bastante similares, porém, o fator diferenciador é que nesta, $\frac{\theta_{max}}{\theta_i}$ é o parâmetro principal, enquanto $\left(1 - \frac{z_o}{y_r}\right)$ é o modificador. Já na Equação (2.9), $\frac{y_r}{z_o}$ é o parâmetro principal e $\left(1 - \frac{\theta_i}{\theta_{max}}\right)$ é o modificador.

Ambas as equações são apresentadas na primeira parte do trabalho de Mast (1989), no qual é indicado que se utilize o menor dos fatores de segurança obtidos.

Os estudos desenvolvidos por Mast (1989) limitam-se aos problemas de instabilidade antes da fissuração da viga, e o máximo ângulo de giro fica limitado pela máxima tensão de tração das fibras superiores da seção.

Mast (1993), na segunda parte do seu estudo, atesta que as vigas suportam ângulos maiores que o ângulo limite de fissuração, quando a rigidez é reduzida, e assim, os fatores de segurança alcançaram maior amplitude, e o estudo realizado por Mast (1989) foi reformulado pela avaliação da fissuração e do colapso da viga, com comprovação experimental por ensaios em escala real (Lima, 2002).

Desta maneira, ampliou-se a análise da estabilidade lateral, e uma nova formulação dos fatores de segurança foi proposta por Mast (1993). O método indicado pelo autor para a proposição dos novos fatores de segurança está descrito, a seguir.

As indicações de Mast (1993) para assumir a rigidez efetiva é baseada no limite da resistência à tração do concreto, e pode ser definida por:

- 1) Para ângulos de inclinação que produzem tensões de tração na mesa superior menores que $7,5\sqrt{f'_c}$, usar toda a inércia I da seção.
- 2) Para ângulos de inclinação que produzem tensões de tração na mesa superior maiores que $7,5\sqrt{f'_c}$, usar toda a inércia I efetiva (Equação 2.12)

$$I_{ef} = \frac{I}{1 + 2,5\theta} \quad \text{Equação (2.12)}$$

Em que:

- f'_c : Resistência à compressão de um corpo de prova cilíndrico de concreto na data do içamento (psi).
- θ : Ângulo de inclinação.

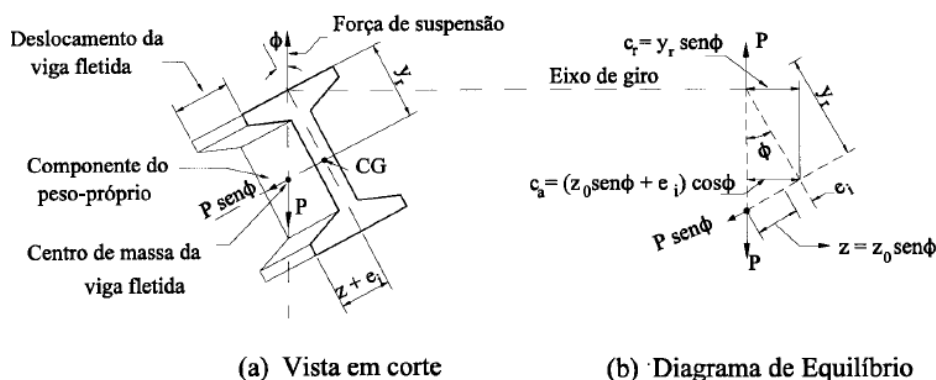
Para ângulos de inclinação θ , entre a fissuração e a ruptura, deve-se utilizar a rigidez efetiva (Equação 2.12). Como z_0 é função da rigidez e I_{ef} depende de θ , então z_0 é também função de θ , para vigas fissuradas. Estas interdependências tornam mais difícil o cálculo de θ , quando comparado com o modelo com vigas não fissuradas. Portanto, Mast (1993) propôs um modelo que elimina o peso próprio das equações.

A excentricidade do momento aplicado (c_a) é a medida do deslocamento do centro de massa da viga fletida e é dado pela Equação (2.13). A excentricidade do momento resistente (c_r) é obtido pela Equação (2.14), conforme ilustra a Figura 2.2

Figura 2.2: Braço do momento aplicado e do momento resistente;

(a) vista em corte;

(b) diagrama de equilíbrio



Fonte: Adaptado de Mast (1993).

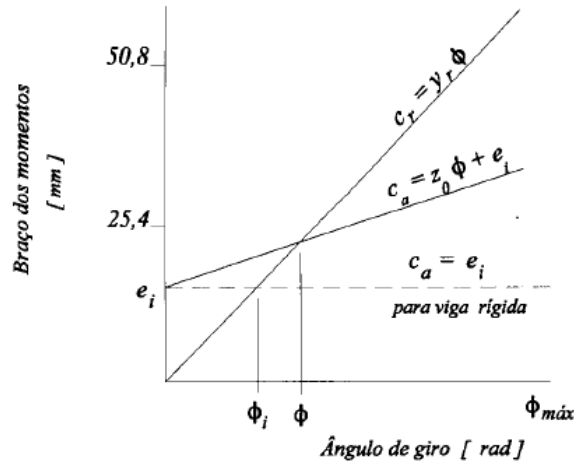
$$c_a = z_0 \cdot \text{sen}\theta \cdot \cos\theta + e_i \cdot \cos\theta \quad \text{Equação (2.13)}$$

$$c_r = y_r \cdot \text{sen}\theta \quad \text{Equação (2.14)}$$

Para simplificação de pequenos ângulos, $\text{sen}\theta \cong \text{tg}\theta \cong \theta$, $\cos\theta = 1$, os braços dos momentos podem ser representados por retas, onde a intersecção destas indica o ângulo θ de equilíbrio (Figura 2.3). O fator de segurança pode ser expresso como a razão entre o momento resistente (M_r) e o momento aplicado (M_a).

$$FS = \frac{M_r}{M_a} = \frac{P \cdot c_r}{P \cdot c_a} = \frac{c_r}{c_a} = \frac{y_r \cdot \theta}{z_0 \cdot \theta + e_i} \quad \text{Equação (2.15)}$$

Figura 2.3: Braços dos Momentos x Ângulo de inclinação (θ)



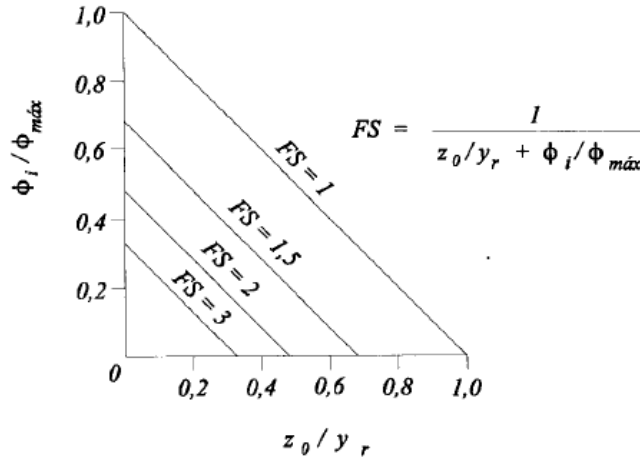
Fonte: Adaptado de Mast (1993).

Assim, quando θ é igual a $\theta_{\max}$, o ângulo de inclinação é equivalente à fissuração. Sabendo-se que θ_i equivale a e_i/y_r , o fator de segurança (FS) contra a fissuração pode ser expresso pela Equação (2.16).

$$FS_{fiss} = \frac{1}{\frac{z_0}{y_r} + \frac{\theta_i}{\theta_{\max}}} \quad \text{Equação (2.16)}$$

Este fator de segurança deve ser preferível aos obtidos nas equações (2.9) e (2.11), visto que considera o efeito combinado das duas relações $\left(\frac{z_0}{y_r}, \frac{\theta_i}{\theta_{max}}\right)$ variando simultaneamente (Figura 2.4).

Figura 2.4: Fatores de Segurança contra a Fissuração.



Fonte: Mast (1993).

Mast (1993) estudou, ainda, a condição do fator de segurança na ruptura, assim, este (FS') pode ser analisado através do Figura 2.5, após o ponto de fissuração. A fim de demonstrar o cálculo deste fator, o autor calcula os braços de momentos c_a e c_r , através das Equações (2.13) e (2.14) para valores do ângulo de inclinação (θ) que passam do ponto de fissuração. Para cada ângulo θ da viga fissurada, a quantidade z_0 deve ser calculada, utilizando a Equação (2.12) para obter a inércia efetiva (I_{ef}). A curva do braço do momento resistente (c_r) é quase uma linha reta até 0,4 rad ($\sin\theta=0,97\theta$). A curva para o braço do momento aplicado c_a sofre um acréscimo devido à diminuição de inércia, resultando no aumento de z_0 .

O fator de segurança contra a ruptura pode ser obtido substituindo a inércia da seção fissurada pela inércia efetiva na Equação (2.16), relativa ao fator de segurança contra fissuração. Assim, a partir da Equação (2.17), tem-se:

$$z_0^{ruptura} = z_0(1 + 2,5\theta) \quad \text{Equação (2.17)}$$

$$FS_{ruptura} = \frac{c_r}{c_a} = \frac{y_r \cdot \theta_{max}}{z_0 \cdot \theta (1 + 2,5\theta) + e_i} \quad \text{Equação (2.18)}$$

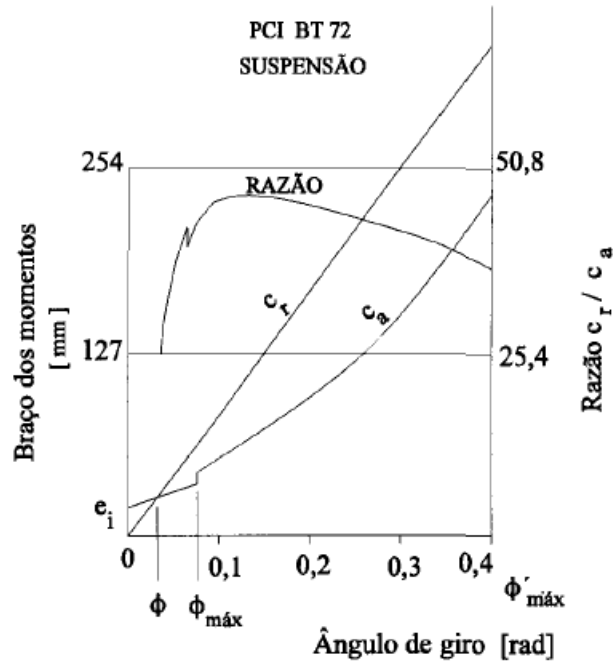
Com o intuito de encontrar o ângulo correspondente ao máximo fator de segurança contra a ruptura, deriva-se a Equação (2.18) em relação a θ , obtendo-se, θ_{max} . Desta forma, o $\theta_{ruptura}$ pode ser calculado por:

$$\frac{dFS}{d\theta} = 0 \rightarrow \theta_{max \text{ de ruptura}} = \theta_{max}^{ruptura} \quad \text{Equação (2.19)}$$

Assim, a equação do máximo ângulo de ruptura é dada por:

$$\theta_{max}^{ruptura} = \sqrt{\frac{e_i}{2,5 z_0}} \quad \text{Equação (2.20)}$$

Figura 2.5: Fator de Segurança na Ruptura para a Viga Fissurada.



Fonte: Mast (1993).

Ao substituir as equações (2.17) e (2.20) em (2.18), obtém-se o fator de segurança contra a ruptura:

$$FS_{ruptura} = \frac{\gamma_r \cdot \theta_{max}^{ruptura}}{z_0^{ruptura} \cdot \theta_{max}^{ruptura} + e_i} \quad \text{Equação (2.21)}$$

Mast (1993), ao final do seu trabalho, lista algumas recomendações de segurança para a fase de içamento. É sugerido que se adote o menor dos fatores de segurança dados pelas expressões (2.16) e (2.21). O autor atesta, ainda que, se o fator de segurança contra a fissuração for maior que o fator de segurança na ruptura, isso indica que a máxima segurança ocorre antes da fissuração, devendo-se, então, fazer a consideração: $FS_{ruptura} = FS_{fissuração}$.

Finalmente, Mast (1993) recomenda que o fator de segurança contra a fissuração seja superior a 1,0, enquanto contra a ruptura seja maior que 1,5.

2.3 Proposta de Stratford et al (1999)

No trabalho desenvolvido por Stratford et al (1999), são apresentadas três situações sob as quais as vigas pré-moldadas de concreto devem ser analisada: içamento, transporte em caminhão e viga simplesmente apoiada. Nesta seção, no entanto, serão levantadas as abordagens apenas para a fase de içamento.

No içamento de vigas, Stratford e Burgoyne (1999) objetivam encontrar cargas críticas às quais as vigas podem ser submetidas durante esta fase. Assim, através de simulação numérica elástico-linear (não leva em conta os efeitos de fissuração), com o método dos elementos finitos, os autores consideraram que os parâmetros necessários para se efetuar as análises de estabilidade, através do cálculo da carga crítica, são: o comprimento da viga, as propriedades físicas dos materiais e mecânicas da seção transversal, a posição das alças dos apoios e a inclinação dos cabos de suspensão. Para estas condições, admite-se que a ruptura irá ocorrer por instabilidade lateral sob solicitação única do peso próprio. Assim, a carga crítica corresponde ao carregamento uniformemente distribuído que causaria instabilidade lateral em uma viga perfeita (Lima, 2002).

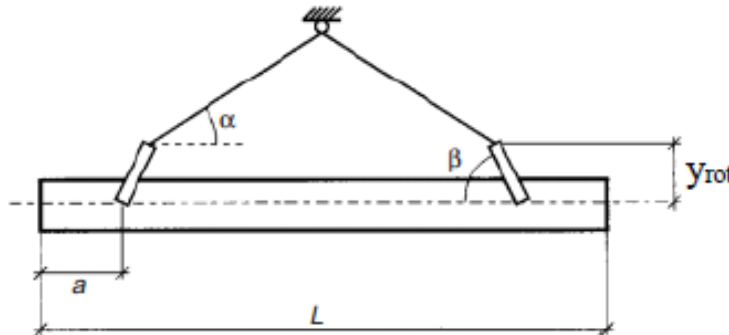
Os autores atestaram que a suspensão é a etapa mais crítica, dentre as transitórias, uma vez que não existe qualquer restrição ao giro de corpo rígido em torno de seu eixo longitudinal, fazendo com que parte do peso próprio atue lateralmente. Com relação a rigidez à torção, esta é relativamente alta em vigas de concreto, o que permite afirmar que a viga apresenta um giro de corpo rígido com uma variação muito pequena de torção ao

longo do seu comprimento (Cardoso, 2017). Diante disso, a rotação relativa entre o apoio (cabos) e o meio do vão é nula e assim, a carga crítica de instabilidade pode ser considerada independente da rigidez à torção.

Conforme Cardoso (2017), ao se considerar rigidez infinita à torção, o problema da flambagem lateral pode ser tratado como um problema de flexão lateral em torno do eixo de menor inércia acompanhado de um giro de corpo rígido em torno do eixo formado pelos pontos de içamento. Assim, quando a viga começa a rotacionar os cabos não impedem a rotação nos pontos onde são fixos. Portanto, a instabilidade ocorre somente por deformação à flexão lateral e o giro de torção da viga pode ser desprezado.

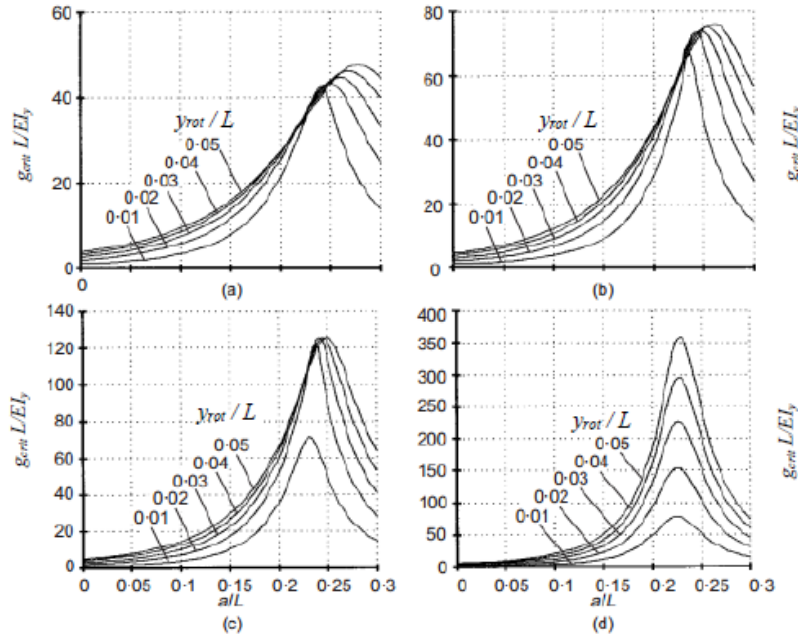
Nesse sentido, Stratford e Burgoyne (1999) formularam diagramas que relacionam a carga crítica de instabilidade adimensional e o comprimento dos balanços a , para cabos retos e inclinados, com inclinações α e β (Figura 2.6). As curvas foram obtidas por simulação numérica, sendo que cada curva, representada pela Figuras 2.7, é uma relação $\frac{y_{rot}}{L}$, em que y_{rot} representa a distância entre o centro de gravidade da seção e o ponto de fixação dos cabos, L é o vão e $\frac{g_{crit} \cdot L}{E_y \cdot I}$ representa o adimensional do carregamento.

Figura 2.6: Representação do içamento de uma viga.



Fonte: Stratford e Burgoyne (1999).

Figura 2.7: Cargas críticas de flambagem para vigas em fase de içamento, para $\beta = 0^\circ$ e diferentes valores de α : (a) 30° ; (b) 45° ; (c) 60° ; e (d) 90° (cabo vertical)



Fonte: Stratford e Burgoyne (1999)

As Figuras 2.7 (a), (b), (c) e (d), mostram que a carga de carregamento aumenta à medida que os cabos se aproximam da posição vertical ($\alpha=90^\circ$) e à proporção que a relação a/L se aproxima de 0,25. Assim, o valor máximo do carregamento é obtido na Figura 2.7 (d).

Neste diapasão, Stratford et al(1999) recomendam a Equação (2.22) para estimar a carga crítica no içamento com cabos verticais.

$$g_{critico} = \frac{12 \cdot E \cdot I_y \cdot y_{rot}}{\frac{L^4}{10} - a \cdot L^3 + 3a^2 L^2 - 2a^3 L - a^4} \quad \text{Equação (2.22)}$$

No entanto, de acordo com Krah (2014), este carregamento se refere a uma viga perfeita, sem considerar as imperfeições geométricas. Desta maneira, para que sejam consideradas as imperfeições iniciais, Stratford et al (1999) sugerem a metodologia de Southwell (1932). Assim, a Equação (2.23) é utilizada.

$$\delta_t = \frac{\delta_0 [1 - \sin(\frac{\pi a}{L})]}{1 - \frac{g_{lim}}{g_{crit}}} \quad \text{Equação (2.22)}$$

Em que:

- δ_t : Deslocamento lateral no instante da instabilidade
- δ_o : Deslocamento lateral devido às imperfeições iniciais.
- g_{lim} : Carga Limite de instabilidade que leva em conta as imperfeições geométricas da viga.
- g_{crit} : Carga crítica calculada pela Equação (2.21)

Stratford et al (1999) propõe, ainda que, se os cabos de içamento estiverem na posição vertical, a Equação (2.23) também pode ser utilizada para encontrar o deslocamento lateral no instante da instabilidade, e assim, através das Equações (2.22) e (2.23), chega-se a Equação da carga limite (2.24).

$$\delta_t = \delta_o \left[1 - \sin\left(\frac{\pi a}{L}\right) + \frac{g \cdot \sin\theta_{lim}}{384EI_y} \cdot (5L^2 - 20aL - 4a^2) \cdot (2a - l)^2 \right] \quad \text{Equação (2.23)}$$

$$g_{lim} = g_{crit} - \frac{\delta_o \left[1 - \sin\left(\frac{\pi a}{L}\right) \right]}{\frac{g \cdot \sin\theta_{lim}}{384EI_y} \cdot (5L^2 - 20aL - 4a^2) \cdot (2a - l)^2 + \delta_o \left[1 - \sin\left(\frac{\pi a}{L}\right) \right]} \quad \text{Equação (2.24)}$$

Salienta-se que θ_{lim} é o ângulo de ruptura no momento que g_{lim} é alcançado. Existem duas incógnitas na Equação (θ_{lim} e g_{lim}), assim, para que a carga limite possa ser estimada, o ângulo de ruptura pode ser assumido igual a 23°, conforme ensaio da viga PCI BT-72, desenvolvido por Mast (1993).

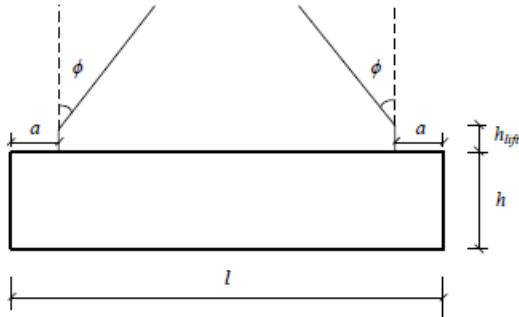
2.4 Proposta de Zhang (2017)

O trabalho de mestrado desenvolvido por Fengbo Zhang em 2017, pautou-se na análise das equações de fatores de segurança e ângulo de giro durante o içamento, baseadas no modelo de Mast (1993). Foram estudadas as condições favoráveis de içamento bem como foram propostas equações reduzidas desses parâmetros.

Zhang (2017) estabeleceu as mesmas condições que Mast (1993) em seu trabalho: (1) a viga é restrita ao giro em relação aos cabos dos apoios, (2) a viga descreve o arco de uma circunferência e seu maior encurvamento se dá na seção de meio do vão, (3) a viga é içada por dois cabos localizados na mesma distância a do final da viga e, (4) a

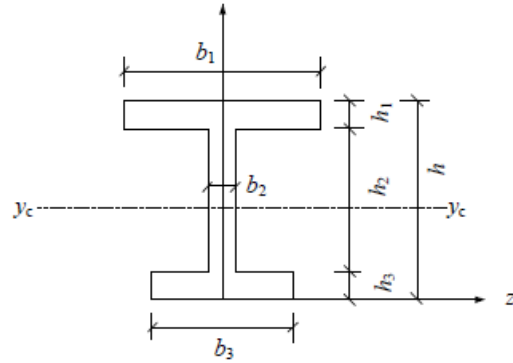
deformação por torção é desprezada e o problema é reduzido a flexão lateral. Desta forma, o equacionamento também foi proposto para uma viga de seção I e as principais variáveis estão mostradas na Figuras 2.8 e 2.9.

Figura 2.8: Vista Lateral do Içamento



Fonte: Zhang (2017)

Figura 2.9: Geometria da Seção Transversal

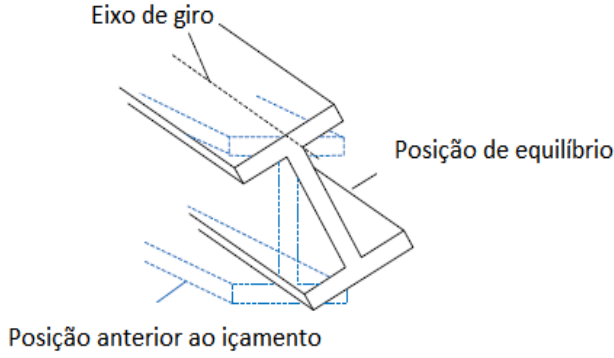


Fonte: Zhang (2017)

Salienta-se que os parâmetros a , h_{lift} (altura da alça de içamento), ϕ (inclinação dos cabos), as dimensões da seção (b_1 , b_2 , b_3 , l e h) são determinadas pelo fabricante. As demais propriedades são definidas com base nessas, sendo A_c a área da seção transversal, y_{cg} a altura do centroide em relação ao eixo Z , I_{zz} o maior momento de inércia da seção e I_{yy} a menor inércia da seção.

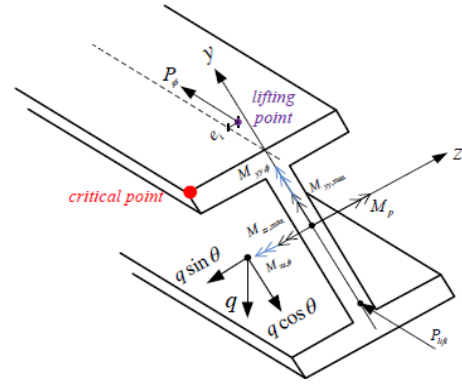
Devido ao fato da viga ser curva e ter seu centro de massa deslocado em relação ao eixo vertical, ao ser içada descreverá um giro em relação ao eixo formado entre os pontos de içamento (Figura 2.10). Assim, com a viga, agora inclinada, seu peso próprio será decomposto em duas direções na seção de meio de vão – perpendicular e paralelo ao eixo do centroide. A viga irá girar até encontrar uma posição de equilíbrio, isto é, quando o centro de gravidade alinhar ao eixo de giro. Ressalta-se que as únicas forças atuantes são o peso próprio da viga, a força de protensão e a força nos cabos de içamento. Sendo assim, o ponto crítico que apresenta maior tensão de tração está localizado no topo do lado esquerdo da mesa superior na seção de meio de vão (Figura 2.11).

Figura 2.10: Comportamento durante o içamento



Fonte: Adaptado de Zhang (2017)

Figura 2.11: Forças e Momentos aplicados



Fonte: Zhang (2017)

As forças e momentos aplicados foram definidos como:

- P_{lift} : Força de compressão gerado pela força de protensão. Se a força de protensão aplicada é P_ϕ , o valor de P_{lift} será: $P_{lift} = (1 - \psi) P_\phi$. Onde $\psi = 0,15$. Esta redução da força é devido às perdas de protensão;
- M_p : Momento causado pela força de protensão. $M_p = P_{lift} \cdot e_p$. Onde e_p é a excentricidade da barra protendida ao centro de gravidade;
- $M_{zz,max}$: Momento causado pela componente do peso próprio ($q \cos \theta$). $M_{zz,max} = \frac{q \cos \theta \cdot l_a^2}{8}$. Onde l_a equivale à distância entre os pontos de içamento ($l_a = l - 2a$);
- $M_{yy,max}$: Momento causado pela componente do peso próprio ($q \sin \theta$). $M_{yy,max} = \frac{q \sin \theta \cdot l_a^2}{8}$;
- $M_{zz,\phi}$: Momento causado pela componente horizontal da força nos cabos. $M_{zz,\phi} = P_\phi (h + h_{lift} - y_{cg} - \delta_g)$;
- $M_{yy,\phi}$: Momento causado pela componente vertical da força nos cabos. $M_{yy,\phi} = P_\phi \cdot e_i$;

A tensão de tração máxima expressa pelo ponto crítico pode ser obtida por:

$$\sigma_t = \frac{-(P_{lift} + P_\phi)}{A_c} + \frac{M_p(h - y_{cg})}{I_{zz}} - \frac{(M_{zz,max} + M_{zz,\phi}) \cdot (h - y_{cg})}{I_{zz}} + \frac{(M_{yy,max} + M_{yy,\phi}) \cdot (\frac{b_1}{2})}{I_{yy}} \quad \text{Equação (2.25)}$$

O modelo proposto pela autora, tal como Mast (1993), é limitado até o surgimento da primeira fissura. Assim, quando σ_t alcança a máxima tensão de tração (f_{ctm}), obtém-se o ângulo de giro máximo permitido pela estrutura. É sabido ainda que este ângulo, por

não atingir valores superiores a 0,2 radianos (11,5°), a seguinte aproximação pode ser feita: $\theta \cong \text{sen}\theta \cong \text{tg}\theta$.

$$\sigma_t = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{Equação (2.26)}$$

Neste diapasão, as equações supramencionadas podem ser simplificadas e o ângulo crítico pode ser obtido pela Equação 2.27.

$$\theta_{cr} = \left[f_{ctm} + \frac{(P_{lift} + P_\varphi)}{A_c} - \frac{M_p(h - y_{cg})}{I_{zz}} + \frac{(M_{zz,max} + M_{zz,\varphi}) \cdot (h - y_{cg})}{I_{zz}} - \frac{(M_{yy,max} + M_{yy,\varphi}) \cdot (b_1)}{I_{yy}} \right] \times \frac{16I_{yy}}{b_1 q l_a^2}$$

$$\text{Equação (2.27)}$$

Tendo o ângulo de giro crítico (θ_{cr}), o fator de segurança pode ser calculado pela Equação 2.15, que, de acordo com a norma do PCI (2003) este deve ser no mínimo 1.

$$FS = \frac{M_r}{M_a} = \frac{y_r \cdot \theta}{z_0 \cdot \theta + e_i} \geq 1$$

- y_r : equivale a distância do centro de gravidade ao ponto de içamento.

$$y_r = h + h_{lift} - y_{cg} \quad \text{Equação (2.28)}$$

- e_i : é a distância transversal do eixo de giro ao centro de gravidade da viga, considerando a excentricidade inicial das alças (e_o) e a imperfeição lateral (f).

$$e_i = e_o + \frac{2}{3}f \quad \text{Equação (2.29)}$$

$$z_o = \frac{q}{12 \cdot EI_{yy}l} \cdot \left(\frac{1}{10}l_a^2 - a^2l_a^3 + 3a^4l_a + \frac{5}{6}a^5 \right) \quad \text{Equação (2.30)}$$

- P_0 : é a força de protensão aplicada.

$$P_o = \frac{f_{ctm}}{\left[\frac{e_p(h - y_{cg})}{I_{zz}} - \frac{1}{A_c} \right]} \quad \text{Equação (2.31)}$$

Tendo estas equações como base, a autora realizou, então, análises de 6 casos de diferentes tipos de vigas de concreto pré-moldado. Assim, a Tabela 2.1 representa as características das vigas, e a Tabela 2.2 os parâmetros analisados em cada caso. Para isso, no entanto, foram feitas algumas considerações:

- Devido aos estudos realizados por Stratford et al (1999), concluiu-se que a inclinação dos cabos, durante o içamento, é prejudicial ao comportamento da viga, tendo optado utilizar cabos retos ($\varphi=0^\circ$);
- A força resultante de protensão está aplicada no centro da mesa inferior;
- Excentricidade inicial das alças ($e_0=12$ mm);
- Altura das alças de içamento ($h_{lift}=0,3$ m);

Diante dessas considerações, a Equação 2.27 pode ser, novamente, simplificada, resultando em:

$$\theta_{cr} = \left[f_{ctm} - \frac{M_p(h - y_{cg})}{I_{zz}} + \frac{M_{zz,max} \cdot (h - y_{cg})}{I_{zz}} + \frac{P_{lift}}{A_c} \right] \times \frac{16I_{yy}}{b_1 q l_a^2} \quad \text{Equação (2.32)}$$

Tabela 2.1: Características das Vigas

Tipo de Seção	$b_1(m)$	$h(m)$	$A_c(m^2)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$
I140B120	1.20	1.40	0.4927	0.1341	0.0204
I160B120	1.20	1.60	0.5230	0.1872	0.0204
I180B120	1.20	1.80	0.5530	0.2507	0.0205
I200B120	1.20	2.00	0.5833	0.3252	0.0206

Fonte: Adaptado de Zhang (2017)

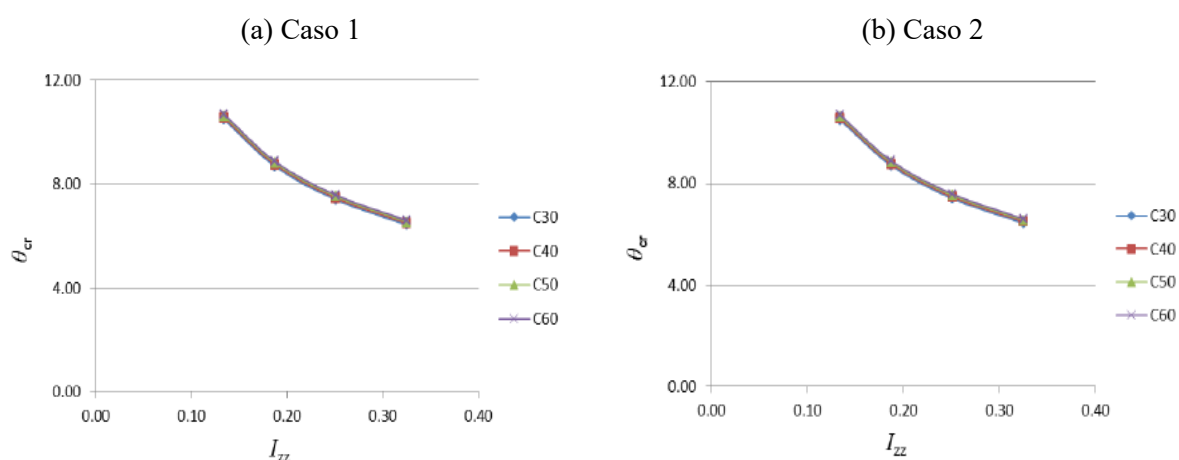
Tabela 2.2: Casos Analisados

Casos	$l(m)$	$a(m)$	$e_i(m)$	$\varphi(^{\circ})$	f	$f_{ck}(MPa)$
1	40	0	12	0	$l/500$	30,40,50,60
2	40	0	12	0	$l/750$	30,40,50,60
3	20,30,40,50,60	0	12	0	$l/500$	50
4	20,30,40,50,60	0	12	0	$l/750$	50
5	20,30,40,50,60	$l/10$	12	0	$l/500$	50
6	20,30,40,50,60	$l/5$	12	0	$l/500$	50

Fonte: Adaptado de Zhang (2017)

Percebe-se que o intuito da autora foi observar como os parâmetros da Tabela 2.3 influenciam no ângulo de giro crítico e no fator de segurança. Verifica-se que ao se comparar os casos 1 e 2, por exemplo, avalia-se a influência da resistência do concreto (f_{ck}) bem como a imperfeição inicial (f), sendo que esta também pode ser avaliada nos casos 3 e 4. Além disso, comparando-se os casos 3, 5 e 6, nota-se como o local de posicionamento das alças influi no içamento e, por fim, os casos 3 e 4 mostram a influência do comprimento longitudinal da viga.

Figura 2.12: Relação entre I_{zz} (m^4) e θ_{cr} (graus) para diferentes valor de f_{ck} .

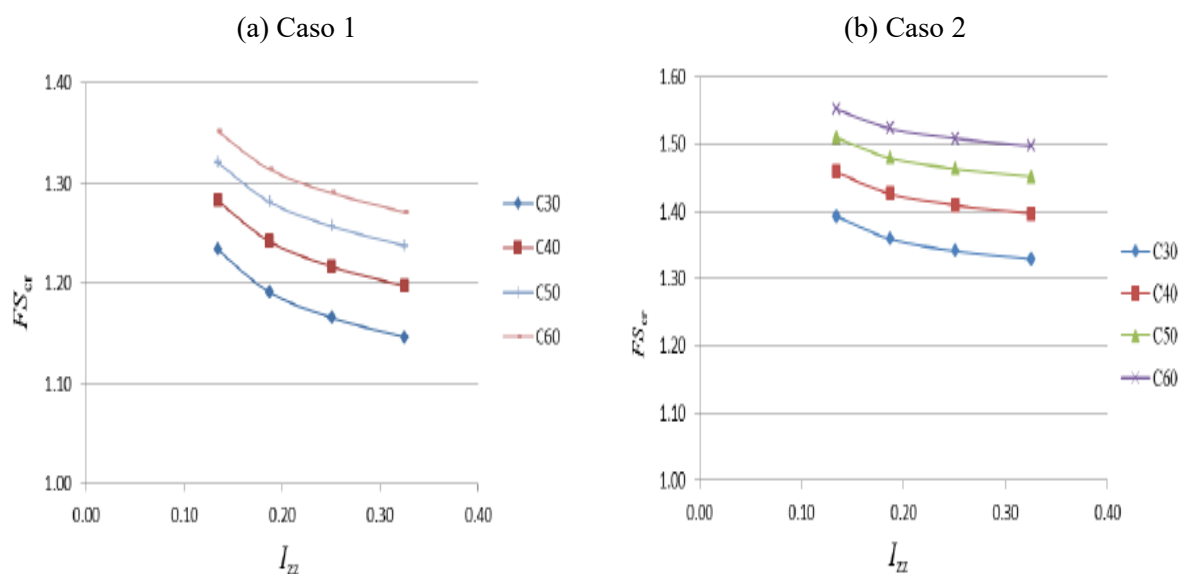


Fonte: Zhang (2017)

Ao analisar a Figura 2.12 (a) e (b), verifica-se que nem a resistência do concreto, nem a imperfeição inicial influenciam significativamente no ângulo de giro. Ademais, o aumento da maior inércia da viga reduz o ângulo de giro crítico. Isto significa que a viga estará mais propensa a fissurar quanto mais alta for a viga, haja vista que com o aumento da altura, o peso próprio também irá aumentar enquanto a inércia lateral permanece praticamente constante.

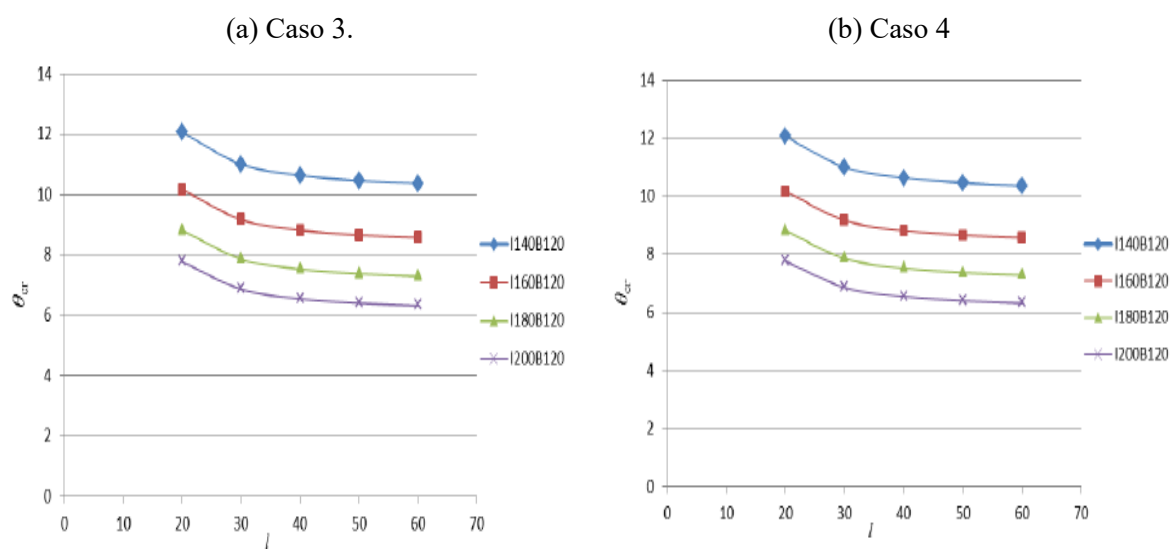
As Figuras 2.13 (a) e (b) ilustram os fatores de segurança para diferentes resistências do concreto, de forma que é possível concluir que, quanto maior o f_{ck} maior o fator de segurança e, quanto maior a inércia vertical, menor o fator de segurança, sendo que, para o mesmo f_{ck} , o fator de segurança não se altera com o aumento da altura da seção.

Figura 2.13: Relação entre I_{zz} (m^4) e FS_{cr} para diferentes valor de f_{ck}



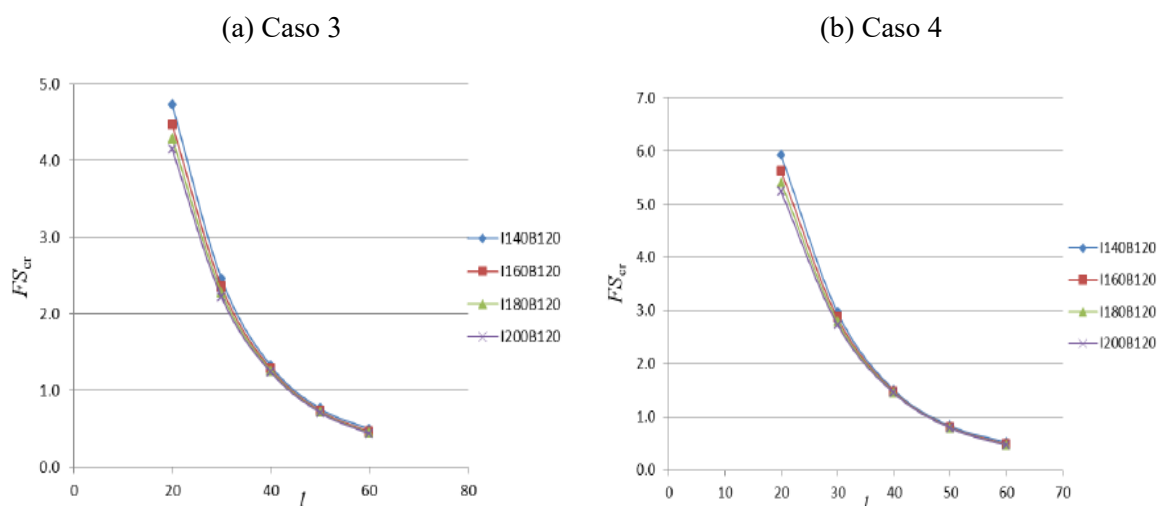
Fonte: Zhang (2017)

Figura 2.14: Relação entre l (m) e θ_{cr} (graus)



Fonte: Zhang (2017)

Figura 2.15: Relação entre l (m) e FS_{cr}

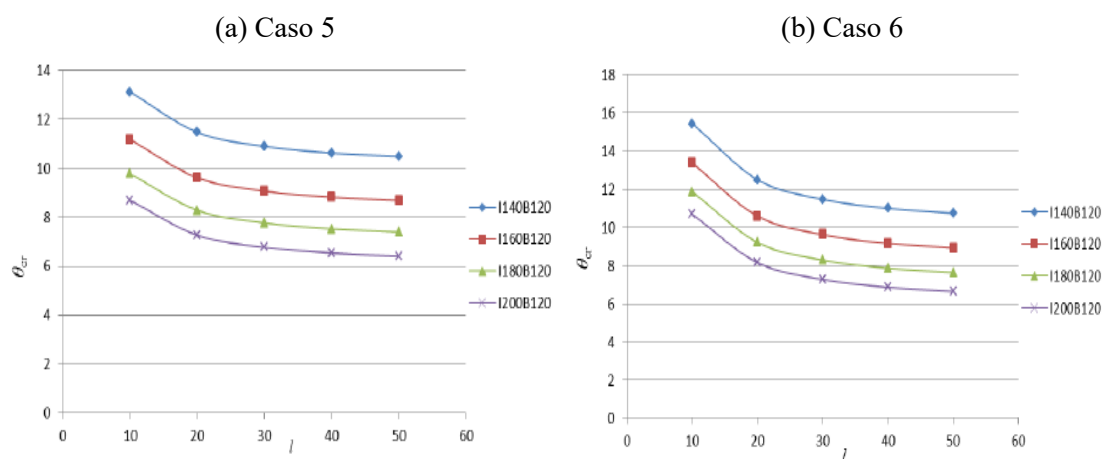


Fonte: Zhang (2017)

Para as curvas das Figuras 2.14 (a) e (b), percebe-se que quanto mais longa a viga mais vulnerável à instabilidade lateral será, pois com o aumento do comprimento longitudinal nota-se uma redução significativa do ângulo de giro. As curvas das Figuras 2.15 (a) e (b) mostram que o fator de segurança também é bastante sensível ao aumento do comprimento longitudinal da viga, chegando a apresentar fatores de segurança inferiores a 1 (40 metros), o que não é adequado.

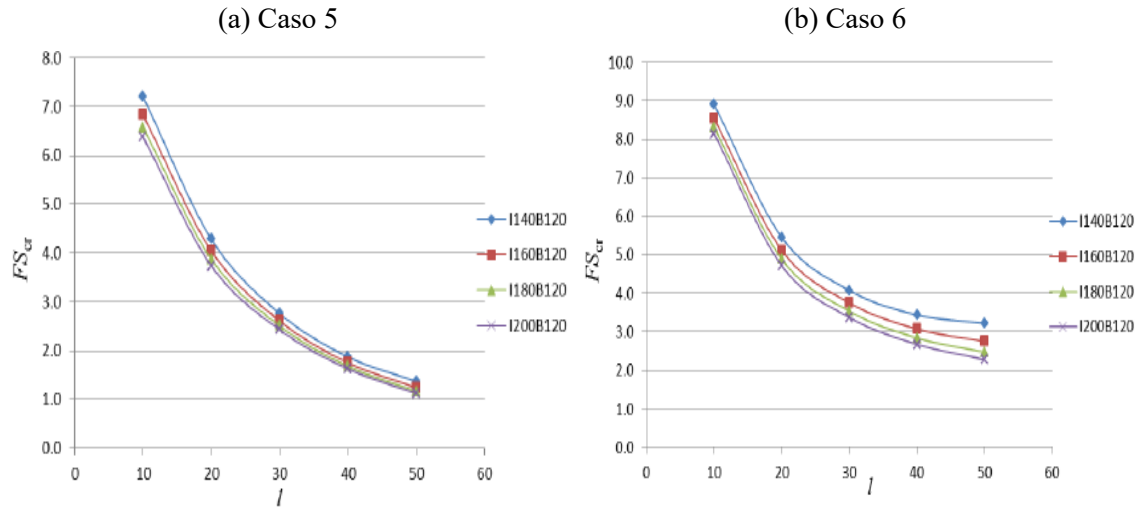
Ambas as comparações demonstradas entre os casos 1, 2, 3 e 4 revelam que o ângulo de giro não varia com o aumento da imperfeição inicial (f). No entanto, este comportamento pode ser deduzido da Equação (2.32), em que a variável f não aparece na expressão do ângulo crítico. O fator de segurança aumenta com a redução das imperfeições geométricas.

Figura 2.16: Relação entre l (m) e θ_{cr} (graus)



Fonte: Zhang (2017)

Figura 2.17: Relação entre l (m) e FS_{cr} .



Fonte: Zhang (2017)

As curvas das Figuras 2.16 e 2.17 demonstram que o içamento feito a distância (a) de 10% (caso 5) e 20% (caso 6) do vão, tanto aumentam o ângulo de giro, quanto geram resultados positivos para o fator de segurança.

Diante destas constatações a autora propõe fórmulas ainda mais simplificadas para o ângulo de giro e para o fator de segurança (Equações (2.33), (2.34) e (2.35)). Porém, estas apenas podem ser utilizadas para içamento feito na extremidade da viga ($a=0$). Salienta-se que estas equações simplificadas foram comparadas com o modelo de Mast (1993) e apresentaram resultados satisfatórios.

$$\theta_{cr} = 0,0288 \cdot \frac{f_{ck}^{2/3} \cdot I_{yy}}{b_1 A_c l^2} + \frac{h \cdot I_{yy}}{b_1 I_{zz}} \quad \text{Equação (2.33)}$$

$$FS_{cr} = \frac{h/2}{\frac{A_c l^4}{40800 \times 10^3 \cdot I_{yy} f_{ck}^{1/3}} \cdot \left(1 + 54,4 \times 10^3 \cdot \frac{b_1 I_{zz} f_{ck}^{1/3}}{h A_c l^3} \right)} \quad \text{Equação (2.34)}$$

*Válida para $f = l/500$

$$FS_{cr} = \frac{h/2}{\frac{A_c l^4}{40800 \times 10^3 \cdot I_{yy} f_{ck}^{1/3}} \cdot \left(1 + 36,27 \times 10^3 \cdot \frac{b_1 I_{zz} f_{ck}^{1/3}}{h A_c l^3} \right)} \quad \text{Equação (2.35)}$$

*Válida para $f = l/750$

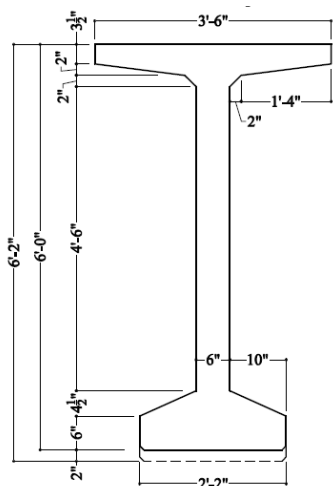
Capítulo 3 – Análise Numérica

3.1 Considerações de Cálculo

Neste capítulo é apresentado um exemplo de aplicação da verificação da segurança à instabilidade lateral em uma viga de seção I, de padrão americano, denominada PCI BT-72. Para tanto, são feitas as verificações de ângulo de giro e fatores de segurança, durante o içamento, dessa viga de concreto pré-moldado, com base nas equações de cálculo propostas pelos autores: Mast (1993), Stratford et al (1999) e Zhang (2017). As características geométricas da viga tais como, excentricidade lateral, dimensões da seção transversal, comprimento longitudinal estão representadas nas Tabelas 3.1 e 3.2, enquanto as características do concreto utilizado foram calculadas de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 e estão apresentadas na Tabela 3.3.

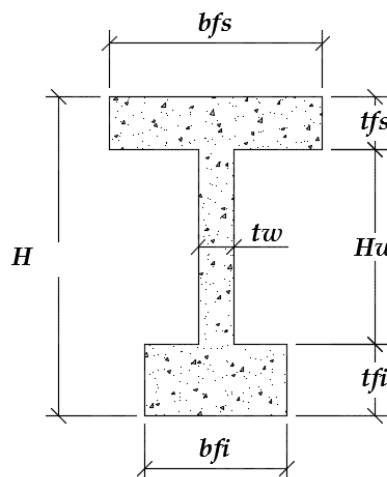
A viga analisada neste trabalho possui a geometria real da seção transversal com mísulas (Figura 3.1), tendo sido, para efeito das análises desenvolvidas, simplificada conforme ilustra a Figura 3.2.

Figura 3.1: Representação da Seção Real com Mísulas (Dimensões em polegadas)



Fonte: Cojocarú (2012).

Figura 3.2: Seção I Aproximada



Fonte: Autor (2018).

Tabela 3.1: Características geométricas

BT-72			
Características	Sistema Inglês (in)	SI (cm)	SI (adotado) (cm)
Altura total (H)	72,00	182,88	184,00
Altura da alma (Hw)	58,25	147,96	148,00
Largura da mesa inferior (bfi)	26,00	66,04	66,00
Largura da mesa superior (bfs)	42,00	106,68	108,00

Espessura da mesa inferior (tfi)	8,25	20,96	22,00
Espessura da mesa superior (tfs)	5,50	13,97	14,00
Espessura da alma (tw)	6,00	15,24	16,00
Comprimento da Viga (L)	1668	4236,72	4240
Excentricidade lateral (e1)	-	-	3,15
Excentricidade lateral (e2)	-	-	6,3
Excentricidade lateral (e3)	-	-	14
Altura do Centroide (ycg)	-	-	95,82
Distância entre o local de aplicação da força de protensão e centroide (ep)			84,82
Distância do ponto de suspensão da viga ao centro de gravidade da seção transversal (yr)			118,178

Fonte: Autor (2018)

Tabela 3.2: Características da Seção Transversal da Viga

Viga PCI BT-72	
Ixx (Maior Momento de Inércia) (10^7 cm^4)	2,4816
Iyy (Menor Momento de Inércia) (10^6 cm^4)	2,0473
Ac (Área da Seção Transversal) (cm^2)	5332
q (Peso Próprio) (KN/cm)	0,1333

Fonte: Autor (2018)

Tabela 3.3: Características Físicas do Concreto

Viga PCI BT-72			
Características Físicas do Concreto			Unidade
Resistência (fck)	35	50	MPa
Agregado graúdo (Granito) (α_E)	1	1	-
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2	0,2	-
Módulo de Elasticidade Secante (E_{CS})	30	37	GPa
Densidade (γ)	25	25	kN/m ³

Fonte: Autor (2018)

Aqui a viga apresentada será verificada quanto à instabilidade lateral na fase transitória de içamento sob cabos retos ($\alpha=0^\circ$) e, altura da alça ($h_{\text{lift}}=30 \text{ cm}$). Com o intuito de estudar a influência de diferentes variáveis no comportamento da viga, em cada caso, algumas variáveis serão fixadas enquanto outras variarão. Serão analisadas, assim, treze casos de içamento (Tabela 3.4) a fim de notar a influência dessas variáveis no ângulo crítico e no fator de segurança. Salienta-se que a distância transversal do eixo de giro ao centro de gravidade da viga (e_i) foi calculada com base na Equação (2.29)

Tabela 3.4: Casos Analisados

Número do caso	f_{ck} (MPa)	f (imperfeição lateral)	a (balanço)	e_i (cm)
1	35	$l/1350$	0	3,15
2	35	$l/1350$	$l/20$	3,15
3	35	$l/1350$	$l/10$	3,15
4	35	$l/675$	0	6,3
5	35	$l/675$	$l/20$	6,3
6	35	$l/675$	$l/10$	6,3
7	50	$l/300$	0	14
8	50	$l/300$	$l/20$	14
9	50	$l/300$	$l/10$	14
10	50	$l/300$	$l/5$	14
11	50	$l/1350$	0	3,15
12	50	$l/1350$	$l/20$	3,15
13	50	$l/1350$	$l/10$	3,15

Fonte: Autor (2018).

Comparando os resultados para os diferentes casos anteriormente listados, a influência das variáveis no θ e no FS pode ser facilmente descrita. Por exemplo, comparando os casos 1 a 3 ou 7 a 10 é possível determinar o efeito da presença de balanço durante o içamento. Enquanto nos casos 1 e 4, 2 e 5, 3 e 6 observam-se os efeitos da imperfeição lateral no comportamento da viga. Ademais, ao se comparar os casos 1 a 3 e 11 a 13, percebe-se a influência da resistência do concreto naqueles parâmetros.

Salienta-se que todos os casos foram analisados com o efeito da força de protensão aplicada no centro da mesa inferior da viga. A força de protensão foi estimada de acordo com a Equação (2.31) e está representada na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Força de Protensão

Casos Analisados	Força de Protensão (P_{lift}) (kN)
1 a 6	5163,49
7 a 13	6549,55

Fonte: Autor (2018).

3.2 Verificação segundo Mast (1993)

De acordo com o método de cálculo desenvolvido por Mast (1989) e (1993) descrito na seção 2.1, são obtidos os cálculos do fator de segurança e do ângulo de giro máximo descrito pela viga durante o içamento. Os procedimentos de cálculo para a verificação na fissuração e na ruptura são realizados com as equações (2.16) e (2.21). Tal metodologia é também apresentada em Krah (2014) para a viga PCI BT 72.

$$FS_{fiss} = \frac{1}{\frac{z_0}{y_r} + \frac{\theta_i}{\theta_{max}}} \quad \text{Equação (2.16)}$$

$$FS_{ruptura} = \frac{y_r \cdot \theta_{max}^{ruptura}}{z_0^{ruptura} \cdot \theta_{max}^{ruptura} + e_i} \quad \text{Equação (2.21)}$$

Mast (1993) indica uma metodologia para o cálculo estimativo da excentricidade lateral inicial, baseada no comprimento total da viga. Contudo, neste trabalho, para efeitos de análise são consideradas três variações de excentricidades críticas para a viga, tais como: $(\frac{l}{1350}, \frac{l}{675} \text{ e } \frac{l}{300})$, haja vista que a norma do PCI (2003) recomenda excentricidade em torno de $\frac{l}{1000}$.

Diante das equações apresentadas, verifica-se a necessidade do cálculo das demais variáveis, ângulos de inclinação (θ_{max} e θ_i) e o deslocamento lateral (z_0). O deslocamento lateral foi calculado com base na Equação (2.30), o ângulo de inclinação (θ_i) calculou-se com base na expressão: $\theta_i = \frac{e_i}{y_r}$.

Para se encontrar o ângulo de fissuração (θ_{max}), Mast (1993) considera que, durante o içamento, o peso próprio e a protensão produzam uma parcela de momento lateral suficiente para se chegar à máxima tensão de tração na fibra superior da seção considerada. Se essa fibra estiver inicialmente comprimida, esse momento deve anular a compressão e, ainda, produzir a tensão correspondente à resistência à compressão. Devido a isso, na Equação (3.1) entra-se com o valor do módulo da tensão inicial de compressão no concreto, f_t , para se calcular a tensão na fibra superior da viga. (Borgui e Lisboa, 2017).

$$(f_r + |f_t|) = \frac{M_{lat}}{I_{yy}} \cdot \left(\frac{b}{2}\right) \quad \text{Equação (3.1)}$$

Em que:

- f_r : Resistência a compressão (kN/cm²).
- I_{yy} : Menor momento de inércia da seção (cm⁴).
- M_{lat} : Parcela do momento aplicado lateralmente (kN.cm).
- b : largura da mesa superior (cm).

Ressalta-se que a resistência a compressão (f_r) pode ser calculado pela Equação 3.2 de acordo com ACI 318 (ACI, 2008), sendo a resistência do concreto (f_{ck}) medida em MPa. Ademais, de acordo com Lisboa e Borgui (2017), o módulo da tensão inicial de compressão no concreto (f_t) pode ser descrita como a tensão produzida devido ao peso próprio e à protensão em torno do eixo de maior inércia e é calculada pela Equação (3.3).

$$f_r = 0,62 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Equação (3.2)}$$

Onde λ assume o valor da unidade (1) para concretos com peso específico normal.

$$f_t = -\frac{F_{prot}}{A_c} + \frac{F_{prot} \cdot e_p}{I_x} \cdot (h - y_{cg}) - \frac{M_g}{I_{xx}} \cdot (h - y_{cg}) \quad \text{Equação (3.3)}$$

Em que:

- F_{prot} : Força de Protensão (kN).
- A_c : Área da Seção transversal (cm²)
- h : Altura total da viga (cm)
- e_p : Distância entre o local de aplicação da força de protensão e centroide.
- I_{xx} : Maior momento de inércia da seção (cm⁴).
- M_g : Momento no meio do vão devido ao peso próprio (kN.cm).
- b : largura da mesa superior (cm).

Sendo M_{lat} o momento aplicado na direção do eixo de menor inércia com a viga girada, e M_g o momento devido ao peso próprio e anterior ao giro e utilizando-se a aproximação de Mast (1993) para pequenos ângulos, resulta-se na Equação 3.4.

$$\theta_{max} = \frac{M_{lat}}{M_g} \quad \text{Equação (3.4)}$$

Assim, permite-se calcular o fator de segurança na fissuração. Para o cálculo do fator de segurança na fase de ruptura, observou-se as equações: (2.17) para o afastamento lateral na ruptura ($z_o^{ruptura}$) e (2.20) para o ângulo máximo na ruptura ($\theta_{max}^{ruptura}$).

Ressalta-se que Mast (1993) recomenda o fator de segurança na fissuração seja maior que 1, e na ruptura seja maior que 1,5.

A Tabela 3.5, apresenta os valores das variáveis necessárias para a verificação de segurança na fissuração e na ruptura.

Tabela 3.5: Cálculo das Variáveis

Número do caso	f_{ck} (MPa)	f	a	e_i (cm)	Z_0 (cm)	θ_i (rad)	f_r (kN/cm ²)	M_g (kN.cm)	f_t (kN/cm ²)	M_{lat} (kN.cm)
1	35	1/1350	0	3,15	58,45	0,027	0,367	299551,760	-0,477	31972,643
2	35	1/1350	1/20	3,15	33,46	0,027	0,367	242636,926	-0,274	24305,662
3	35	1/1350	1/10	3,15	16,31	0,027	0,367	191713,126	-0,093	17445,732
4	35	1/675	0	6,30	58,45	0,053	0,367	299551,760	-0,477	31972,643
5	35	1/675	1/20	6,30	33,46	0,053	0,367	242636,926	-0,274	24305,662
6	35	1/675	1/10	6,30	16,31	0,053	0,367	191713,126	-0,093	17445,732
7	50	1/300	0	14,00	47,40	0,118	0,438	299551,760	-0,319	28705,181
8	50	1/300	1/20	14,00	27,13	0,118	0,438	242636,926	-0,117	21038,200
9	50	1/300	1/10	14,00	13,22	0,118	0,438	191713,126	0,064	19063,594
10	50	1/300	1/5	14,00	1,14	0,118	0,438	107838,634	0,362	30362,303
11	50	1/1350	0	3,15	47,40	0,027	0,438	299551,760	-0,319	28705,181
12	50	1/1350	1/20	3,15	27,13	0,027	0,438	242636,926	-0,117	21038,200
13	50	1/1350	1/10	3,15	13,22	0,027	0,438	191713,126	0,064	19063,594

Fonte: Autor (2018).

3.2.1 Influência das Imperfeições Laterais

Os resultados dos casos 1 e 4, 2 e 5, 3 e 6 mostram como o ângulo (θ) e fator de segurança (FS) variam para diferentes valores das imperfeições laterais da viga (f), para F_{ck} de 35 MPa.

Tabela 3.6: Influência das Imperfeições Laterais

Número do caso	f_{ck} (MPa)	f	Fissuração		Ruptura		
			θ_{fiss} (graus)	FS	$\theta_{ruptura}$ (graus)	$Z_{0ruptura}$	FS
1	35	1/1350	6,115	1,34	8,412	79,910	1,17
4	35	1/675	6,115	1,01	11,896	88,797	0,99
2	35	1/1350	5,739	1,82	11,118	49,695	1,79

5	35	l/675	5,739	1,23	15,724	56,419	1,49
3	35	l/1350	5,214	2,32	15,926	27,642	3,03
6	35	l/675	5,214	1,38	22,522	32,336	2,44

Fonte: Autor (2018).

Da Tabela 3.6, conclui-se que o ângulo crítico na fissuração não sofre qualquer influência com a variação das imperfeições laterais. Desta forma, a variável f não aparece na expressão do ângulo crítico na fissuração, fatos estes que não ocorrem na ruptura, em que o ângulo máximo descrito aumenta com a ampliação da imperfeição lateral. Já os fatores de segurança na fissuração e na ruptura reduzem com o aumento das imperfeições laterais.

3.2.2 Influência da Presença de Balanço

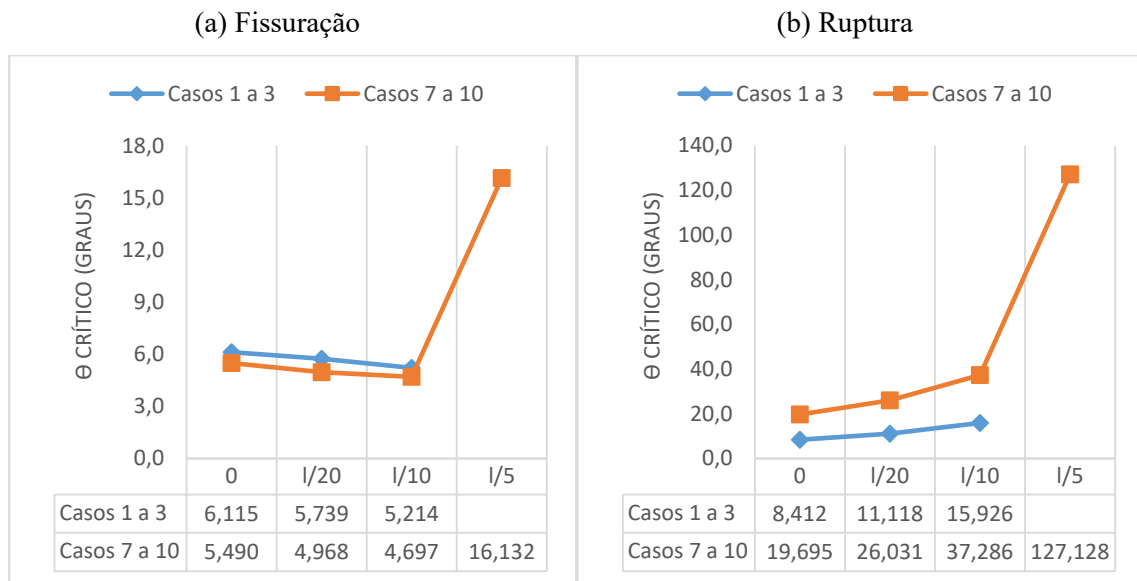
Os resultados dos casos 1 a 3 ou 7 a 10, demonstram como o ângulo crítico (θ) e o fator de segurança (FS) variam para diferentes situações na presença de balanços. O ângulo de giro bem como o fator de segurança na fissuração e na ruptura para esses casos estão representados na Tabela 3.7, e suas análises estão representadas pelos Figuras 3.3 e 3.4.

Tabela 3.7: Influência da Presença de Balanço

Número do caso	fck (MPa)	f	a	Fissuração		Ruptura		
				θ_{fiss} (graus)	FS	$\theta_{ruptura}$ (graus)	$Z0_{ruptura}$	FS
1	35	l/1350	0	6,115	1,34	8,412	79,910	1,17
2	35	l/1350	l/20	5,739	1,82	11,118	49,695	1,79
3	35	l/1350	l/10	5,214	2,32	15,926	27,642	3,03
7	50	l/300	0	5,490	0,61	19,695	88,125	0,92
8	50	l/300	l/20	4,968	0,63	26,031	57,946	1,33
9	50	l/300	l/10	4,697	0,77	37,286	34,737	2,10
10	50	l/300	l/5	16,132	2,32	127,128	7,447	8,59

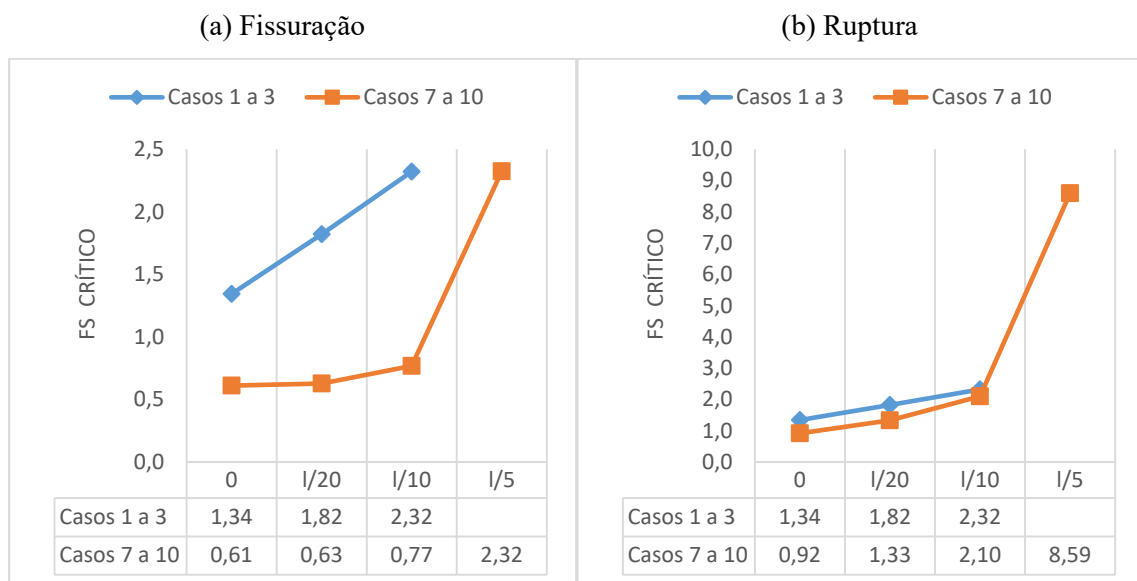
Fonte: Autor (2018).

Figura 3.3: Efeito do Balanço no Ângulo Crítico



Fonte: Autor (2018)

Figura 3.4: Efeito do Balanço no Fator de Segurança.



Fonte: Autor (2018)

Ao analisar a Figura 3.3, observa-se um comportamento contrário entre o ângulo crítico na fissuração e na ruptura, na fissuração o ângulo decresce à medida que se colocam balanços, enquanto na ruptura aumenta. Este comportamento antagônico se dá devido ao fato que, no modelo de Mast, o ângulo de fissuração representa o ângulo descrito pela viga, enquanto o de ruptura representa o limite de giro máximo que a viga

pode descrever. Na Figura 3.4, por sua vez, observa-se que a medida que se colocam balanços na estrutura, o fator de segurança aumenta tanto na fissuração, quanto na ruptura.

Diante de tais resultados, nota-se que, no modelo de Mast, o fator de segurança aumenta indefinidamente o quão maior for o balanço. Tal fato é corroborado pela descontinuidade no ângulo de fissuração, no caso 10, em que apresenta um valor contrário ao comportamento e um tanto maior em relação aos anteriores.

3.2.3 Influência da Resistência do Concreto

Os resultados do ângulo de giro e do fator de segurança para diferentes resistências do concreto, na fissuração e na ruptura, podem ser observados entre os casos 1 a 3 e 11 a 13, e estão relacionadas na Tabela 3.8 e nas Figuras 3.5 e 3.6.

Tabela 3.8: Influência da Resistência do Concreto

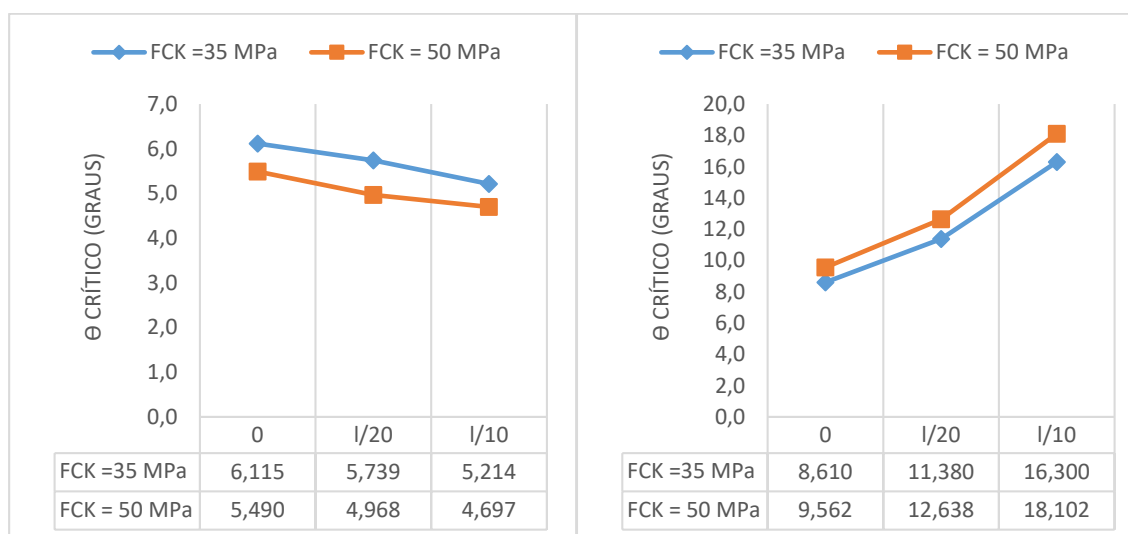
Número do caso	fck (MPa)	f	a	Fissuração		Ruptura		
				θ_{fiss} (graus)	FS	$\theta_{ruptura}$ (graus)	Z0 _{ruptura}	FS
1	35	I/1350	0	6,115	1,322	8,610	80,415	1,154
2	35	I/1350	I/20	5,739	1,780	11,380	50,077	1,772
3	35	I/1350	I/10	5,214	2,248	16,300	27,908	2,991
11	50	I/1350	0	5,490	1,444	9,562	67,170	1,359
12	50	I/1350	I/20	4,968	1,813	12,638	42,092	2,071
13	50	I/1350	I/10	4,697	2,546	18,102	23,668	3,464

Fonte: Autor (2018).

Figura 3.5: Efeito do f_{ck} no Ângulo Crítico.

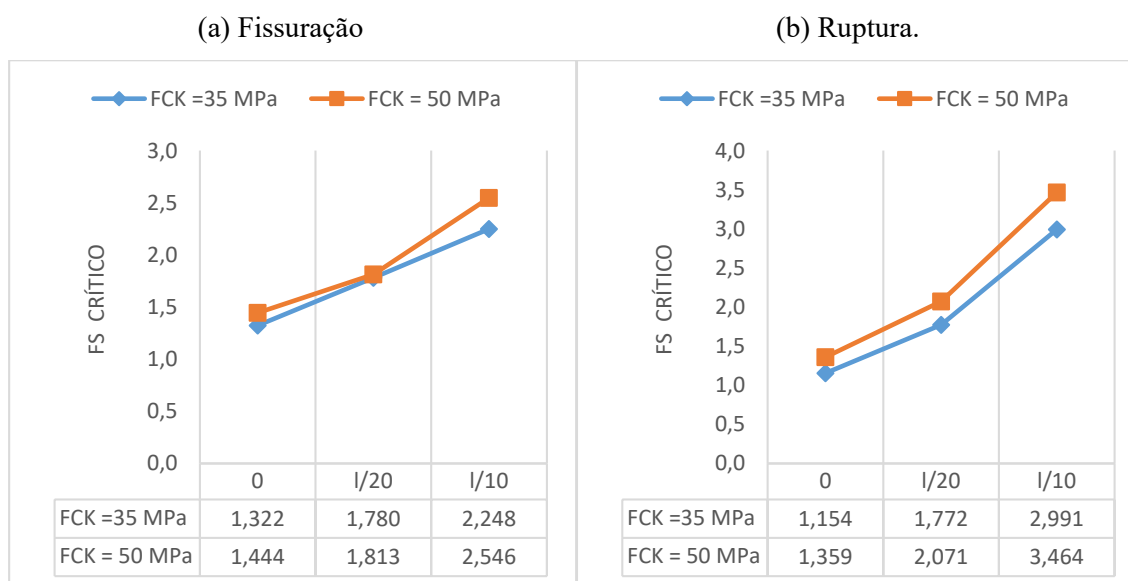
(a) Fissuração

(b) Ruptura.



Fonte: Autor (2018)

Figura 3.6: Efeito do FCK no Fator de Segurança



Fonte: Autor (2018)

Ao analisar a Figura 3.5, observa-se, novamente, o comportamento antagônico entre o ângulo de fissuração e ruptura, que se dá devido ao mesmo fato explicado na seção 3.1.2. Percebe-se, ainda que, o aumento da resistência do concreto melhora, mas não provoca um aumento relevante do limite do ângulo de rotação da viga ou do fator de segurança (Figura 3.6).

3.3 Verificação segundo Stratford et al (1999)

De acordo com o método de cálculo desenvolvido por Stratford et al (1999), descrita na seção 2.3. Diferentemente dos demais autores, Stratford et al (1999) propôs apenas uma verificação de segurança na fase de ruptura. O modelo destes autores baseia-se no cálculo da carga crítica que corresponde ao carregamento uniformemente distribuído que causaria instabilidade lateral. Assim, os procedimentos de cálculo observaram o resultado do ensaio de Mast (1993) (ângulo de ruptura limitado a 23°) e as equações (2.22) e (2.24).

Salienta-se que o modelo destes autores não consideram a força de protensão para a verificação de segurança.

3.3.1 Influência das Imperfeições Laterais

Os resultados dos casos 1 e 4, 2 e 5, 3 e 6 demonstram como o ângulo crítico (θ_{cr}) e fator de segurança (FS_{cr}) variam para diferentes valores das imperfeições laterais da viga (f).

Tabela 3.9: Influência da Imperfeição Lateral

					$\theta_{lim}=23^\circ=0,401 \text{ rad}$	
Número do caso	fck (MPa)	f	a (balanço)	Gcrit (kN/cm)	Glim (kN/cm)	Fator de segurança (glim/p)
1	35	l/1350	0	0,27	0,19	1,41
4	35	l/675	0	0,27	0,12	0,90
2	35	l/1350	l/20	0,47	0,37	2,76
5	35	l/675	l/20	0,47	0,28	2,13
3	35	l/1350	l/10	0,97	0,83	6,21
6	35	l/675	l/10	0,97	0,72	5,42

Fonte: Autor (2018)

Ao analisar a Tabela (3.9), nota-se que à medida que se aumenta a imperfeição lateral, o fator de segurança reduz. Apresenta, inclusive, limites inferiores a 1, ou seja, quando o peso próprio supera a carga limite, como ocorre do caso 1 para o 4.

3.3.2 Influência da Presença de Balanço

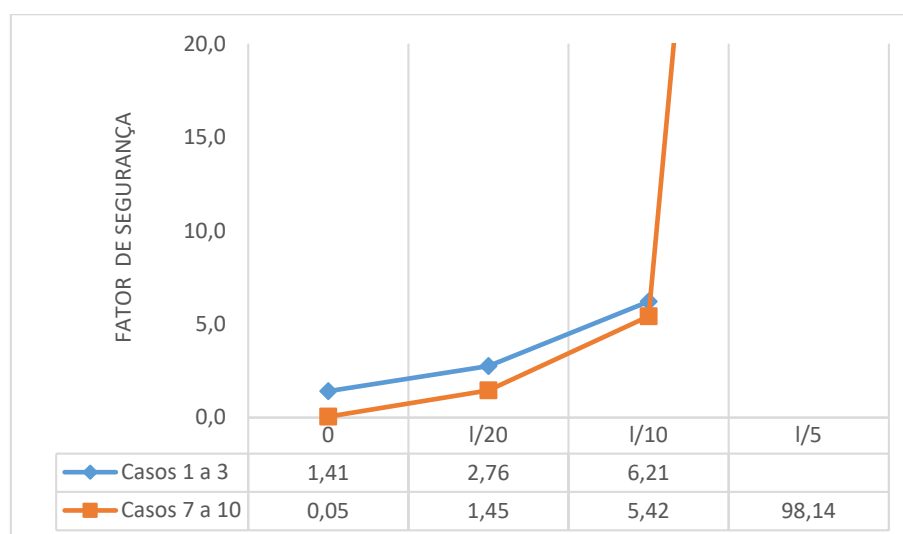
Os resultados dos casos 1 a 3 ou 7 a 10, demonstram como as condições de segurança variam para diferentes situações na presença de balanços. O fator de segurança para esses casos está representado na Tabela 3.10, e suas análises estão representadas na Figura 3.7. Sendo p , o peso próprio uniformemente distribuído.

Tabela 3.10: Influência da Presença de Balanço

					$\theta_{lim}=23^\circ=0,401 \text{ rad}$	
Número do caso	fck (MPa)	f	a (balanço)	Gcrit (kN/cm)	Glim (kN/cm)	Fator de Segurança (glim/p)
1	35	l/1350	0	0,27	0,19	1,41
2	35	l/1350	l/20	0,47	0,37	2,76
3	35	l/1350	l/10	0,97	0,83	6,21
7	50	l/300	0	0,33	0,01	0,05
8	50	l/300	l/20	0,58	0,19	1,45
9	50	l/300	l/10	1,19	0,72	5,42
10	50	l/300	l/5	13,85	13,08	98,14

Fonte: Autor (2018)

Figura 3.7: Efeito do Balanço na Verificação de Segurança



Fonte: Autor (2018).

Na Figura 3.7, observa-se que a medida que se colocam balanços na estrutura, em ambos os casos, o fator de segurança aumenta infinitamente o quão maior for o balanço. Ou seja, não leva em consideração o efeito do contrapeso necessário para equilibrar a viga no sentido de giro oposto. Constata-se, então, que o modelo de Stratford et al (1999) possui a mesma limitação que o método de Mast (1993).

3.3.3 Influência da Resistência do Concreto

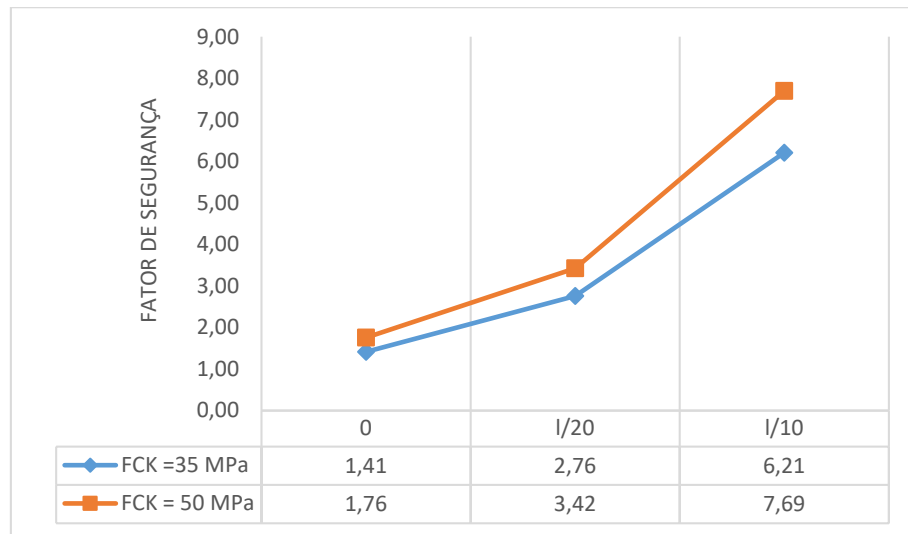
Os resultados da verificação de segurança para diferentes resistências do concreto na ruptura, podem ser observados entre os casos 1 a 3 e 11 a 13, e estão relacionadas na Tabela 3.11 e na Figura 3.8.

Tabela 3.11: Influência da Resistência do Concreto

Número do caso	fck (MPa)	f	a (balanço)	Gcrit (kN/cm)	θlim=23°=0,401 rad	Fator de segurança (glim/p)
					Glim (kN/cm)	
1	35	l/1350	0	0,27	0,19	1,41
2	35	l/1350	l/20	0,47	0,37	2,76
3	35	l/1350	l/10	0,97	0,83	6,21
11	50	l/1350	0	0,33	0,23	1,76
12	50	l/1350	l/20	0,58	0,46	3,42
13	50	l/1350	l/10	1,19	1,03	7,69

Fonte: Autor (2018)

Figura 3.8: Efeito do f_{ck} na Verificação de Segurança



Fonte: Autor (2018).

Percebe-se, pela Figura 3.8, que o aumento da resistência do concreto melhora razoavelmente o fator de segurança, e tende a apresentar maior relevância à medida que se aumentam os balanços.

3.4 Verificação segundo Zhang (2017)

De acordo com o método de cálculo desenvolvido por Zhang (2017) descrita na seção 2.3, os procedimentos de cálculo observaram as Equações (2.15) e (2.32) e todas as variáveis necessárias para a verificação de segurança estão na Tabela 3.12.

Salienta-se que todos os casos foram analisados com o efeito da força de protensão aplicada no centro da mesa inferior da viga, e sem a presença desta. Gerando, assim, um novo caso a ser comparado.

$$FS = \frac{y_r \cdot \theta}{z_0 \cdot \theta + e_i} \quad \text{Equação (2.15)}$$

$$\theta_{cr} = \left[f_{ctm} - \frac{M_p(h - y_{cg})}{I_{zz}} + \frac{M_{zz,max} \cdot (h - y_{cg})}{I_{zz}} + \frac{P_{lift}}{A_c} \right] \times \frac{16I_{yy}}{b_1 q l_a^2} \quad \text{Equação (2.32)}$$

Tabela 3.12: Cálculo das Variáveis

Número do caso	fck (MPa)	f (imperfeição lateral)	a (balanço)	ei(cm)	Mzz,max (kN.cm)	Mp (kN.cm)		z0
1	35	l/1350	0	3,15	299551,76	0	437978,61	58,45
2	35	l/1350	l/20	3,15	242636,93	0	437978,61	33,46
3	35	l/1350	l/10	3,15	191713,13	0	437978,61	16,31
4	35	l/675	0	6,30	299551,76	0	437978,61	58,45
5	35	l/675	l/20	6,30	242636,93	0	437978,61	33,46
6	35	l/675	l/10	6,30	191713,13	0	437978,61	16,31
7	50	l/300	0	14,00	299551,76	0	555547,28	47,40
8	50	l/300	l/20	14,00	242636,93	0	555547,28	27,13
9	50	l/300	l/10	14,00	191713,13	0	555547,28	13,22
10	50	l/300	l/5	14,00	107838,63	0	555547,28	1,08
11	50	l/1350	0	3,15	299551,76	0	555547,28	47,40
12	50	l/1350	l/20	3,15	242636,93	0	555547,28	27,13
13	50	l/1350	l/10	3,15	191713,13	0	555547,28	13,22

Fonte: Autor (2018).

3.4.1 Influência das imperfeições Laterais

Os resultados dos casos 1 e 4, 2 e 5, 3 e 6 demonstram como o ângulo crítico (θ_{cr}) e fator de segurança (FS_{cr}) variam para diferentes valores das imperfeições laterais da viga (f).

Tabela 3.13: Influência da Imperfeição Lateral

Número do caso	fck (MPa)	f	a	Sem Protensão		Com Protensão	
				θ crítico (graus)	FS crítico	θ crítico (graus)	FS crítico
1	35	l/1350	0	12,73	1,63	8,47	1,48
4	35	l/675	0	12,73	1,36	8,47	1,17
2	35	l/1350	l/20	13,91	2,54	8,65	2,18
5	35	l/675	l/20	13,91	1,99	8,65	1,57
3	35	l/1350	l/10	15,55	4,23	8,89	3,23
6	35	l/675	l/10	15,55	2,99	8,89	2,08

Fonte: Autor (2018).

Da Tabela 3.13, conclui-se que, independentemente da protensão, o ângulo crítico não sofre qualquer influência com a variação das imperfeições laterais. Este comportamento pode ser deduzido da Equação (2.32), em que a variável f não aparece na expressão do ângulo crítico. Portanto, isto quer dizer que as imperfeições geométricas laterais apenas irão provocar o giro da viga, enquanto as flexões laterais e deformações decorrentes não mais dependerão dessas. Já o fator de segurança reduz com o aumento das imperfeições laterais.

Observa-se, ainda que, a presença da protensão reduz o ângulo de giro máximo permitido e o fator de segurança.

3.4.2 Influência da Presença de Balanço

Os resultados dos casos 1 a 3 ou 7 a 10, demonstram como o ângulo crítico (θ_{cr}) e o fator de segurança (FS_{cr}) variam para diferentes situações na presença de balanços. O ângulo de giro bem como o fator de segurança para esses casos estão representados na Tabela 3.14, e suas análises estão representadas pelas Figuras 3.9 e 3.10.

Tabela 3.14: Influência da Presença de Balanço

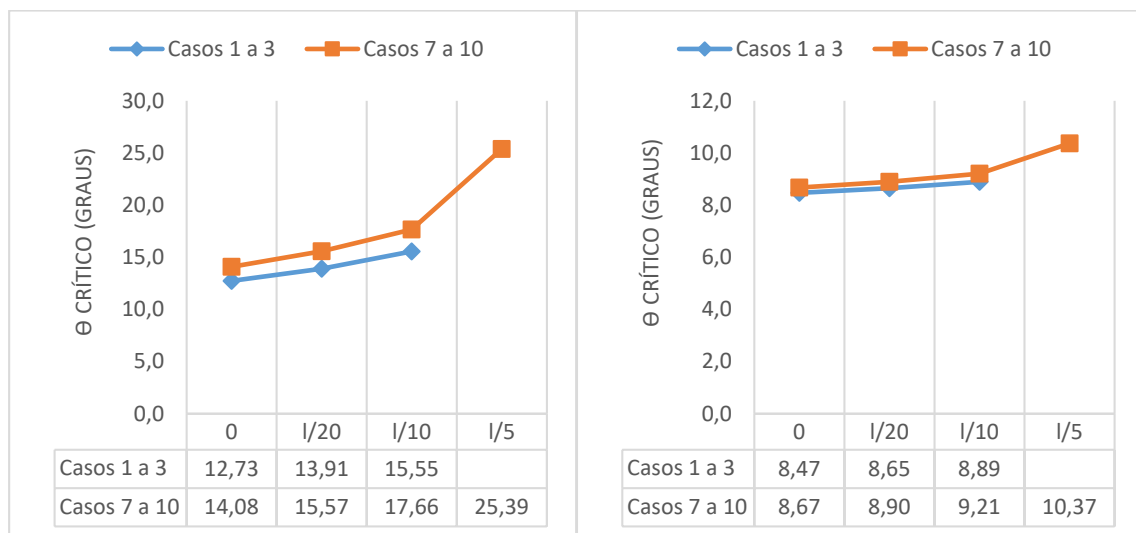
Número do caso	fck (MPa)	f	a	Sem Protensão		Com Protensão	
				θ crítico (graus)	FS crítico	θ crítico (graus)	FS crítico
1	35	I/1350	0	12,73	1,63	8,47	1,48
2	35	I/1350	I/20	13,91	2,54	8,65	2,18
3	35	I/1350	I/10	15,55	4,23	8,89	3,23
7	50	I/300	0	14,08	1,13	8,67	0,84
8	50	I/300	I/20	15,57	1,50	8,90	1,01
9	50	I/300	I/10	17,66	2,01	9,21	1,18
10	50	I/300	I/5	25,39	3,62	10,37	1,51

Fonte: Autor (2018).

Figura 3.9: Efeito do Balanço no Ângulo Crítico.

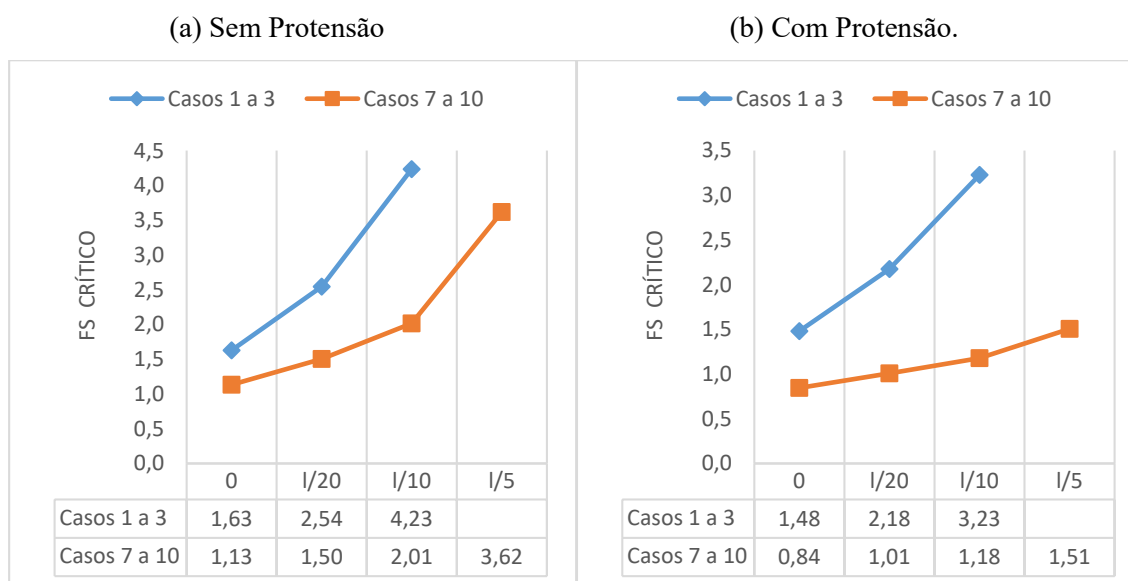
(a) Sem Protensão

(b) Com Protensão.



Fonte: Autor (2018)

Figura 3.10: Efeito do Balanço no Fator de Segurança



Fonte: Autor (2018)

Ao analisar as Figuras 3.9 e 3.10, observa-se claramente que a presença de balanços, além de aumentar o limite máximo do ângulo crítico, gera também acréscimo significativo no fator de segurança da estrutura durante o içamento, fazendo com que, inclusive, a viga deixe de estar em condição de não segurança no caso 7 ($FS_{cr} \leq 1$) na presença de balanços. Isto verifica a teoria de Mast (1993) da seção 2.1.

Ressalta-se que a presença de imperfeições laterais maiores são causas graves e prejudicam, consideravelmente, o fator de segurança. Isto pode ser demonstrado ao se comparar os casos 1 e 7, por exemplo, pois mesmo o aumento da resistência do concreto não foi capaz de superar o dano causado pelo aumento da imperfeição lateral para a mesma viga. Demonstrando, desta forma, o quão sensíveis são estas vigas às excentricidades laterais.

3.4.3 Influência da Resistência do Concreto

Os resultados do ângulo de giro e do fator de segurança para diferentes resistências do concreto estão relacionadas na Tabela 3.15 e nas Figuras 3.11 e 3.12.

Tabela 3.15: Influência da Resistência do Concreto

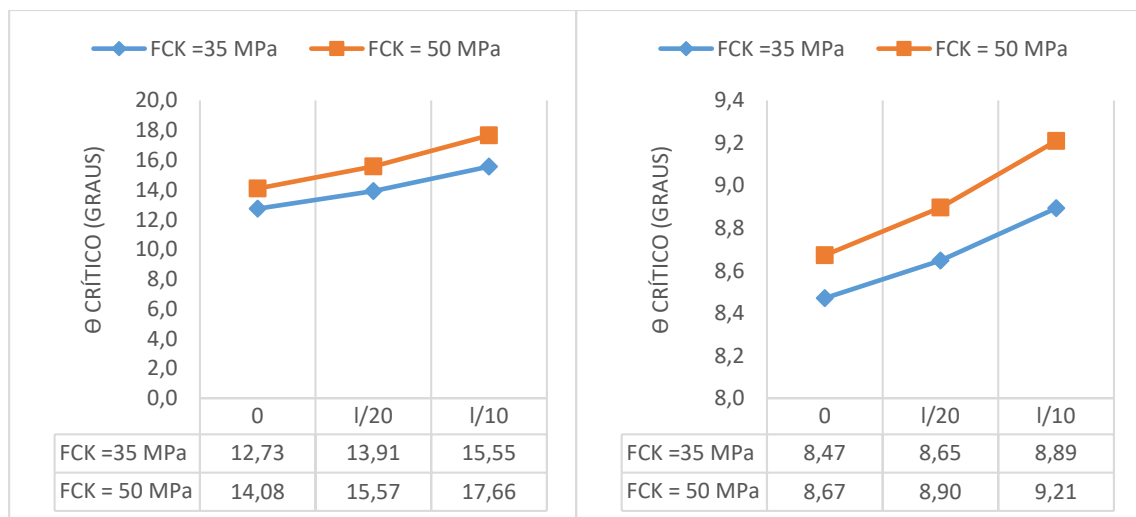
Número do caso	f _{ck} (MPa)	f (imperfeição lateral)	a (balanço)	Sem Protensão		Com Protensão	
				Θ crítico (graus)	FS crítico	Θ crítico (graus)	FS crítico
1	35	I/1350	0	12,73	1,63	8,47	1,46
2	35	I/1350	I/20	13,91	2,54	8,65	2,14
3	35	I/1350	I/10	15,55	4,23	8,89	3,15
11	50	I/1350	0	14,08	1,96	8,67	1,47
12	50	I/1350	I/20	15,57	3,05	8,90	2,16
13	50	I/1350	I/10	17,66	5,04	9,21	3,21

Fonte: Autor (2018)

Figura 3.11: Efeito do f_{ck} no Ângulo Crítico

(a) Sem Protensão

(b) Com Protensão.

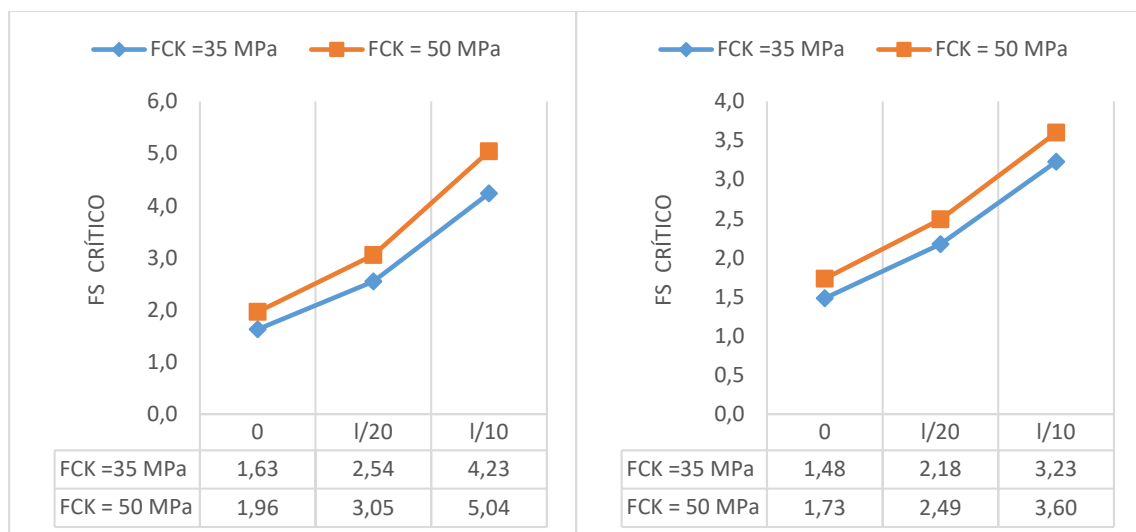


Fonte: Autor (2018)

Figura 3.12: Efeito do f_{ck} no Fator de Segurança

(a) Sem Protensão.

(b) Com Protensão.



Fonte: Autor (2018)

Observando-se as Figuras 3.11 e 3.12, nota-se que o aumento da resistência do concreto não provoca um aumento significativo ou relevante do ângulo de rotação crítico da viga ou do fator de segurança. Neste diapasão, obteve-se resultados muito próximos com baixa relevância estrutural.

3.4.4 Influência da Protensão

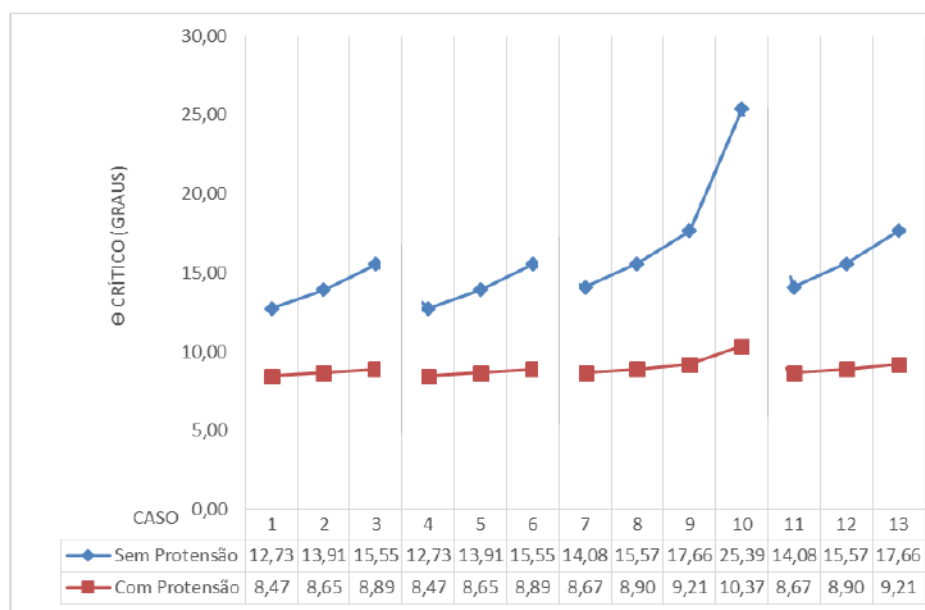
Optou-se por analisar a viga PCI BT-72 na ausência e na presença de protensão apenas para a formulação proposta por Zhang (2017), por se demonstrar mais fidedigna ao comportamento real da estrutura durante o içamento.

Comparando-se as situações (a) e (b) dos Gráfico 3.7, 3.8, 3.9 e 3.10, percebe-se uma redução do ângulo de giro e do fator de segurança na presença de protensão. Isto acontece pois, de acordo com a Equação (2.32), existem duas parcelas causadas pela protensão (M_P e P_{inf}). O resultado da soma das parcelas destas sempre resulta em um valor negativo no cálculo do ângulo crítico, conforme Tabela (3.12). Portanto, infere-se que o ângulo crítico, na presença de protensão, sempre resultará em um valor menor se comparado com a ausência de protensão. Ademais, como o fator de segurança depende diretamente do ângulo crítico (Equação (2.15)), este também apresenta a mesma redução.

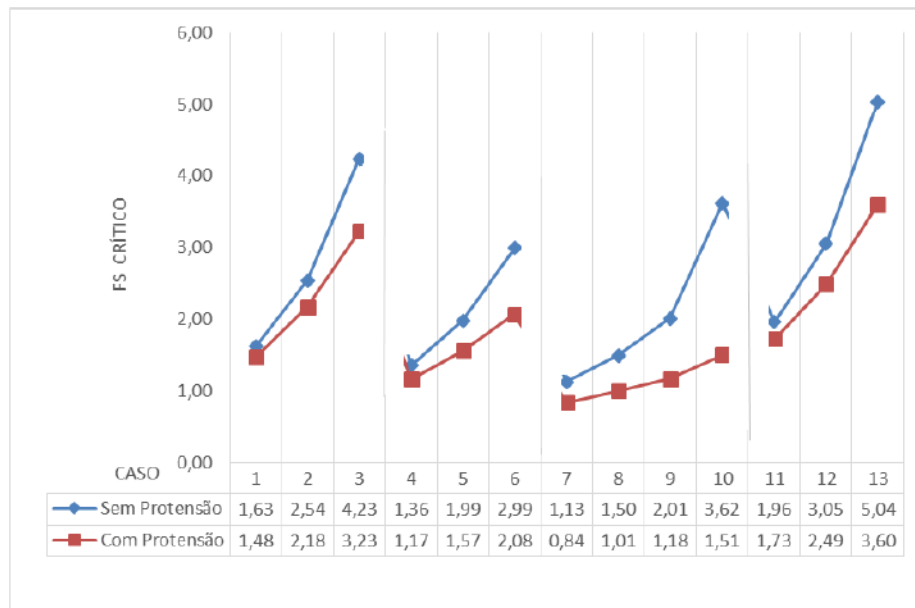
A análise comparativa de todos os casos, na presença e ausência de protensão, foram sintetizadas no Figura 3.13.

Figura 3.13: Análise da Protensão – Casos 1 a 13

(a) Ângulo de Giro



(b) Fator de segurança



Fonte: Autor (2018).

Observando-se as Figuras 3.13 (a) e (b), nota-se que o comportamento estrutural, é o mesmo em ambas as situações. Apresentando melhora de condição, isto é, maior limite no ângulo crítico e maior fator de segurança, à medida que se aumenta a resistência do concreto, adicionam balanços ou na presença de menor excentricidade.

Segundo Lima (2002), para grandes comprimentos de balanços, a suspensão de vigas com protensão resultará em um problema com balanços instabilizantes, sendo ainda mais agravados pelo menor alívio do peso-próprio com relação à protensão, à medida em que aumenta-se o comprimento dos balanços.

Capítulo 4 – Análise Comparativa

4.1 Objetos de comparação

Neste capítulo serão comparados os resultados de ângulo de giro e fator de segurança dos modelos propostos por Mast (1993), Stratford et al (1999), Zhang (2017) para a viga considerada na seção 3. Ademais, os fatores de segurança serão validados de acordo com os critérios estabelecidos pelos autores. Ressalta-se que ainda será feita uma comparação com os ângulos limites de giro do modelo numérico de Evangelista e Lima (2018).

4.2 Resultados Evangelista e Lima (2018)

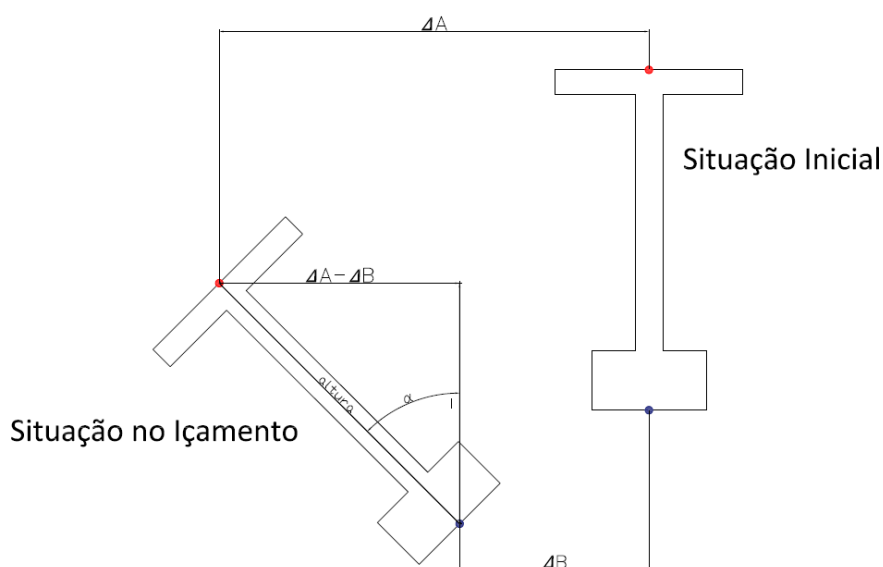
O trabalho de Evangelista e Lima (2018) é baseado na simulação no programa computacional *Ansys* do comportamento da viga PCI BT-72 sob as mesmas excentricidades e condições analisadas na seção 3.

No modelo proposto pelos autores, o ângulo de giro representa o ângulo descrito pela viga, sendo, assim, o valor que este atinge ao chegar momento de equilíbrio da viga, haja vista que o deslocamento imposto foi controlado até se chegar na posição de equilíbrio da viga (reação nula). Sendo assim, o ângulo medido é semelhante ao modelo de fissuração de Mast (1993).

O ângulo foi medido conforme mostram a Figura 4.1 e a Equação (4.1). Os resultados para os casos analisados estão descritos na Tabela 4.1.

Mais informações a respeito do modelo numérico podem ser obtidas em Evangelista e Lima (2018).

Figura 4.1: Esquema representativo de medição do ângulo de giro



Fonte: Autor (2018).

$$\alpha = \arcsen\left(\frac{|\Delta A - \Delta B|}{altura}\right) \quad \text{Equação (4.1)}$$

Tabela 4.1: Ângulos de Giro

Caso	F _{ck} (MPa)	Excentricidade (cm)	Balanço	Ângulo de Giro sem Protensão (Graus)	Ângulo de Giro com Protensão (Graus)
1	35	3,15	0	3,544	-
2	35	3,15	l/20	1,526	-
3	35	3,15	l/10	0,682	-
4	35	6,3	0	7,002	-
5	35	6,3	l/20	3,048	-
6	35	6,3	l/10	1,542	-
7	50	14	0	11,658	9,670
8	50	14	l/20	6,094	5,444
9	50	14	l/10	3,287	3,063
10	50	14	l/5	-	0,555

Fonte: Evangelista e Lima (2018)

4.3 Comparação e Análise dos Modelos

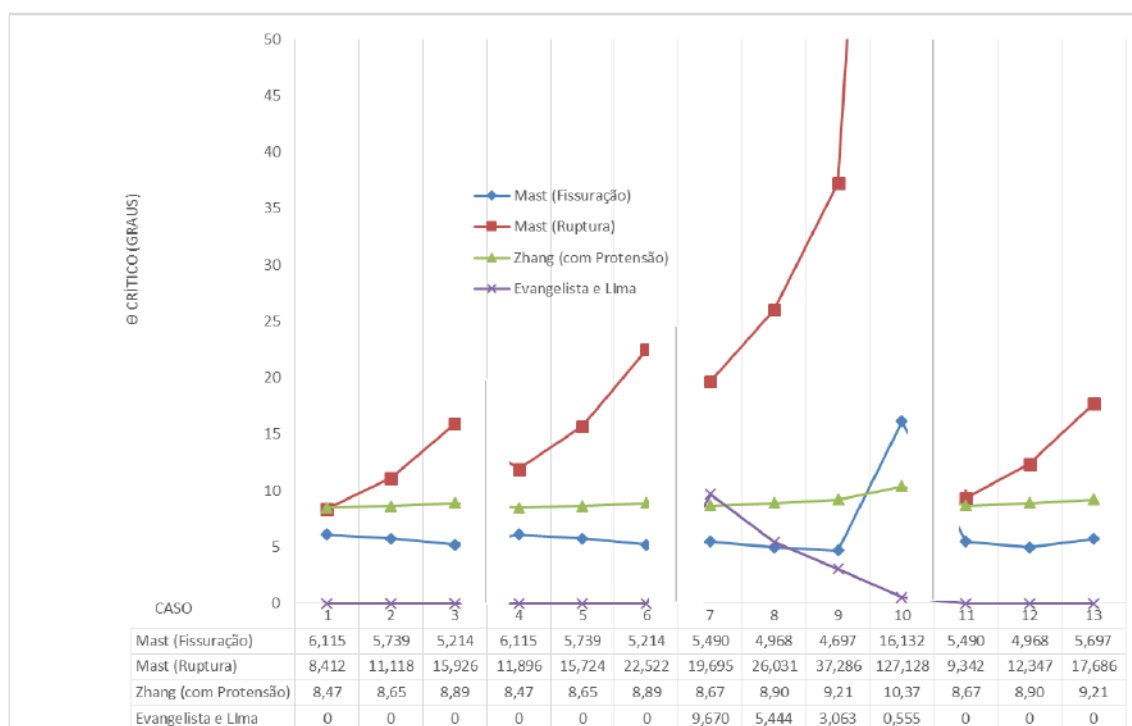
Os resultados comparativos de ângulo de giro estão dispostos na Tabela 4.2 e sua análise disposta na Figura 4.2.

Tabela 4.2: Comparação Ângulos de Giro

Casos	Mast (1993)		Zhang (2017)		Evangelista e Lima (2018)	
	Ângulo de giro Fissuração (graus)	Ângulo de giro Ruptura (graus)	Ângulo de giro s/ Protensão (graus)	Ângulo de giro c/ Protensão (graus)	Ângulo de giro s/ Protensão (graus)	Ângulo de giro c/ Protensão (graus)
1	6,115	8,412	12,73	8,47	3,544	-
2	5,739	11,118	13,91	8,65	1,526	-
3	5,214	15,926	15,55	8,89	0,682	-
4	6,115	11,896	12,73	8,47	7,002	-
5	5,739	15,724	13,91	8,65	3,048	-
6	5,214	22,522	15,55	8,89	1,542	-
7	5,490	19,695	14,08	8,67	11,658	9,670
8	4,968	26,031	15,57	8,90	6,094	5,444
9	4,697	37,286	17,66	9,21	3,287	3,063
10	16,132	127,128	25,39	10,37	-	0,555
11	5,490	9,342	14,08	8,67	-	-
12	4,968	12,347	15,57	8,90	-	-
13	5,697	17,686	17,66	9,21	-	-

Fonte: Autor (2018)

Figura 4.2: Análise Comparativa Ângulos de Giro



Fonte: Autor (2018)

Os resultados dos modelos apresentados na Tabela 4.2 não representam o mesmo significado. O modelo de Mast (1993) possui dois critérios: fissuração e ruptura, o ângulo de fissuração representa o ângulo descrito pela viga, enquanto o de ruptura representa o limite de giro máximo que a viga pode descrever nesta fase. O ângulo de rotação (rotação de equilíbrio) do modelo de fissuração se aproxima mais ao modelo de Evangelista e

Lima (2018), contudo à medida que se adicionam balanços na estrutura o modelo de Mast apresenta a limitação de melhora infinita de estabilidade, divergindo dos demais modelos.

No modelo de Zhang (2017), por sua vez, a autora afirma que a tensão de tração máxima em uma viga de concreto protendido está localizada no ponto superior do canto esquerdo da mesa superior (Figura 2.11) e, neste ponto, é limitada a tensão de tração a resistência a compressão média do concreto (F_{ctm}). Neste sentido, o ângulo proposto pela autora representa o limite máximo que a viga poderá girar até atingir a tensão máxima neste ponto. Contudo, o trabalho de Evangelista e Lima (2018) demonstra que a tensão de tração máxima da viga nem sempre está localizado neste ponto, podendo estar localizado no extremo inferior direito da mesa inferior, para o caso da PCI BT-72.

A Figura 4.2 demonstra a análise comparativa da mesma viga PCI BT 72, com protensão, para todos os casos das propostas analisadas.

A validação de segurança, de acordo com os critérios a seguir, estão dispostos na Tabela 4.3.

$$FS \geq 1 \begin{cases} Mast_{fiss} \\ Stratford \text{ e } FS \geq 1,5 \{Mast_{rupt}\} \\ Zhang \end{cases}$$

Tabela 4.3: Comparação e Verificação do Fator de Segurança

Casos	Mast (1993)		Stratford et al (1999)	Zhang (2017)		Verificação
	Fator de Segurança Fissuração	Fator de Segurança Ruptura	Fator de Segurança	Fator de Segurança s/ Protensão	Fator de Segurança c/ Protensão	
1	1,343	1,166	1,41	1,63	1,48	Válido para todos os Casos Exceto Mast (ruptura)
2	1,821	1,793	2,76	2,54	2,18	Válido para todos os Casos
3	2,321	3,032	6,21	4,23	3,23	Válido para todos os Casos
4	1,006	0,992	0,90	1,36	1,17	Inválido para todos os Casos exceto Zhang.
5	1,227	1,489	2,13	1,99	1,57	Válido para todos os Casos Exceto Mast (ruptura)
6	1,382	2,444	5,42	2,99	2,08	Válido para todos os Casos
7	0,611	0,917	0,05	1,13	0,84	Inválido para todos os Casos exceto Zhang s/ protensão.
8	0,627	1,331	1,45	1,50	1,01	Válido para todos os Casos Exceto Mast
9	0,767	2,101	5,42	2,01	1,18	Válido para todos os Casos Exceto Mast (fissuração)
10	2,324	8,590	98,14	3,62	1,51	Válido para todos os Casos (questionável)
11	1,472	1,374	1,76	1,96	1,73	Válido para todos os Casos Exceto Mast (ruptura)
12	1,862	2,097	3,42	3,05	2,49	Válido para todos os Casos
13	2,632	3,514	7,69	5,04	3,60	Válido para todos os Casos

Fonte: Autor (2018)

A Tabela 4.3 mostra que a análise do fator de segurança é convergente em muitos dos modelos, e raramente apresentam divergência na verificação de segurança. No entanto, percebe-se uma limitação presente em alguns modelos, pois as expressões propostas por Mast (1993) e Stratford (1999) são válidas para pequenos comprimentos de balanços, e como pode-se observar que, para balanços iguais a 20% do vão (caso 10), os fatores de segurança tornam suficientemente grandes e sem valor prático, uma vez que não se adequam mais ao problema do içamento de uma viga protendida.

Presume-se que para grandes comprimentos de balanços, o içamento destas estruturas resultam em um problema com balanços instabilizantes, sendo ainda mais agravados pelo menor alívio do peso-próprio com relação à protensão, à medida em que aumenta-se o comprimento dos balanços (Lima, 2002).

Observando-se em conjunto a Figura 4.2 e a Tabela 4.3, nota-se que a presença de balanços é sempre favorável no problema da estabilidade, uma vez que reduzem as rotações e aumentam os fatores de segurança. Em todos os casos analisados, o içamento sem balanços gerou resultados críticos. Os resultados de todos os modelos mostram que as condições de içamento são mais seguras quando o manuseio é realizado com balanços.

Entretanto, o comprimento do balanço deve ser estudado com cautela no caso de vigas protendidas, pois, a partir de 10% do vão, o efeito do peso da viga após os balanços pode pesar mais que a parte içada (entre apoios) e, aliada à contra flecha da protensão, pode fazer com que a viga gire no sentido contrário ao da excentricidade. Este fator não é considerado nos modelos de Mast (1993) e Stratford et al (1999).

Da Figura 4.2, constata-se que o ângulo crítico de Mast na fissuração (1993) e Zhang (2017) não sofrem qualquer influência com a variação das imperfeições laterais. No entanto, em todos os modelos, o fator de segurança (Tabela 4.3) apresentou resultados agravados na presença de maiores imperfeições laterais, isto é, na presença de maior excentricidade.

Nota-se, ainda que, pelo fato dos ângulos significarem coisas distintas, enquanto para Evangelista e Lima (2018) e Mast (1993) resultados mais favoráveis para o içamento resultam em menores valores para o ângulo crítico, para Zhang (2017) resultados positivos implicam em maiores limites para o ângulo crítico.

Ademais, os fatores de segurança apresentam um leve incremento quando aumenta-se a resistência do concreto. Contudo, não provoca um aumento significativo nem no fator de segurança nem no ângulo de rotação. No entanto, o aumento do f_{ck} apresenta maior relevância à medida que se aumentam os comprimentos de balanço.

Capítulo 5 – Conclusão

Este projeto visou analisar as condições de segurança de vigas pré-moldadas de concreto, durante a fase de içamento. Identificaram-se que os principais fatores que contribuem para a instabilidade durante o içamento são: a influência da geometria da seção transversal da viga, a excentricidade lateral inicial, a resistência do concreto e os comprimentos de balanço.

Assim, realizou-se uma comparação dos modelos de análise da instabilidade lateral dos pesquisadores: Mast (1993), Stratford et al (1999) e, Zhang(2017) em termos de fatores de segurança e ângulos de giro, por meio das equações propostas pelos autores citados. Não obstante, ainda foram considerados os resultados numéricos apresentados por Evangelista e Lima (2018).

Em todos os casos analisados, o içamento sem balanços gerou resultados críticos. Os resultados dos estudos mostram que as condições de içamento são mais seguras quando o manuseio é realizado com balanços. Entretanto, devido a limitação dos modelos teóricos, o comprimento do balanço deve ser estudado com cautela no caso de vigas protendidas.

Os fatores de segurança propostos por Mast (1993) e Startford et al (1999) dão uma ideia geral da influência dos balanços na fase de içamento, porém perdem o significado físico para grandes comprimentos de balanços em vigas protendidas.

Os modelos convergem nos resultados na análise dos fatores de segurança e apresentam o mesmo comportamento da viga durante o içamento. Os modelos de Mast (fissuração) (1993), Evangelista e Lima (2018) que avaliam o ângulo descrito pela viga, mostram que este reduz à medida que se colocam balanços. Ao reduzir o valor da excentricidade inicial, o ângulo também respeitou comportamento semelhante à introdução de balanços. O aumento da resistência do concreto, por sua vez, provocou um leve decréscimo do ângulo. No entanto, à medida que se aumentam os comprimentos de balanço, a resistência do concreto influencia mais significativamente. A rotação obtida pelo equacionamento apresentado por Zhang (2017), refere-se ao ângulo limite de fissuração, definido por tensão igual a resistência a compressão média do concreto (f_{ctm}) no ponto superior do canto esquerdo da mesa superior (Figura 2.11).

Portanto, baseado nos resultados, a viga pode ser içada com todas as excentricidades consideradas, com f_{ck} de 35 MPa, em torno de 3 a 5 dias após a sua fabricação. Não é necessário que a viga atinja sua resistência de projeto, aos 28 dias, de

50 MPa. Contudo, para que se garanta a segurança, é melhor que seja içada por dois cabos retos com alças de içamento, situadas a 10% do vão.

Para a análise do fator de segurança, este apresenta o mesmo comportamento em todos os casos em todos os modelos analisados. Atestou-se que estes aumentam à medida que adicionam-se balanços. O fator de segurança é inversamente proporcional à excentricidade e assim, quanto menor a excentricidade mais seguras são as condições de içamento. Por fim, o aumento da resistência do concreto não provoca um aumento expressivo do fator de segurança.

Diante disso, constata-se que a viga, ao ser suspensa, representa verdadeiro problema de instabilidade, e assim, deve ser estudada para que o processo de içamento seja feito de maneira segura e adequada. Desta forma, os efeitos na fase transitória não podem ser desprezados. Apenas desta maneira, uma grande quantidade de acidentes serão evitados, haja vista a presença de inúmeros devido à excessiva deformação ocasionada pela instabilidade lateral destas vigas.

Referências

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-08) and Commentary**. Reported by ACI Committee, v. 318, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.

BARROS, P. **São Paulo terá monotrilho de maior capacidade do mundo**. Disponível em: <https://www.portaldosequipamentos.com.br/eq_uipanews/cont/m/sao-paulo-tera-monotrilho-de-maior-capacidade-do-mundo_7884_40/>. Acesso em 23 de Fevereiro de 2018.

BORGUI, G. B.; LISBOA, G. P. **Verificação da Instabilidade Lateral de Vigas Pré-Moldadas de Concreto em Fases Transitórias**. Monografia Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, 2017.

CARDOSO, M. T. S. A. **Instabilidade lateral de vigas pré-moldadas sobre apoios elastoméricos considerando o efeito das imperfeições geométricas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2017.

COJOCARU, R. **Lifting Analysis of Precast Prestressed Concrete Beams**. Thesis (Master). Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, USA, 2012.

CORREIO DE UBERLÂNDIA. **Acidente com viga na BR-365**. Disponível em: <<http://www.correiodeuberlandia.com.br/fotos/acidente-com-viga-na-br-365/>>. Acesso em 23 de Fevereiro de 2018.

CUNZOLO, G. R. **Içamento de Vigas com Guindaste**. Disponível em: <<https://www.cunzolo.com.br/guindastes-plataformas/produto/serra-negra/icamento-viga-ogi.htm>>. Acesso em 23 de Fevereiro de 2018.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.

EVANGELISTA, I. G. R. C.; LIMA, M. C. V. **Instabilidade Lateral de Vigas Pré-Moldadas de Concreto: Influência da Excentricidade Lateral Inicial e Posicionamento das Alças de Içamento**. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil (REEC)**, v. 14, Nº3, Julho –Dezembro, 2018.

G1, Jornal o Globo. **Queda de viga deixa um morto em obra do monotrilho, diz PM.** Disponível em: <<http://g1.globo.com/sao-paulo/noticia/2014/06/queda-de-viga-deixa-um-morto-em-obra-do-monotrilho-diz-pm.html>>. Acesso em 23 de Fevereiro de 2018.

HILL, C. D.; DICK, J. S.; TADROS, M. K. (2009). PCI Advisory on I-Girder Stability during Handling and Construction. Safety and Serviceability, **Aspire Magazine**, Winter 2009.

KRAHL, P. A. **Instabilidade lateral de vigas pré-moldadas em situações transitórias.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

LIMA, M. C. V. **Contribuição ao estudo da instabilidade lateral de vigas pré-moldadas.** Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.

LIMA, M. C. V. **Instabilidade lateral das vigas pré-moldadas em serviço e durante a fase transitória.** Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1995.

MAST, R. F. Lateral stability of long prestressed concrete beams – Part 1. **PCI JOURNAL**, 1989.

MAST, R. F. Lateral stability of long prestressed concrete beams – Part 2. **PCI JOURNAL**, 1993.

PLAUT, R. H.; MOEN, C. D. Analysis of Elastic, Doubly Symmetric, Horizontally Curved Beams during Lifting. **Journal of Structural Engineering**, v. 139, n. 1, p. 39-46, jan., 2013

PRECAST CONCRETE INSTITUTE Committee on Tolerances. **PCI Tolerance Manual for Precast and Prestressed Concrete Construction.** 1st ed. Chicago, IL: PCI, 2003.

SOUTHWELL, R. V. On the analysis of experimental observations in problems of elastic stability. In: **Proceedings of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences.** The Royal Society, 1932. p. 601–616.

STRATFORD et al. Lateral stability of long precast concrete beams. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings**, v. 124, n. 2, 1999.

STRATFORD, T. J.; BURGOYNE, C. J. The Toppling of Hanging Beams. **International Journal of Solids and Structures**, v. 37, p.3569-3589, 2000.

ZHANG, F. **Lateral Stability of Long Precast Prestressed Concrete Girders During Transient Load Situations.** Escola de Camins, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona TECH, 2017.