



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



Luiz Flávio de Queiroz

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**ANÁLISE DA SEGURANÇA NO IÇAMENTO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS DO
VIADUTO DA RUA OLEGÁRIO MACIEL – UBERLÂNDIA/MG**

Uberlândia, 2017.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

Luiz Flávio de Queiroz

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**ANÁLISE DA SEGURANÇA NO IÇAMENTO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS DO
VIADUTO DA RUA OLEGÁRIO MACIEL – UBERLÂNDIA/MG**

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, 2017.

Luiz Flávio de Queiroz

**ANÁLISE DA SEGURANÇA NO IÇAMENTO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS DO
VIADUTO DA RUA OLEGÁRIO MACIEL – UBERLÂNDIA/MG**

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

Orientando: Luiz Flávio de Queiroz

Uberlândia, 2017.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, meu protetor e guia, aquele que não me deixa desistir dos meus sonhos. Aos meus pais, Geraldo e Edna, meus primeiros e maiores professores, que me ensinaram a sempre seguir meu caminho preocupando-me com as pessoas ao meu redor. As minhas irmãs, que estiveram comigo ao longo de toda a caminhada e comigo aprenderam a vencer com as peças que a vida nos prega.

Meus sinceros agradecimentos aos mestres que com carinho e dedicação contribuíram com o conhecimento acadêmico e de vida, dentre eles ressalto a presteza dos professores doutores Arquimedes Diógenes Ciloni e Maria Cristina Vidigal de Lima, com certeza minhas maiores inspirações na engenharia.

Por fim, deixo meus cumprimentos e eterna gratidão aos meus amigos e colegas da 84^a Turma de Engenharia Civil, em especial àquelas a quem ousou chamar de Luluzinhas. Com certeza os anos que passamos juntos, as noites mal dormidas, o cansaço e a alegria das conquistas me fazem olhar pra trás e sorrir, pois vencemos juntos.

Resumo

O presente trabalho descreve a análise realizada com relação às condições de instabilidade lateral das vigas do viaduto, em construção, da Rua Olegário Maciel esquina com a Avenida Rondon Pacheco, na cidade de Uberlândia, MG. Com base nas características físicas e geométricas da obra, em execução, são avaliadas algumas condições de içamento, utilizando para obtenção dos esforços internos, deslocamentos e rotações a planilha eletrônica VT Lifting Analysis (2013). O cálculo do momento de fissuração e do momento crítico por instabilidade lateral é desenvolvido a fim de quantificar a situação de segurança nesta fase de manuseio. Finalmente, são apresentadas sugestões, baseadas nos resultados analíticos obtidos, que propiciem um içamento seguro e econômico.

Sumário

1 INTRODUÇÃO.....	7
2 OBJETIVOS.....	8
2.1 Objetivo Geral.....	8
2.2 Objetivos Específicos.....	8
3 JUSTIFICATIVA.....	8
4 METODOLOGIA.....	11
5 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	13
6 CARACTERÍSTICAS DO VIADUTO EM CONSTRUÇÃO.....	15
6.1 Dados de campo.....	15
6.2 Parâmetros iniciais.....	16
7 ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	21
8 RESULTADOS.....	24
9 MOMENTO CRÍTICO POR INSTABILIDADE LATERAL.....	30
10 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	38
REFERÊNCIAS.....	40

1 INTRODUÇÃO

O problema de segurança durante a fase de transporte e içamento de vigas longas e esbeltas de concreto pré-moldado requer grande preocupação dos projetistas, uma vez que se relaciona à segurança das pessoas que realizam a atividade e à integridade estrutural do elemento.

O estudo da instabilidade lateral de vigas pré-moldadas apresenta-se na literatura de forma restrita, com insuficientes especificações de projeto em normas técnicas. A norma brasileira de concreto pré-moldado ABNT NBR 9062:2017 não traz parâmetros ou expressões simplificadas para verificações da segurança com relação à instabilidade. No entanto, recomenda que uma análise teórica deve ser elaborada para a determinação da carga crítica de instabilidade. Entende-se, entretanto que, nas fases de manuseio, transporte e montagem, os elementos devem ter rigidez lateral suficiente para evitar deformação e fissuração excessiva, que possam reduzir sua capacidade resistente.

Com o desenvolvimento das técnicas e materiais de construção ao longo dos anos, as vigas pré-moldadas aplicadas em estruturas de pontes tornaram-se cada vez mais esbeltas e com maiores vãos, o que as torna mais suscetíveis aos riscos de colapso durante o manuseio. Atualmente, o comprimento limite dessas vigas é determinado principalmente pelo equipamento de transporte, sobrepondo-se às restrições estruturais de projeto para o vão.

As vigas de pontes, usualmente pré-moldadas e protendidas, geralmente apresentam grande altura a fim de garantirem a resistência à flexão em torno do seu eixo de maior inércia. Porém, para viabilizar o transporte e manuseio, o peso-próprio deve ser mantido o mínimo possível, o que tem sido alcançado diminuindo-se a largura da mesa inferior, sendo a mesa superior muitas vezes moldada no local, o que reduz a rigidez em torno do eixo de menor inércia e contribui de forma significativa para aumentar os riscos de colapso por instabilidade lateral (LIMA, 2002).

Por outro lado, as imperfeições construtivas resultantes da moldagem do elemento pré-moldado, gradientes térmicos e posicionamento não centralizado das alças de içamento resultam em curvatura inicial lateral da peça estrutural. A estabilidade lateral das vigas durante as fases transitórias depende não apenas da capacidade das mesmas de resistir aos esforços solicitantes convencionais, como o peso-próprio, mas, sobretudo, resistir às deformações laterais significativas que ocorrem nesta fase, em razão da esbeltez da seção.

Para isso, os elementos pré-moldados devem ter rigidez lateral suficiente para evitar a redução da capacidade resistente, por excesso de deformação e fissuração.

Nestes termos, este trabalho visa analisar o comportamento das vigas pré-moldadas de concreto armado do viaduto da Rua Olegário Maciel, na cidade de Uberlândia, MG, durante a fase transitória de içamento, observando os riscos de instabilidade lateral provenientes das imperfeições construtivas, bem como a influência das características físicas e geométricas do elemento estrutural.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

O interesse deste trabalho é estudar o comportamento das vigas pré-moldadas de concreto armado do viaduto da Rua Olegário Maciel durante o manuseio, com relação aos riscos de instabilidade lateral.

2.2 Objetivos Específicos

- ✓ Analisar o comportamento estrutural das vigas durante a fase de içamento por meio de cabos, levando-se em conta os comprimentos dos balanços e a inclinação dos cabos;
- ✓ Analisar o efeito das imperfeições geométricas no problema da instabilidade (excentricidade lateral inicial) durante o içamento e a montagem;
- ✓ Propor recomendações para a realização do içamento visando à segurança e integridade estrutural da viga nesta fase de montagem.

3 JUSTIFICATIVA

O içamento de vigas longas e esbeltas tem sido preocupação de projetistas e fabricantes, uma vez que os riscos de instabilidade são eminentes e devem ser verificados, a fim de garantir a segurança das atividades durante esta fase transitória.

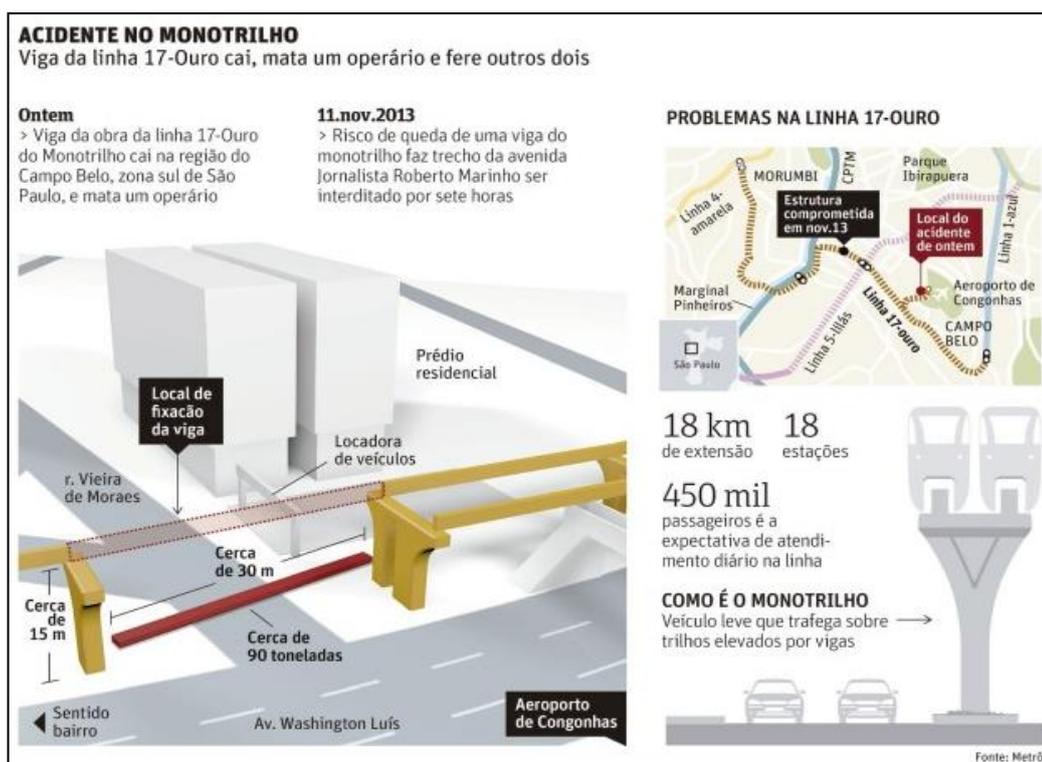
Elliott (1997) observa que 75% dos problemas estruturais que acontecem com elementos pré-moldados ocorrem durante as fases transitórias, embora o carregamento limite-se ao peso-próprio, fato este que deixa claro o efeito das condições de vinculação na estabilidade do elemento.

Dois acidentes ocorridos no Brasil, envolvendo a montagem de vigas esbeltas de concreto pré-moldado são apresentados a seguir, a fim de situar o tema deste trabalho no cenário

técnico atual.

No dia 09 de junho de 2014, houve a queda de uma viga pré-moldada de 90 t, de uma altura superior a 20m, na obra do monotrilho da Linha 17-Ouro do Metrô, que ocorreu próximo à Avenida Washington Luís, zona sul de São Paulo, em frente ao estacionamento do Aeroporto de Congonhas, com vítima fatal (Figura 1). Conforme divulgado na imprensa local, o superintendente Regional do Trabalho e Emprego de São Paulo (SRTE-SP), Luiz Antônio Medeiros, anunciou no dia 16/06/2014, a interdição das operações de içamento, lançamento e fixação das vigas na obra do monotrilho. A interdição foi decidida após reunião com técnicos do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). Os auditores concluíram que seriam necessárias mudanças no içamento e na colocação da viga. Segundo a auditoria “Quando ela está lá em cima, é presa com pinos, não fica estável, pendendo para um lado ou para o outro. A fixação é completada por operários”.

Figura 1 – Local da queda da viga do monotrilho do metrô em São Paulo



Fonte: Folha de São Paulo (2014)

O consórcio teria de cumprir com quatro condições antes de poder retomar as operações de içamento e colocação das vigas:

- ✓ Revisão do procedimento adotado no içamento, lançamento e colocação dos pilares;
- ✓ Revisão dos projetos dos elementos de ajustes e sustentação da viga;

✓ Análise de risco dos procedimentos de içamento, lançamento e ajuste das vigas sobre os pilares, com descrição detalhada de cada tarefa e composição, além da capacitação das equipes envolvidas;

✓ Relatórios técnicos garantindo a segurança nos processos de análise de risco.

Vale ressaltar que o fluxo de veículos não foi impedido durante as atividades de montagem da estrutura do metrô.

Outro incidente ocorrido refere-se a vigas de 60 toneladas e 35 m de comprimento que caíram do viaduto em construção na BR-365, a 25 km de Uberlândia, no dia 09 de fevereiro de 2014, matando um operário. No momento em que a quarta viga era posicionada, três das vigas já apoiadas caíram (Figura 2).

Figura 2 – Vigas do viaduto da BR 365



Fonte: Correio de Uberlândia (2014)

Vale ressaltar, que a perda de estabilidade de vigas pré-moldadas após a montagem, antes de serem efetivadas as ligações, já ocorreu também no cenário internacional, conforme apresentado por Bairán e Cladera (2014), Imper e Laszlo (1987) e Catania e Cocchi (1976) apud Lima (1995).

Percebe-se que a maioria dos problemas de instabilidade lateral em vigas longas e esbeltas ocorre quando os apoios apresentam liberdade ao giro por flexão e torção. Estes vínculos podem ser os cabos de suspensão, que são ligações temporárias. Em adição aos graus de liberdade fornecidos por estes vínculos provisórios, a verificação da estabilidade dos elementos torna-se mais crítica quando são consideradas as inevitáveis imperfeições construtivas e os desvios de montagem.

Segundo Lima (1995), o posicionamento dos pontos de suspensão feito de forma imprevista, como o içamento com balanços, pode acarretar uma série de inconvenientes ao elemento, resultando no aparecimento de tensões de tração e possível fissuração de algumas seções, as quais não foram dimensionadas para estes esforços solicitantes. Durante o transporte, os efeitos dinâmicos variam em intensidade conforme as condições da pista de rolamento, a elasticidade do sistema de amortecimento do meio e dos vínculos, a rigidez do elemento estrutural, dentre outros fatores.

4 METODOLOGIA

O presente estudo de caso inicia-se com a revisão bibliográfica dos temas pertinentes (literatura nacional e internacional), os fundamentos que regem o comportamento estrutural de vigas durante as fases transitórias levando-se em conta sua esbelteza, comprimento, condições de vinculações, tanto para o içamento quanto para a montagem, e imperfeições iniciais como a excentricidade lateral.

São considerados os modelos analíticos disponíveis na literatura técnica para estimativa do momento crítico de instabilidade – formulação por meio de equações diferenciais; e definidos os parâmetros mais importantes para as análises, tais como: esbelteza, vão, excentricidade lateral inicial, posicionamento dos vínculos, inclinação dos cabos de içamento, comprimento dos balanços, dentre outros.

As vigas em estudo são as vigas do vão central do viaduto em construção na Rua Olegário Maciel sobre a Avenida Governador Rondon Pacheco. O projeto prevê a construção de um viaduto com 130 metros de extensão total e 11 metros de largura (Figura 3).

A partir dos dados de projeto, dimensões características das vigas, materiais, equipamentos e técnicas utilizados, são determinados os parâmetros de caracterização física e geométrica da viga em estudo: área da seção transversal crítica, momentos de inércia, módulo de elasticidade e rigidez, peso próprio, entre outros. As imperfeições geométricas, em especial, a excentricidade lateral na seção transversal do meio do vão da viga, foi medida em campo.

Figura 3 – Esquema do viaduto em construção



Fonte: YouTube (2017)

O estudo analítico do comportamento das vigas pré-moldadas de concreto armado durante a fase de içamento é desenvolvido por meio da utilização dos recursos da planilha eletrônica VT Lifting Analysis (2013) – desenvolvida por Plaut e Moen (2013) – apresentada na Figura 4, que fornece os esforços, deslocamentos e rotações nas seções transversais.

Figura 4 – Planilha de cálculo

Propriedades do Material:			Ponto de interesse*:	
Módulo de Elasticidade, E		kPa		m
Constante de Poisson, ν		N/A	* Escolha um local ao longo da metade direita do feixe. O valor deve estar entre 0 (ponto médio) e $L/2$ (fim do feixe).	
Gravidade Específica, SG		N/A		
Módulo de Rigidez, G		kPa		
Propriedades da Viga:			RESULTADOS:	
Comprimento, L		m	Ângulo de giro, β :	graus
Área, A		m^2	Forças Internas:	
Momento no eixo de maior inércia, I_z		m^4	N_x (longitudinal)	kN
Momento do eixo de menor inércia, I_y		m^4	N_y (eixo de maior inércia ao cisalhamento)	kN
Constante de Empenamento, C_w		m^6	N_z (eixo de menor inércia ao cisalhamento)	kN
Constante de torção, J		m^4	Momentos internos:	
Peso próprio, w		kN/m	M_x (momento de torção)	kN-m
Altura do CG ao eixo de giro, H		m	M_y (flexão eixo de menor inércia à flexão)	kN-m
Ângulo de inclinação dos cabos, ψ		radianos	M_z (flexão eixo de maior inércia à flexão)	kN-m
Comprimento do balanço, a		m	Deslocamentos	
Imperfeição inicial, δ/L :		N/A	V (Eixo de maior inércia)	cm
Excentricidade das alças de içamento, e_s		m	W (Eixo de menor inércia)	cm
			Ângulo de torção, ϕ :	graus

Fonte: adaptado VT Lifting Analysis (2013)

Posteriormente são utilizadas formulações analíticas disponíveis na literatura técnica para o cálculo do momento crítico de instabilidade.

Baseados nos resultados obtidos das análises são apresentadas soluções estruturais para as condições de vinculação durante a fase de montagem, antes da efetivação da ligação

definitiva, bem como indicações para posicionamento dos cabos de içamento como a inclinação e o comprimento dos balanços.

5 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

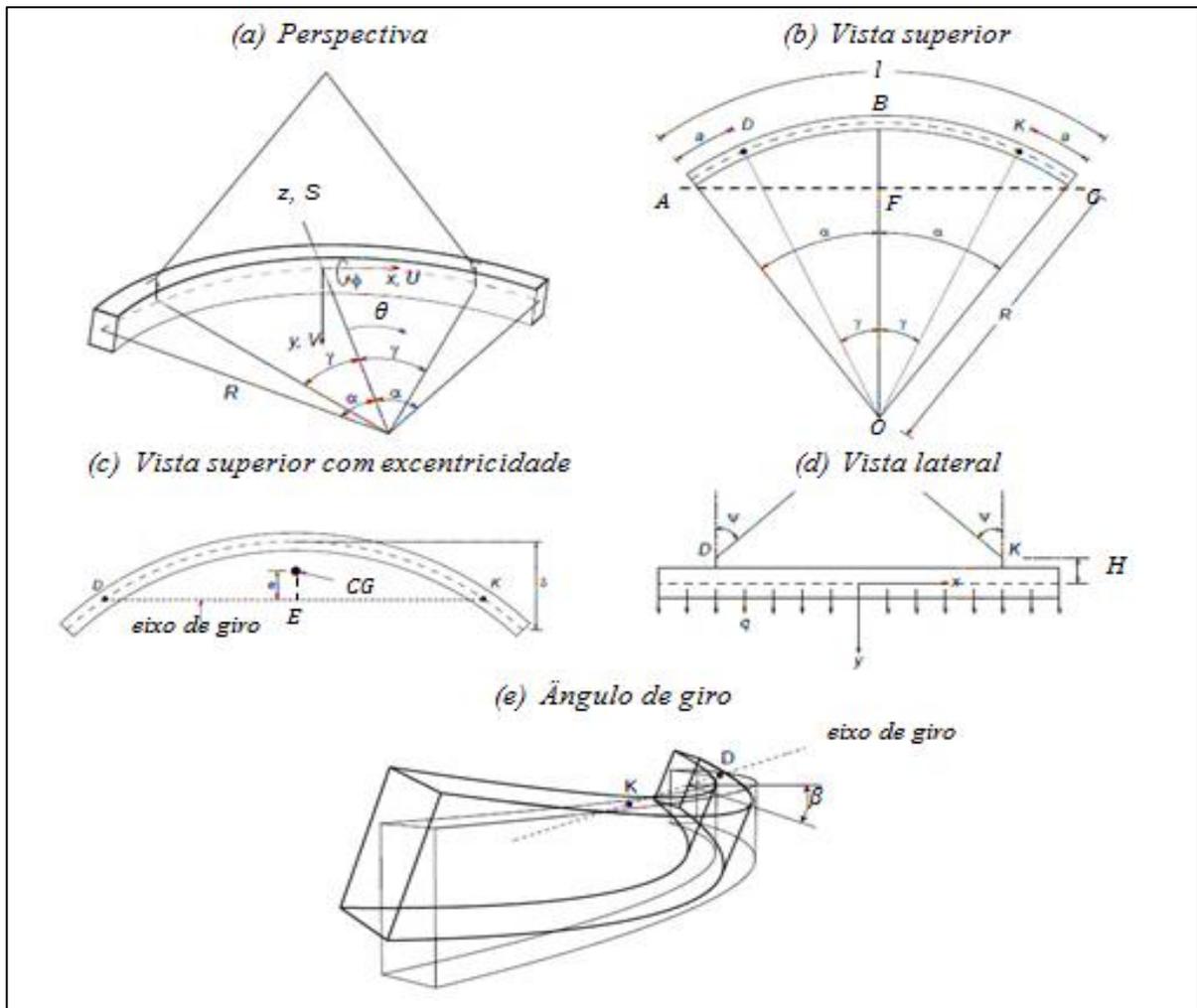
O trabalho realizado por Plaut e Moen (2013) visa determinar os esforços, deslocamentos e rotações de vigas pré-moldadas durante seu içamento, tendo sido desenvolvido para vigas curvas (pequena imperfeição lateral inicial), com cabos retos ou inclinados, com e sem balanços. As hipóteses básicas consideradas por esses autores são: material homogêneo e de comportamento elástico linear; seção transversal duplamente simétrica, com centro de gravidade e de cisalhamento localizados no mesmo ponto, e não consideração de esforços gerados pela protensão.

Os resultados obtidos na planilha consideram o problema simétrico em relação à metade do vão da viga, como apresentado na Figura 5. Na Figura 5(a), é mostrada a viga em perspectiva; pode-se observar a vista superior na Figura 5(b) e, na Figura 5(c), a viga curva com destaque para sua excentricidade. Na Figura 5(d), está ilustrada a vista lateral com a definição da inclinação dos cabos e, na Figura 5(e), o ângulo de giro de corpo rígido.

Onde: θ 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 em relação à extremidade da viga no içamento; ψ é o ângulo de inclinação dos cabos de içamento; β é o ângulo de giro 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 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 menor inércia da viga; S é o deslocamento na direção do eixo de maior inércia da viga.

Cojocarú (2012) apresenta uma caracterização estatística da imperfeição geométrica de vigas, baseada em medidas realizadas em campo da excentricidade lateral inicial e dos desvios no posicionamento das alças de içamento, comprovando o efeito da curvatura inicial das vigas no estudo da instabilidade lateral.

Figura 5 – Variáveis analisadas



Fonte: Adaptado de Plaut e Moen (2013)

Para análise do momento crítico de instabilidade lateral foram consideradas as análises desenvolvidas por Revathi e Menon (2006). Esses autores apresentam em seu trabalho evidências de que os limites de esbeltez propostos normativamente (como EUROCODE 2:2004), não são suficientes para garantir que a peça não apresente ruptura por instabilidade lateral. A partir de experimentos e estudos teóricos propuseram formulação específica para determinação do momento crítico por instabilidade lateral para vigas de concreto armado de seção retangular.

Baseados nos resultados experimentais, Revathi e Menon (2007) subdividiram as peças estudadas em grupos, considerando sua esbeltez e sua influência no comportamento de ruptura, definindo assim um limite a partir do qual a ruína da peça ocorre por instabilidade lateral. A partir de um determinado valor de índice de esbeltez (λ), menor que 1, houve outro tipo de ruptura, diferente daquela característica da flexão, em virtude do deslocamento lateral.

Identificou-se falha na segurança das vigas, pois o momento atingido no colapso apresentou valor menor do que o momento último calculado.

No cenário nacional o estudo da instabilidade é mais recente, destacando-se os trabalhos desenvolvidos por Lima (1995), Lima (2002), Krahl (2014) e Cardoso (2017). Lima (1995) utilizou formulações analíticas para determinação da carga crítica de instabilidade e estimativa de seus valores para a fase de içamento, para a viga sobre apoios deformáveis e indeformáveis à torção. Lima (2002) analisou, por meio de estudos numéricos e ensaios experimentais, vigas sujeitas a tombamento lateral gradual, simulando o comportamento delas sob a flexão bilateral e torção. O estudo de Krahl (2014) apresentou formulações para o cálculo da carga crítica de instabilidade lateral, do momento crítico e do fator de segurança. Cardoso (2017) avaliou o comportamento de vigas de concreto sobre almofadas de apoio de elastômero, levando em consideração o efeito das imperfeições iniciais, resistência característica do concreto, presença do vento e rigidez à compressão da almofada.

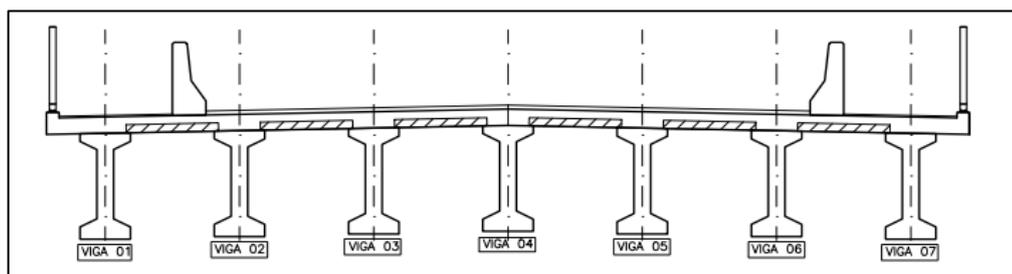
6 CARACTERÍSTICAS DO VIADUTO EM CONSTRUÇÃO

A aplicação da planilha eletrônica exige conhecimento de alguns parâmetros físicos e geométricos. Para obtê-los foram utilizados os projetos do viaduto, cedidos pela empresa responsável por sua construção; e medições realizadas no canteiro de obras.

6.1 Dados de campo

Na estrutura prevista no projeto do viaduto estão distribuídas sete vigas: numeradas conforme ilustrado na Figura 6. Existem dois comprimentos de vigas, combinados a fim de vencer o vão total do viaduto, de 24,40 m e de 14,60 m. O cobrimento da armadura, de 3,0 cm, foi definido de forma a atender a classe de agressividade ambiental II – zona urbana, agressividade moderada; dosagem do concreto com relação água/cimento máxima de 0,55.

Figura 6 – Distribuição das vigas



Fonte: Finger&Somer (2015)

Segundo a mesma norma brasileira o coeficiente de Poisson (ν) do concreto é de 0,20 e o módulo de rigidez (G) pode ser determinado utilizando a formulação apresentada na Equação 2.

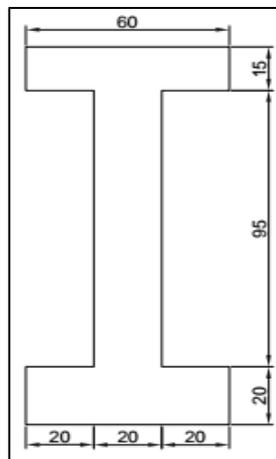
$$G = 0,4 \times E \quad (2)$$
$$G = 0,4 \times 3,31 \times 10^7$$
$$G = 1,13 \times 10^7 \text{ kPa}$$

A gravidade específica (SG), ou densidade relativa, é a relação entre a densidade do material em estudo e a densidade da água na mesma temperatura. Conforme ABNT NBR 6120:1980 o peso específico do concreto armado é de 25 kN/m³ e da água 10 kN/m³ a uma temperatura de 20 °C, resultando em SG de 2,50.

Determinadas as propriedades do material o próximo passo consiste na definição das propriedades da viga (exemplificadas na Figura 4). O comprimento real (medido no canteiro) apresentou certa variação com relação ao projeto, por essa razão o valor considerado nas análises da planilha será de 24,27 m.

Como a planilha não oferece a possibilidade de considerar a variação da seção, ao longo do comprimento da peça, será analisada apenas a seção mais crítica, ou seja, a encontrada entre blocos, por ser mais esbelta. A contra flecha empregada também não será levada em consideração. Para cálculo de área, momentos de inércia e constantes de empenamento e torção foi utilizada uma seção idealizada, como mostrado na Figura 8. Nela a espessura das mesas foi obtida considerando-se a espessura da parte retangular da mesa acrescida da metade da altura da parte inclinada (considerando-se o próximo inteiro múltiplo de 5 acima do valor obtido).

Figura 8 – Seção transversal idealizada (unidades em cm)



Fonte: Autor (2017)

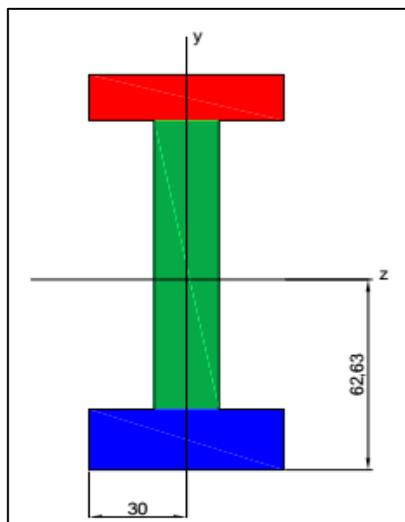
Os parâmetros de caracterização foram calculados considerando três retângulos. Assim a área (A) é obtida por: $0,15 \times 0,60 + 0,95 \times 0,20 + 0,20 \times 0,60 = 0,40 \text{ m}^2$. Antes de definir os momentos de inércia é necessário calcular a posição do centroide da seção. Por ser uma peça simétrica em relação ao eixo vertical, o eixo y passa pelo meio da peça, ou seja, $z_{CG} = 30 \text{ cm}$. No entanto, na outra direção, por serem as mesas inferior e superior de larguras distintas é necessário calcular a coordenada y do centro de gravidade. Para isso é imposto o eixo horizontal (eixo a) na extremidade inferior da peça, e aplicada a Equação 3, considerando a área de cada retângulo e a distância entre seu centro de gravidade e o eixo a. Na Figura 9 é apresentada a divisão da seção utilizada para os cálculos.

$$y_{CG} = \frac{\sum A \times y}{\sum A} \quad (3)$$

$$y_{CG} = \frac{20 \times 60 \times 10 + 95 \times 20 \times \left(\frac{95}{2} + 20\right) + 15 \times 60 \times \left(\frac{15}{2} + 95 + 20\right)}{20 \times 60 + 95 \times 20 + 15 \times 60}$$

$$y_{CG} = 62,63 \text{ cm}$$

Figura 9 – Centro de gravidade da seção (unidades em cm)



Fonte: Autor (2017)

Definido o centroide é possível determinar os momentos de inércia da seção. Para a inércia em y, como o eixo de inércia de cada uma das partes é coincidente ao da seção composta, basta apenas somar as parcelas (Equação 4). No entanto, para a inércia em z, é necessário aplicar o Teorema de Steiner, para transferir a inércia em relação ao eixo de inércia de cada parte para o eixo da seção composta (Equação 5).

$$I_y = \sum I_y \quad (4)$$

$$I_y = \frac{0,15 \times 0,60^3}{12} + \frac{0,95 \times 0,20^3}{12} + \frac{0,20 \times 0,60^3}{12}$$

$$I_y = 0,006933 \text{ m}^4$$

$$I_z = \sum I_z + d^2 \times A \quad (5)$$

$$I_z = \left\{ \left[\frac{0,60 \times 0,15^3}{12} + \left(\frac{0,15}{2} + 0,95 + 0,20 - 0,6263 \right)^2 \times 0,60 \times 0,15 \right] \right. \\ \left. + \left[\frac{0,20 \times 0,95^3}{12} + \left(\frac{0,95}{2} + 0,20 - 0,6263 \right)^2 \times 0,20 \times 0,95 \right] \right. \\ \left. + \left[\frac{0,60 \times 0,20^3}{12} + (0,10 - 0,6263)^2 \times 0,60 \times 0,20 \right] \right\}$$

$$I_z = 0,080808 \text{ m}^4$$

As constantes de empenamento (C_w) e de torção (J) foram calculadas considerando a formulação proposta por Pfeil e Pfeil (2009) – Equações 6 e 7. Apesar de propostas para uso em peças de aço serão empregadas pelo fato de que estas características são influenciadas somente pela geometria e não pelo material de composição. Nessas formulações: t_0 é a espessura da alma; t_{f1} e t_{f2} a espessura das flanges superior e inferior, respectivamente; h é altura da peça e b o comprimento da mesa.

$$C_w = \frac{t_0 h^2}{12} \times \frac{b^6}{2b^3} \quad (6)$$

$$C_w = \frac{0,20 \times 1,125^2}{12} \times \frac{0,60^6}{2 \times 0,60^3}$$

$$C_w = 0,002278 \text{ m}^6$$

$$J = \frac{1}{3} \times (bt_{f1}^3 + bt_{f2}^3 + ht_0^3) \quad (7)$$

$$J = \frac{1}{3} \times (0,60 \times 0,15^3 + 0,60 \times 0,20^3 + 1,125 \times 0,20^3)$$

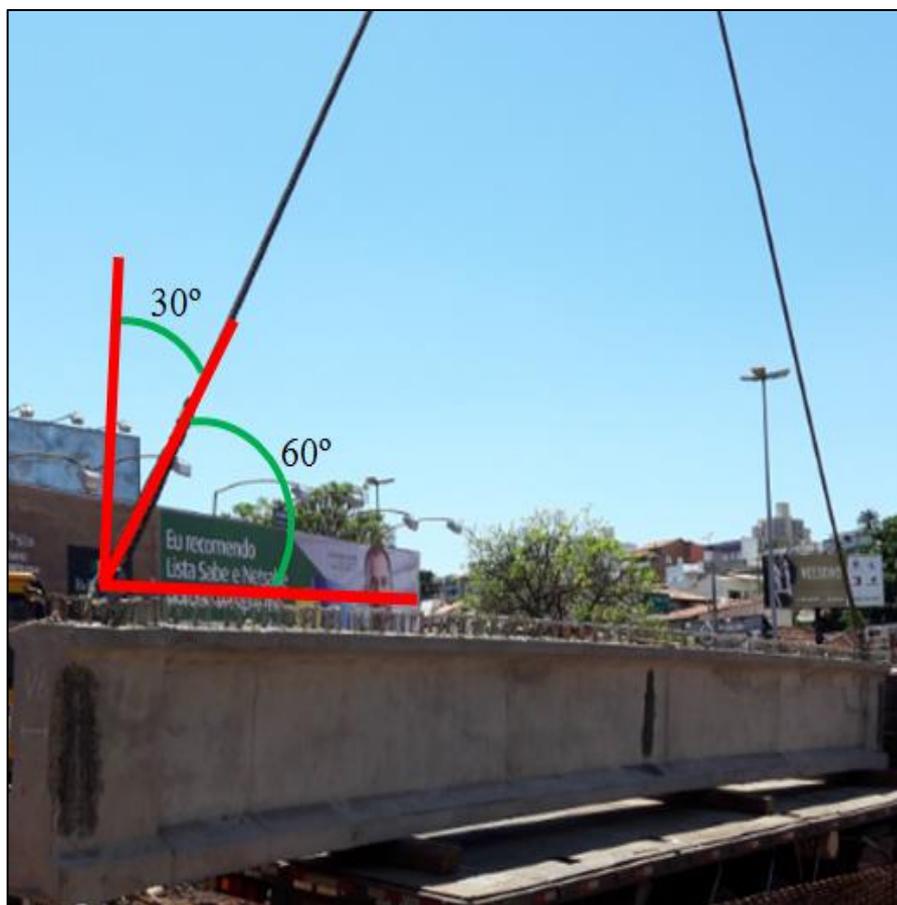
$$J = 0,005275 \text{ m}^4$$

Para obtenção do peso próprio, foi considerada a massa fornecida pela construtora de 25,12 t = 246,34 kN, distribuída igualmente por todo o comprimento da peça (desconsiderando a existência dos blocos nas extremidades) 24,27 m, o que resultou no valor de 10,15 kN/m.

Deve-se determinar ainda a altura (H) definida como a distância entre o centro de gravidade da peça e o ponto de içamento. Para isso considera-se a diferença entre a altura total da viga e o y_{CG} , somado a altura da alça de içamento, ou seja, $1,30 - 0,6263 + 0,12 = 0,79$ m.

Para o ângulo de inclinação dos cabos (ψ), conforme ilustrado na Figura 10, foi utilizado o valor de 30° (0,52 rad), que representa uma aproximação da situação real. O comprimento do balanço foi medido no canteiro e equivale a 0,40 m. A imperfeição inicial aplicada na planilha, representa a relação entre a excentricidade medida e o comprimento total da viga, $\delta/L = 0,0045/24,27 = 0,0002$. Os desvios de posicionamento das alças de içamento apresentaram poucas variações em relação ao eixo longitudinal da peça, sendo, portanto, desprezados. A Figura 11 é um resumo das características físicas da viga em estudo.

Figura 10 – Inclinação dos cabos de içamento



Fonte: Autor (2017)

Figura 11 – Situação real

Propriedades do Material:		
Módulo de Elasticidade, E	3,31E+07	kPa
Constante de Poisson, ν	0,20	N/A
Gravidade Específica, SG	2,50	N/A
Módulo de Rigidez, G	1,13E+07	kPa
Propriedades da Viga:		
Comprimento, L	24,27	m
Área, A	0,400	m ²
Momento no eixo de maior inércia, I_z	0,080808	m ⁴
Momento do eixo de menor inércia, I_y	0,006933	m ⁴
Constante de Empenamento, C_w	0,002278	m ⁶
Constante de torção, J	0,005275	m ⁴
Peso próprio, w	10,150	kN/m
Altura do CG ao eixo de giro, H	0,79	m
Ângulo de inclinação dos cabos, ψ	0,52	radianos
Comprimento do balanço, a	0,40	m
Imperfeição inicial, δ/L	0,0002	N/A
Excentricidade das alças de içamento, e_s	0,0000	m

Fonte: Autor (2017)

7 ANÁLISE PARAMÉTRICA

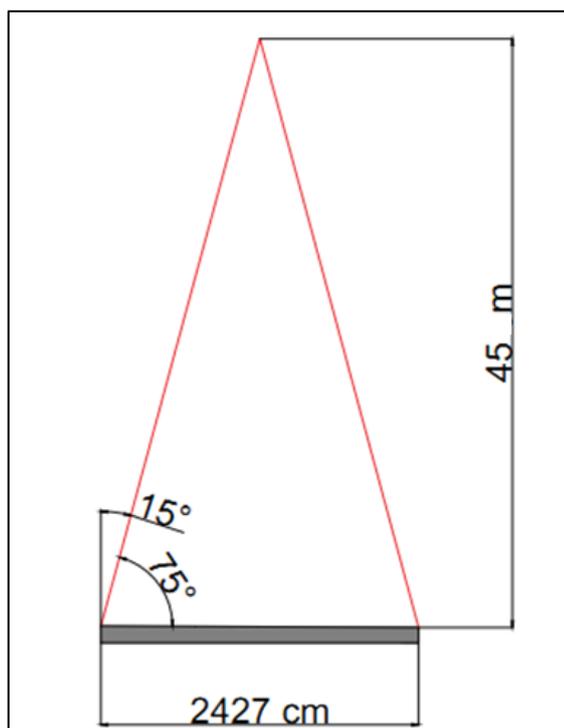
A fim de avaliar o melhor modo de se realizar o içamento da viga em análise são consideradas variações na imperfeição lateral inicial da viga, na inclinação dos cabos de içamento e no posicionamento das alças ao longo do eixo longitudinal da viga (outros comprimentos de balanço).

Segundo prescrito em PCI (2000) a imperfeição inicial de vigas pré-moldadas deve ser em torno de 1 cm a cada 10 m de comprimento da peça, ou seja, $L/1000$. No entanto, para o Model Code 2010 o limite de imperfeição geométrica de até $L/300$ é aceitável. A fim de verificar as duas recomendações normativas têm-se os valores de excentricidade de 2,4 cm e 8,0 cm, respectivamente. Assim, o quociente δ/L utilizado na planilha eletrônica será de 0,0010 para a indicação do PCI e de 0,0033 para o Model Code.

A inclinação dos cabos durante o içamento é limitada pela distância vertical a ser vencida pelo equipamento durante o processo. Conforme dados disponíveis na literatura, valores pequenos

de ψ seriam favoráveis ao içamento, no entanto necessitam de cabos muito longos, exigindo equipamentos maiores e conseqüentemente mais caros, o que causa aumento desnecessário nos custos. Como exemplo, pode-se citar a utilização de ângulo de inclinação dos cabos de 15° e sem balanço (mais crítico), o que exigiria vencer uma distância vertical de aproximadamente 45m (Figura 12).

Figura 12 – Içamento inviável



Fonte: Autor (2017)

Assim, são analisados os casos de içamento com cabos retos ($\psi = 0$) e com cabos inclinados a 45° , o que resulta, para o procedimento sem balanços, numa distância horizontal a ser vencida de aproximadamente 12 m.

Quanto aos balanços utilizados, nota-se para a situação real um comprimento pouco expressivo. Segundo Lima e El Debs (2007) tem-se valores favoráveis para os esforços internos quando o comprimento do balanço é de aproximadamente $1/4$ do vão total da viga. Plaut e Moen (2011) recomendam a utilização de balanços com até $1/5$ do comprimento total da viga. Assim, neste trabalho, são analisadas as situações: sem balanços ($a = 0$ m), com balanços de aproximadamente $1/4$ ($a = 5$ m) e $1/5$ do comprimento total da viga ($a = 4$ m).

A Tabela 1 apresenta um resumo das 36 formas de içamento a serem analisadas considerando a combinação das variações descritas.

Tabela 1 – Formas de içamento

Combinação	Comprimento do balanço (m)	Inclinação dos cabos (graus)	Excentricidade (N/A)	Ponto de içamento (m)
0 (real)	0,40	30	0,0002	11,74
1	0,40	30	0,0010	11,74
2	0,40	30	0,0033	11,74
3	0,40	0	0,0002	11,74
4	0,40	0	0,0010	11,74
5	0,40	0	0,0033	11,74
6	0,40	45	0,0002	11,74
7	0,40	45	0,0010	11,74
8	0,40	45	0,0033	11,74
9	0,00	30	0,0002	12,14
10	0,00	30	0,0010	12,14
11	0,00	30	0,0033	12,14
12	0,00	0	0,0002	12,14
13	0,00	0	0,0010	12,14
14	0,00	0	0,0033	12,14
15	0,00	45	0,0002	12,14
16	0,00	45	0,0010	12,14
17	0,00	45	0,0033	12,14
18	4,00	30	0,0002	8,14
19	4,00	30	0,0010	8,14
20	4,00	30	0,0033	8,14
21	4,00	0	0,0002	8,14
22	4,00	0	0,0010	8,14
23	4,00	0	0,0033	8,14
24	4,00	45	0,0002	8,14
25	4,00	45	0,0010	8,14
26	4,00	45	0,0033	8,14
27	5,00	30	0,0002	7,14
28	5,00	30	0,0010	7,14
29	5,00	30	0,0033	7,14
30	5,00	0	0,0002	7,14
31	5,00	0	0,0010	7,14
32	5,00	0	0,0033	7,14
33	5,00	45	0,0002	7,14
34	5,00	45	0,0010	7,14
35	5,00	45	0,0033	7,14

Fonte: Autor (2017)

8 RESULTADOS

Considerando os parâmetros de caracterização do material e da viga; e as variadas condições de içamento já descritas, foi utilizada a planilha eletrônica VT Lifting Analysis (2013), a fim de obter os esforços, momentos, deslocamentos e rotações apresentados pela peça durante essa fase transitória. Como o interesse está nos maiores valores (em módulo), os esforços: normal e cortantes foram verificados no ponto de içamento (mencionado na Tabela 1); já os deslocamentos, rotações e momentos são definidos no meio do vão (ponto de coordenada 0,00, considerando que a planilha realiza os cálculos com base em metade do vão total).

As Tabelas 2, 3, 4 e 5 evidenciam os parâmetros de entrada de dados para os içamentos realizados com comprimento de balanço de 0,40 m, 0,00 m (sem balanço), 4,00 m e 5,00 m, respectivamente. Na sequência, as Tabelas 6, 7, 8 e 9 mostram os resultados para as combinações na mesma ordem.

Percebe-se que o ângulo de giro de corpo rígido (β) diminui com o aumento do comprimento do balanço. No entanto, menores ângulos de inclinação dos cabos e excentricidade inicial reduzida são fatores de estabilidade da viga.

O esforço longitudinal (N_x) é influenciado apenas pela inclinação dos cabos, não apresentando variação significativa com a mudança das demais características. Para a alteração do ângulo de 30° para 45° (1,5 vezes), a força de compressão é acrescida em aproximadamente 1,5 vezes.

A força cortante na direção da maior inércia ao cisalhamento da peça (N_y) apresentou grandes variações apenas quando foram utilizados comprimentos de balanço distintos, sendo que o menor valor em módulo é obtido quando tem-se balanço com medidas de aproximadamente 1/4 do vão total.

Para a solicitação transversal no eixo de menor inércia ao cisalhamento (N_z) foram encontrados comportamentos semelhantes ao ocorrido para o ângulo de giro. Nessa análise foi possível perceber que um salto apenas na excentricidade inicial de 0,45 cm (caso real) para 8,0 cm (indicado pelo Model Code 2010), ocasiona aumento no esforço de aproximadamente 15 vezes.

Tabela 2 – Parâmetros de entrada balanço 0,40 m

Propriedades da Viga	un.	real	1	2	3	4	5	6	7	8
Comprimento, L	m	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27
Área, A	m ²	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
Momento no eixo de maior inércia, I_z	m ⁴	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808
Momento do eixo de menor inércia, I_y	m ⁴	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933
Constante de Empenamento, C_w	m ⁶	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278
Constante de torção, J	m ⁴	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275
Peso próprio, w	kN/m	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150
Altura do CG ao eixo de giro, H	m	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
Ângulo de inclinação dos cabos, ψ	radianos	0,52	0,52	0,52	0,00	0,00	0,00	0,79	0,79	0,79
Comprimento do balanço, a	m	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
Imperfeição inicial, δ/L :	N/A	0,0002	0,0010	0,0033	0,0002	0,0010	0,0033	0,0002	0,0010	0,0033
Excentricidade das alças de içamento, e_s	m	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Fonte: Autor (2017)

Tabela 3 – Parâmetros de entrada balanço 0,00 m

Propriedades da Viga	un.	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Comprimento, L	m	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27
Área, A	m ²	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
Momento no eixo de maior inércia, I_z	m ⁴	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808
Momento do eixo de menor inércia, I_y	m ⁴	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933
Constante de Empenamento, C_w	m ⁶	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278
Constante de torção, J	m ⁴	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275
Peso próprio, w	kN/m	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150
Altura do CG ao eixo de giro, H	m	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
Ângulo de inclinação dos cabos, ψ	radianos	0,52	0,52	0,52	0,00	0,00	0,00	0,79	0,79	0,79
Comprimento do balanço, a	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Imperfeição inicial, δ/L :	N/A	0,0002	0,0010	0,0033	0,0002	0,0010	0,0033	0,0002	0,0010	0,0033
Excentricidade das alças de içamento, e_s	m	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Fonte: Autor (2017)

Tabela 4 – Parâmetros de entrada balanço 4,00 m

Propriedades da Viga	un.	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Comprimento, L	m	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27
Área, A	m ²	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
Momento no eixo de maior inércia, I_z	m ⁴	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808
Momento do eixo de menor inércia, I_y	m ⁴	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933
Constante de Empenamento, C_w	m ⁶	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278
Constante de torção, J	m ⁴	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275
Peso próprio, w	kN/m	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150
Altura do CG ao eixo de giro, H	m	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
Ângulo de inclinação dos cabos, ψ	radianos	0,52	0,52	0,52	0,00	0,00	0,00	0,79	0,79	0,79
Comprimento do balanço, a	m	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
Imperfeição inicial, δ/L :	N/A	0,0002	0,0010	0,0033	0,0002	0,0010	0,0033	0,0002	0,0010	0,0033
Excentricidade das alças de içamento, e_s	m	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Fonte: Autor (2017)

Tabela 5 – Parâmetros de entrada balanço 5,00 m

Propriedades da Viga	un.	27	28	29	30	31	32	33	34	35
Comprimento, L	m	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27	24,27
Área, A	m ²	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
Momento no eixo de maior inércia, I_z	m ⁴	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808	0,080808
Momento do eixo de menor inércia, I_y	m ⁴	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933	0,006933
Constante de Empenamento, C_w	m ⁶	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278	0,002278
Constante de torção, J	m ⁴	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275	0,005275
Peso próprio, w	kN/m	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150	10,150
Altura do CG ao eixo de giro, H	m	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
Ângulo de inclinação dos cabos, ψ	radianos	0,52	0,52	0,52	0,00	0,00	0,00	0,79	0,79	0,79
Comprimento do balanço, a	m	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
Imperfeição inicial, δ/L :	N/A	0,0002	0,0010	0,0033	0,0002	0,0010	0,0033	0,0002	0,0010	0,0033
Excentricidade das alças de içamento, e_s	m	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Fonte: Autor (2017)

Tabela 6 – Resultados balanço 0,40 m

RESULTADOS:	un.	real	1	2	3	4	5	6	7	8
Ângulo de giro, β:	graus	0,230	1,241	4,094	0,244	1,220	4,026	0,251	1,256	4,144
Forças Internas:										
N_x (longitudinal)	kN	-71,112	-71,102	-70,998	0,000	0,010	0,107	-123,170	-123,159	-123,050
N_y (eixo de maior inércia ao cisalhamento)	kN	-119,058	-119,031	-118,755	-119,058	-119,032	-118,766	-119,058	-119,031	-118,748
N_z (eixo de menor inércia ao cisalhamento)	kN	-0,529	-2,853	-9,407	-0,507	-2,535	-8,357	-0,618	-3,086	-10,175
Momentos internos:										
M_x (momento de torção)	kN·m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M_y (flexão eixo de menor inércia à flexão)	kN·m	3,104	16,729	55,163	2,975	14,862	49,003	3,622	18,096	59,673
M_z (flexão eixo de maior inércia à flexão)	kN·m	746,0	745,9	744,1	698,1	697,9	696,3	780,1	780,0	778,1
Deslocamentos										
V (Eixo de maior inércia)	cm	1,414	1,619	1,620	1,393	1,496	1,497	1,393	1,706	1,708
W (Eixo de menor inércia)	cm	0,078	0,418	1,378	0,074	0,371	1,224	0,091	0,452	1,490
Ângulo de torção, ϕ:	graus	-0,0026	-0,0141	-0,0464	-0,0026	-0,0130	-0,0428	-0,0030	-0,0148	-0,0489

Fonte: Autor (2017)

Tabela 7 – Resultados balanço 0,00 m

RESULTADOS:	un.	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Ângulo de giro, β:	graus	0,284	1,417	4,677	0,279	1,392	4,593	0,287	1,436	4,738
Forças Internas:										
N_x (longitudinal)	kN	-71,112	-71,099	-70,974	0,000	0,012	0,130	-123,169	-123,157	-123,025
N_y (eixo de maior inércia ao cisalhamento)	kN	-123,118	-123,082	-122,709	-123,118	-123,083	-122,724	-123,118	-123,081	-122,698
N_z (eixo de menor inércia ao cisalhamento)	kN	-0,666	-3,330	-10,976	-0,599	-2,991	-9,859	-0,716	-3,578	-11,795
Momentos internos:										
M_x (momento de torção)	kN·m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000
M_y (flexão eixo de menor inércia à flexão)	kN·m	4,045	20,211	66,630	3,633	18,154	59,846	4,346	21,717	71,596
M_z (flexão eixo de maior inércia à flexão)	kN·m	793,8	793,6	791,2	747,3	747,1	744,9	826,8	826,6	824,083
Deslocamentos										
V (Eixo de maior inércia)	cm	2,090	1,841	1,841	1,741	1,712	1,713	2,090	1,931	1,931
W (Eixo de menor inércia)	cm	0,108	0,540	1,780	0,097	0,485	1,599	0,116	0,580	1,913
Ângulo de torção, ϕ:	graus	-0,0032	-0,0160	-0,0527	-0,0030	-0,0149	-0,0490	-0,0034	-0,0168	-0,055

Fonte: Autor (2017)

Tabela 8 – Resultados balanço 4,00 m

RESULTADOS:	un.	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Ângulo de giro, β:	graus	0,042	0,208	0,685	0,041	0,206	0,679	0,042	0,209	0,690
Forças Internas:										
N_x (longitudinal)	kN	-71,112	-71,111	-71,101	0,000	0,001	0,009	-123,170	-123,169	-123,156
N_y (eixo de maior inércia ao cisalhamento)	kN	-82,519	-82,519	-82,513	-82,519	-82,519	-82,514	-82,519	-82,519	-82,513
N_z (eixo de menor inércia ao cisalhamento)	kN	-0,098	-0,490	-1,616	-0,059	-0,296	-0,977	-0,126	-0,631	-2,083
Momentos internos:										
M_x (momento de torção)	kN·m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M_y (flexão eixo de menor inércia à flexão)	kN·m	0,340	1,699	5,605	0,183	0,914	3,016	0,455	2,273	7,501
M_z (flexão eixo de maior inércia à flexão)	kN·m	309,9	309,9	309,9	254,7	254,7	254,6	349,7	349,7	349,7
Deslocamentos										
V (Eixo de maior inércia)	cm	0,348	0,314	0,314	0,348	0,246	0,246	0,348	0,363	0,364
W (Eixo de menor inércia)	cm	0,004	0,020	0,065	0,002	0,010	0,034	0,005	0,027	0,088
Ângulo de torção, φ:	graus	-0,0005	-0,0027	-0,0090	-0,0004	-0,0021	-0,0070	-0,0006	-0,0032	-0,0104

Fonte: Autor (2017)

Tabela 9 – Resultados balanço 5,00 m

RESULTADOS:	un.	27	28	29	30	31	32	33	34	35
Ângulo de giro, β:	graus	0,004	0,022	0,074	0,004	0,022	0,072	0,005	0,023	0,075
Forças Internas:										
N_x (longitudinal)	kN	-71,112	-71,112	-71,109	0,000	0,000	0,001	-123,170	-123,170	-123,166
N_y (eixo de maior inércia ao cisalhamento)	kN	-72,369	-72,369	-72,369	-72,369	-72,369	-72,369	-72,369	-72,369	-72,369
N_z (eixo de menor inércia ao cisalhamento)	kN	-0,039	-0,195	-0,645	-0,005	-0,027	-0,091	-0,064	-0,318	-1,050
Momentos internos:										
M_x (momento de torção)	kN·m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M_y (flexão eixo de menor inércia à flexão)	kN·m	0,130	0,648	2,138	0,010	0,050	0,165	0,217	1,086	3,582
M_z (flexão eixo de maior inércia à flexão)	kN·m	186,3	186,3	186,3	131,5	131,5	131,5	224,8	224,6	224,6
Deslocamentos										
V (Eixo de maior inércia)	cm	0,000	0,136	0,136	0,000	0,084	0,084	0,348	0,173	0,173
W (Eixo de menor inércia)	cm	0,001	0,006	0,019	0,000	0,000	0,001	0,002	0,010	0,033
Ângulo de torção, φ:	graus	-0,0002	-0,0012	-0,0039	-0,0001	-0,0007	-0,0024	-0,0003	-0,0015	-0,0050

Fonte: Autor (2017)

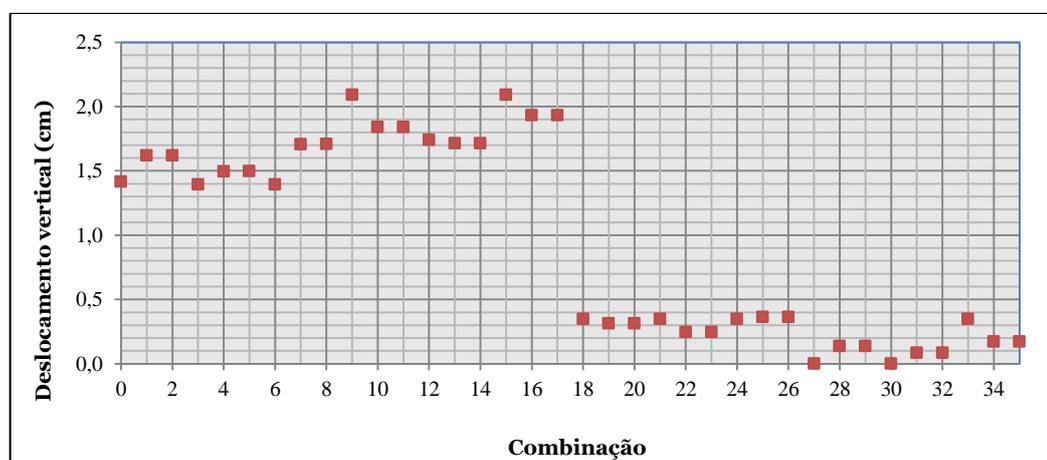
O momento de torção (M_x) apresentou apenas valores nulos por não haver, nos casos de içamento analisados, presença de esforços verticais e/ou horizontais aplicados fora do centro de torção da peça.

No caso da flexão em torno do eixo de menor inércia à flexão (M_y) os parâmetros avaliados influenciaram de forma parecida ao que ocorreu para N_z e β : diminui com o aumento do comprimento do balanço; e para menores ângulos de inclinação dos cabos e excentricidade inicial reduzida há efeito de estabilidade da viga. No içamento com cabos retos, balanço de 5,00 m e excentricidade de 0,45 cm momento M_y é praticamente nulo.

O momento fletor M_z (no eixo de maior inércia à flexão), na situação de campo (balanço de 0,40 m), no meio do vão, vale 746 kNm, bem próximo a pior situação encontrada (sem balanços) igual a 826,8 kNm. Essa variável praticamente não foi influenciada pela excentricidade inicial (apresentando variações de apenas 2 kN·m) para os mesmos comprimentos de balanços. A inclinação dos cabos (0° , 30° e 45°) também praticamente não afeta o valor do momento. No entanto, o comprimento do balanço causou variação da ordem de 3,5 a 5,5 vezes em M_z , comparando-se as combinações sem balanço e com balanço de 5,00 m.

Analisando o deslocamento vertical (em relação ao eixo de maior inércia – V) nota-se que a influência do comprimento dos balanços é bastante expressiva, produzindo, para casos extremos, variações de até 2,0 cm. A inclinação dos cabos e a excentricidade inicial da peça são mais expressivas para combinações com balanço reduzido. Esses dados estão apresentados no gráfico da Figura 13.

Figura 13 – Deslocamento vertical



Fonte: Autor (2017)

O deslocamento horizontal (W) e o ângulo de torção (φ) apresentam maiores valores para içamentos com balanços reduzidos, alto valor de ângulo de inclinação dos cabos e elevadas imperfeições iniciais.

Finalmente, pode-se concluir que o içamento realizado com balanço de 0,40 m de comprimento, inclinação dos cabos de 30° e excentricidade inicial de 0,45 cm resulta em um içamento de segurança mediana, pois apresenta baixos valores para ângulo de giro (0,230 graus), N_z (- 0,529 kN), deslocamento lateral (0,078 cm), ângulo de torção (- 0,0026 graus) e M_y igual a 3,104 kN·m; mas, ao mesmo tempo maiores valores de esforço normal N_x (- 71,112 kN), N_y (- 119,058 kN) e deslocamento vertical (1,414 cm), além de M_z igual a 746,00 kN·m.

A situação mais favorável para a viga em estudo, considerando a excentricidade real, é com balanço de 5,00 m e cabos retos, pois são reduzidos todos os deslocamentos e rotações, além dos esforços: apresenta ângulo de giro e de torção, deslocamentos, N_x , N_z e M_y praticamente nulos, N_y de -72,369 kN e M_z igual a 131,5 kNm.

9 MOMENTO CRÍTICO POR INSTABILIDADE LATERAL

Analisadas as diversas condições de içamento da viga, serão calculados os momentos críticos por instabilidade lateral, a fim de verificar se a ruína da peça se dará por efeito da flexão ou devido à instabilidade da peça.

No procedimento serão consideradas: a formulação proposta por Revathi e Menon (2006), realizando adaptações para aplicação em seção I – Equação 8 –, e duas combinações distintas: a situação real (balanço de 0,40 cm, cabos com inclinação de 30° e excentricidade inicial de 0,45 cm) e aquela que apresentou resultados mais desfavoráveis à estabilidade da peça (içamento sem balanço, cabos inclinados a 45° e imperfeição inicial de 8,00 cm).

$$M_{cr} = \frac{C_1}{C_2 \times l} \sqrt{B_{ef} C_{ef}} \quad (8)$$

onde:

M_{cr} : Momento crítico de instabilidade lateral;

C_1 : coeficiente que depende da configuração do carregamento:

✓ π – para flexão pura;

- ✓ 3,53 – para carregamento uniformemente distribuído;
- ✓ 4,23 – para carga aplicada no centro do vão;
- ✓ 1,09 π – para cargas concentradas, aplicadas nos terços médios do vão;

C_2 : comprimento efetivo do elemento:

- ✓ 1 – pra vigas biapoiadas;
- ✓ 0,5 – para vigas biengastadas.

l : comprimento do vão;

B_{ef} : rigidez à flexão efetiva, calculado conforme Equação 9:

$$B_{ef} = E_c \left\{ \left(\frac{M_r}{0,8M_u} \right)^3 \times \left(\frac{b^3 h}{12} \right) + \left[1 - \left(\frac{M_r}{0,8M_u} \right)^3 \right] \left[\left(\frac{b^3 x}{12} \right) + \psi \left(\frac{E_s}{E_c} \sum I_{sy} \right) \right] \right\} \quad (9)$$

E_c : módulo de elasticidade secante (Equações 10 e 11 – ABNT NBR 6118:2014):

$$E_c = \alpha_i \times E \quad (10)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \quad (11)$$

h : altura da seção;

M_u : Momento último da seção;

ψ : fator utilizado para considerar a parcela de contribuição das armaduras, para vigas superarmadas é 1 e para subarmadas 0;

I_{sy} : Momento estático da área de aço longitudinal em relação ao eixo de menor inércia;

M_r : Momento de fissuração, segundo ABNT NBR 6118: 2014 obtido pela Equação 12:

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} l_c}{\gamma_t} \quad (12)$$

α : fator que correlaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta:

- ✓ 1,2 para seções T ou duplo T;
- ✓ 1,3 para seções I ou T invertido;
- ✓ 1,5 para seções retangulares

f_{ct} : resistência do concreto à tração (MPa) – $0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}$;

I_c : momento de inércia da seção bruta do concreto;

y : distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

C_{ef} : rigidez à torção efetiva (Equação 13):

$$C_{ef} = \frac{4\mu E_s A_0^2 A_c}{\rho_0^2 \left(\frac{1}{\rho_l} + \frac{1}{\rho_{tr}} \right)} \quad (13)$$

μ : multiplicador de rigidez, Tavio e Teng (2004) recomendam o valor de 1,5;

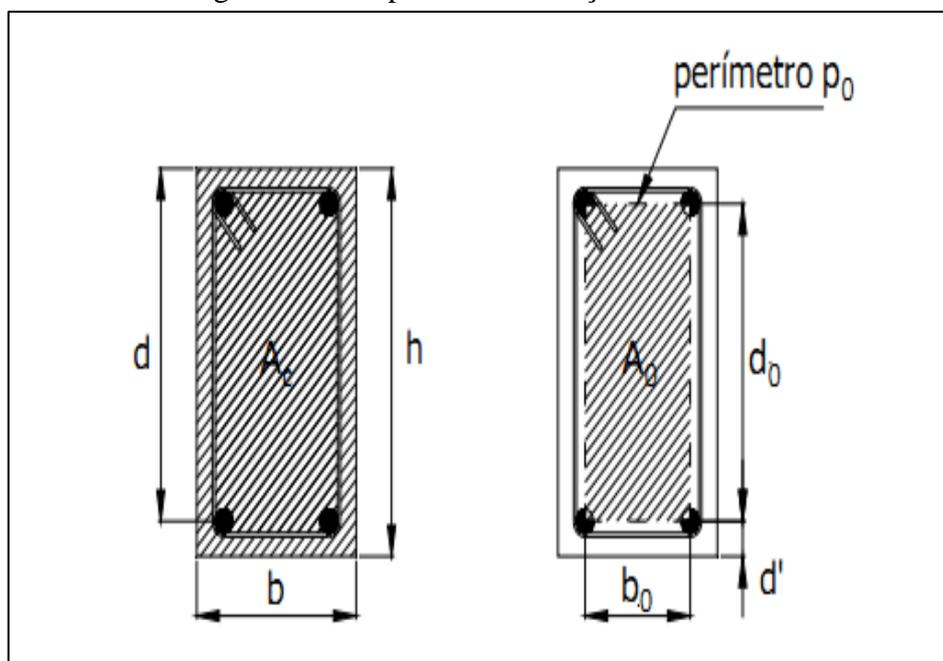
E_s : módulo de elasticidade do aço, 21.000 kN/cm²;

ρ_l : taxa de armadura longitudinal – $\frac{A_l}{A_c}$;

ρ_{tr} : taxa de armadura transversal – $\frac{A_{tr} \times \rho_0}{A_c \times s}$;

A_0 , A_c e ρ_0 : são propriedades da seção transversal, evidenciadas na Figura 14; s indica o espaçamento entre as armaduras transversais (definido em projeto 25 cm).

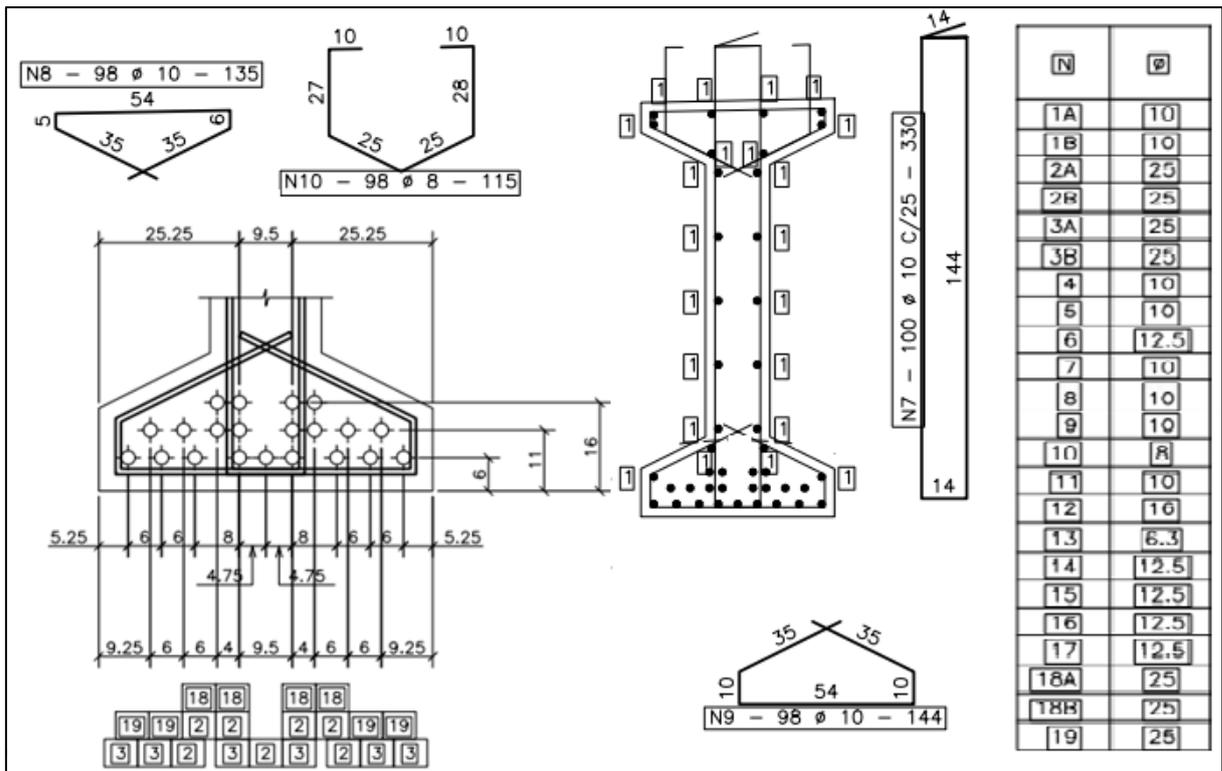
Figura 14 – Propriedades da seção transversal



Fonte: KRAHL (2014)

A seção transversal detalhada é apresentada na Figura 15, com o detalhamento da armadura longitudinal e transversal.

Figura 15 – Detalhamento da viga



Fonte: Finger&Sommer (2015)

O primeiro parâmetro a ser definido consiste na taxa de armadura longitudinal. Na Tabela 10 é mostrada a quantidade de cada uma das barras presentes na seção, bem como sua área unitária e total, e a área da armadura longitudinal. O quociente entre a área longitudinal de aço e a área de concreto (utilizando seção idealizada – Figura 8) constitui a taxa de armadura longitudinal: $120,38/4000 = 0,030095$.

Tabela 10 – Área da armadura longitudinal

Numeração no desenho	Diâmetro da barra (mm)	Quantidade de barras	Área unitária (cm ²)	Área total (cm ²)
1	10	22	0,785	17,27
2	25	7	4,910	34,37
3	25	6	4,910	29,46
18	25	4	4,910	19,64
19	25	4	4,910	19,64
TOTAL				120,38

Fonte: Autor (2017)

Considerando a seção idealizada de concreto (Figura 8) e a distribuição da armadura nessa seção, com armadura transversal e porta estribos de 10 mm, considerando cobertura de 3 cm, tem-se a taxa de armadura longitudinal pelo quociente entre: o produto da área transversal

$(\pi \times (1/2)^2 = 0,7854 \text{ cm}^2)$ pelo perímetro (416 cm) e a multiplicação da área de concreto pelo espaçamento entre as armaduras transversais (25 cm): $(0,7854 \times 416) / (4000 \times 25) = 0,003267$.

A área A_0 é definida como a região delimitada pelos estribos. Considerando as mesmas aproximações utilizadas para cálculo da taxa de armadura transversal tem-se um valor de $0,208 \text{ m}^2$ ou 2080 cm^2 . Com todos os parâmetros determinados, o coeficiente de rigidez à torção será:

$$C_{ef} = \frac{4 \times 1,5 \times 21000 \times 2080^2 \times 4000}{416^2 \left(\frac{1}{0,030095} + \frac{1}{0,003267} \right)} = 37.133.163 \text{ kNcm}^2 = 3.713 \text{ kNm}^2$$

Na sequência, é definido o momento de fissuração onde α apresenta o valor de 1,3 por se tratar de seção I; a resistência à tração do concreto é de 3,21 MPa, por se tratar de concreto de resistência característica à compressão de 35 MPa – como o içamento é situação de serviço é aplicado o limite inferior, correspondente a $0,7 \times f_{ct} = 2,25$; a inércia em relação ao eixo de maior inércia é de $0,080808 \text{ m}^4$; e a distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada, como definida na coordenada do y_{CG} , é de 0,6263 m. Assim, M_r será:

$$M_r = \frac{1,3 \times 2,25 \times 0,080808}{0,6263} = 0,37739 \times 10^6 \text{ Nm} = 377,4 \text{ kNm}$$

Determina-se então o cálculo da rigidez à flexão efetiva. Para isso é necessário encontrar o módulo de elasticidade secante:

$$E_c = \left(0,8 + 0,2 \times \frac{35}{80} \right) \times 3,31 \times 10^4 = 29.376 \text{ MPa}$$

O próximo passo é a definição do momento último e da posição da linha neutra. A variável x representa a distância vertical da borda mais comprimida até o ponto de tensões nulas. A primeira hipótese utilizada é considerar a linha neutra na mesa superior da seção, utilizando-se equilíbrio de esforços tem-se a Equação 14, onde R_{st} , R_{sc} e R_{cc} são as resultantes do aço à tração, do aço à compressão e do concreto à compressão, respectivamente.

$$R_{st} = R_{sc} + R_{cc} \quad (14)$$

$$A_s \times \sigma_s = A'_s \times \sigma'_s + A_c \times \sigma_c$$

Considerando tensões máximas atuando na seção, “retangularização” do diagrama de tensões (diagrama parábola-retângulo) no concreto, área de aço de tração 21 barras de diâmetro de 25 mm e área de aço comprimida 8 barras de 10 mm, tem-se:

$$103,11 \times \frac{50}{1,15} = 6,28 \times \frac{50}{1,15} + 0,8x \times 60 \times 0,85 \times \frac{3,5}{1,4}$$

$$x = 41,27 \text{ cm}$$

Considerando que para estar localizada na mesa o valor de x poderia ser no máximo a espessura da flange (h_f), portanto máxima de 15 cm, a mesma não está localizada nessa parte da seção. Assim, adota-se uma segunda hipótese: linha neutra na alma e desenvolve-se a Equação 15, onde $R_{cc,w}$ e $R_{cc,f}$ são as resultantes de compressão no concreto na alma e na flange, respectivamente.

$$R_{st} = R_{sc} + R_{cc,f} + R_{cc,w} \quad (15)$$

$$A_s \times \sigma_s = A'_s \times \sigma'_s + A_{c,f} \times \sigma_{c,f} + A_{c,w} \times \sigma_{c,w}$$

Adotando as mesmas considerações da primeira hipótese, a alma iniciando-se na borda superior da peça e a mesa sendo formada apenas pelas duas partes laterais do I, tem-se:

$$103,11 \times \frac{50}{1,15} = 6,28 \times \frac{50}{1,15} + (60 - 20) \times 15 \times 0,85 \times \frac{3,5}{1,4} + 0,8x \times 20 \times 0,85 \times \frac{3,5}{1,4}$$

$$x = 86,32 \text{ cm}$$

Como a linha neutra está na alma ($h_w = 95 + 15 = 110$ cm), parte-se para a verificação das tensões que efetivamente atuam na seção. Para isso é considerada deformação do concreto (ϵ_c) como máxima e, por semelhança de triângulos no diagrama de deformações (Figura 16), é calculada a deformação no aço de compressão e de tração. As distâncias indicadas no diagrama são calculadas considerando o centróide de cada armadura, sendo que a armadura de tração está dividida em 3 camadas, com 9 ϕ_{25} na primeira camada (distância de $3,00 + 1,00 + 1,25 = 5,25$ cm da borda tracionada), 8 ϕ_{25} na segunda camada ($5,25 + 2,50 + 1,25 = 9,00$ cm em relação à borda inferior) e 4 ϕ_{25} na terceira camada ($9,00 + 2,50 + 1,25 = 12,78$ cm distante da borda tracionada). A armadura superior possui duas camadas, com 4 ϕ_{10} na primeira camada (distância até a borda superior de $3,00 + 1,00 + 0,5 = 4,50$ cm) e 4 ϕ_{10} na segunda camada ($4,50 + 1,00 + 0,50 = 6,00$ cm em relação à borda comprimida). Assim tem-se

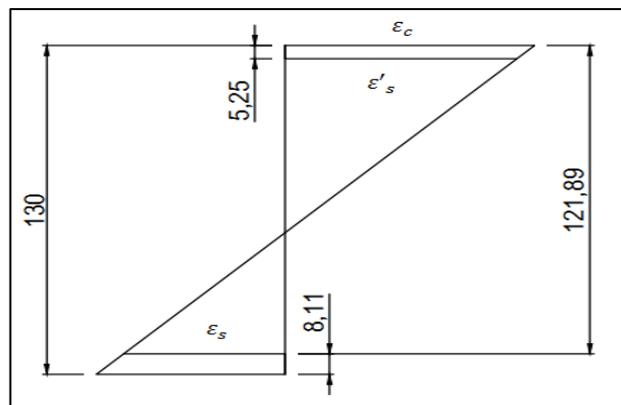
distância do centro da armadura de tração à borda tracionada (d'), altura útil (d) e distância do centro da armadura de compressão à borda comprimida (d''):

$$d' = \frac{9 \times 4,910 \times 5,25 + 8 \times 4,910 \times 9 + 4 \times 4,910 \times 12,75}{21 \times 4,910} = 8,11 \text{ cm}$$

$$d = 130 - 8,11 = 121,89 \text{ cm}$$

$$d'' = \frac{4 \times 0,785 \times 4,5 + 4 \times 0,785 \times 6}{8 \times 0,785} = 5,25 \text{ cm}$$

Figura 16 – Diagrama de deformação



Fonte: Autor (2017)

$$\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$$

$$\frac{3,5}{86,32} = \frac{\varepsilon_s}{35,57} \rightarrow \varepsilon_s = 1,44\text{‰}$$

$$\frac{3,5}{86,32} = \frac{\varepsilon'_s}{81,07} \rightarrow \varepsilon'_s = 3,29\text{‰}$$

Com as deformações definidas são calculadas as tensões correspondentes, para o concreto $0,85 \times f_{cd}$ e para o aço $\sigma_{sd} = \varepsilon_s \times E_s$. No caso do aço, para as situações em que a deformação ultrapassa o limite de escoamento (2,07‰), a tensão equivale a $50/1,15 = 43,48 \text{ kN/cm}^2$. Assim, as tensões são $\sigma_c = 2,125 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_{sd} = 30,24 \text{ kN/cm}^2$ e $\sigma'_{sd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$. Aplicando a Equação 15, tem-se que a posição da linha neutra está em $x = 46,18 \text{ cm}$. Portanto, não pode a linha neutra estar em nenhuma das posições até aqui calculadas, mas sabe-se que se encontra entre esses valores: 46,18 cm e 86,32 cm. Aplicando-se diversas iterações chegou-se ao valor de 78,35 cm para sua posição real.

$$\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$$

$$\frac{3,5}{78,35} = \frac{\varepsilon_s}{43,54} \rightarrow \varepsilon_s = 1,94\text{‰}$$

$$\frac{3,5}{78,35} = \frac{\varepsilon'_s}{73,10} \rightarrow \varepsilon'_s = 3,27\text{‰}$$

Para essas deformações os valores de tensão são de $\sigma_c = 2,125 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_{sd} = 40,85 \text{ kN/cm}^2$ e $\sigma'_{sd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$. Utilizando a Equação 15 para essas tensões é encontrada a posição da linha neutra de 78,35 cm. Dessa forma as resultantes de tração e compressão serão:

$$R_{st} = 103,11 \times 40,85 = 4212,04 \text{ kN}$$

$$R_{sc} = 6,28 \times 43,48 = 273,05 \text{ kN}$$

$$R_{cc,f} = (60 - 20) \times 15 \times 2,125 = 1275,00 \text{ kN}$$

$$R_{cc,w} = 0,8 \times 78,35 \times 20 \times 2,125 = 2663,9 \text{ kN}$$

Como o equilíbrio de forças horizontais foi satisfeito, o próximo passo consiste na determinação do momento último (M_u), considerando o somatório de momentos no ponto de aplicação da resultante de tração no aço tracionado (Equação 16).

$$M_u = R_{sc} \times (d - d'') + R_{cc,f} \times \left(d - \frac{h_f}{2}\right) + R_{cc,w} \times (d - 0,4x) \quad (16)$$

$$M_u = 273,05 \times (121,89 - 5,25) + 1275 \times \left(121,89 - \frac{15}{2}\right) + 2663,9 \times (121,89 - 0,4 \times 78,35)$$

$$M_u = 418.912 \text{ kNcm}$$

Ainda antes de calcular a rigidez a flexão é preciso determinar se a seção está superarmada ou subarmada. Conforme ABNT NBR 6118:2014 a tensão no limite de escoamento do aço é de 435 MPa, considerando o módulo de elasticidade tem-se que a deformação de escoamento do aço é de 2,07‰. Como a deformação sofrida pelo aço tracionado presente na seção é menor do que a de escoamento, segundo a mesma norma, a seção é superarmada. Assim sendo, o coeficiente $\psi = 1$. No entanto, como a armadura é disposta simetricamente em relação ao eixo de menor inércia, o momento estático I_{sy} é zero, anulando a última parcela da equação.

$$B_{ef} = 29376,25 \left\{ \left(\frac{37740}{0,8 \times 418.912} \right)^3 \times 0,006933 \right. \\ \left. + \left[1 - \left(\frac{37740}{0,8 \times 418.912} \right)^3 \right] \left[\left(\frac{60^3 \times 15}{12} + \frac{20^3 \times 63,35}{12} \right) + 0 \right] \right\}$$

$$B_{ef} = 9.159.145.314 \text{ kNcm}^2 = 915.914,5 \text{ kNm}^2$$

Pode-se então determinar o momento crítico, considerando o coeficiente C_1 de 3,53 por se tratar de peso próprio, que configura carregamento uniformemente distribuído; e C_2 igual a 1, pois a viga está apoiada nos dois pontos de içamento.

$$M_{cr} = \frac{3,53}{1 \times 24,27} \sqrt{915.914,5 \times 3.713} = 8.482 \text{ kNm}$$

Assim, calcula-se o fator de segurança para a situação real, dividindo-se o momento crítico pelo momento atuante:

$$FS_{real} = \frac{8482}{746} = 11,37$$

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No decorrer do desenvolvimento deste trabalho foi possível perceber a necessidade de considerar a fase de içamento durante o cálculo de vigas longas e esbeltas. Essa fase transitória pode imprimir à viga esforços que não são aplicados na peça durante sua etapa de utilização, ou seja, em serviço. Destaca-se ainda que outras forças, que não foram consideradas nesta análise (como a ação do vento), podem atuar quando a viga está sendo elevada prejudicando a estabilidade da peça.

Nota-se que o momento de fissuração não foi excedido para as combinações onde o içamento foi realizado com balanços de comprimento expressivo (4 m e 5 m) e que para todas as formas consideradas, o momento crítico não foi atingido.

A situação mais crítica com relação à segurança analisada neste trabalho foi com içamento pelas extremidades, cabos inclinados a 45° e excentricidade igual a $L/300$. Vale ressaltar que, para a situação mais favorável do içamento, com balanços de 5,00 m e cabos retos, a excentricidade lateral inicial influencia muito pouco os esforços solicitantes, deslocamentos e rotações.

Para a situação real o fator de segurança apresentado foi em torno de 11, o que é muito bom para a execução desta fase transitória.

Finalmente, a fim de garantir maior segurança durante a elevação da viga, indica-se o cuidado durante a concretagem da peça, com relação ao posicionamento correto das formas e ao adensamento, evitando elevados valores de imperfeição inicial (excentricidade). Há ainda de se destacar a importância de utilizar balanços com comprimento em torno de $1/4$ a $1/5$ do vão total da viga, que contribuem para a distribuição de esforços, minimizando os efeitos de instabilidade na peça. Quanto à inclinação dos cabos deve-se, sempre que possível optar pelo uso de cabos retos. No entanto, caso haja indisponibilidade e/ou inviabilidade econômica na aquisição e/ou aluguel de equipamentos compatíveis à realização de tal procedimento, recomenda-se o uso de pequenas inclinações.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – procedimento. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 9062**– Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

BAIRÁN, J. M.; CLADERA, A. **Collapse of a precast concrete beam for a light roof**. Importance of elastomeric bearing pads in the element's stability. *Engineering Failure Analysis*, 39 (2014) 188–199.

CARDOSO, M. T. S. A. **Instabilidade lateral de vigas pré-moldadas sobre apoios elastoméricos considerando o efeito das imperfeições geométricas**. 2017. 123 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Uberlândia, 2017.

CATANIA, M.; COCCHI, G. M. **La stabilità nelle travi prefabbricate in regime transitorio e di esercizio**. Milano, ITEC, 1985.

COJOCARU, R. **Lifting Analysis of Precast Prestressed Concrete Beams**. 94p. 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: abr. 2017.

ELLIOTT, K. **Course on design of precast concrete structures**. 108p. 26-27 Agosto, São Carlos, Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 1997.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION. **EUROCODE 2** - Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, 160 pp, 2004.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Model Code 2010**: First Complete Draft. v. 2, Switzerland, 2010.

Finger&Somer. **Projeto Estrutural Viaduto Rua Olegário Maciel**. Prancha 7. Prefeitura Municipal de Uberlândia. Uberlândia, 2015.

FOLHA DE SÃO PAULO. **Rua onde caiu viga deveria estar fechada, dizem engenheiros**. Disponível em: <<http://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2014/06/1468284-rua-onde-caiu-viga-deveria-estar-fechada-dizem-engenheiros.shtml>>. Acesso em: abr. 2017.

IMPER, R. R.; LASZLO, G. **Handling and shipping of long span bridge beams**. PCI Journal, p.86-101, Nov.-Dec, 1987.

KRAHL, P. A. **Instabilidade lateral de vigas pré-moldadas em situações transitórias**. 2014. 208 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

LIMA, M. C. V. **Instabilidade lateral das vigas pré-moldadas em regime de serviço e durante a fase transitória**. 1995. 181 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

LIMA, M. C. V. **Contribuição ao estudo da instabilidade lateral de vigas pré-moldadas**. 2002. 179 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

LIMA, M. C. V.; EL DEBS, M. K. **Análise da instabilidade lateral de duas vigas pré-moldadas protendidas**. Cadernos de Engenharia de Estruturas (USP), v. 9, p. 71-93, 2007.

PCI Committee on Tolerances. **PCI Tolerance Manual for Precast and Prestressed Concrete Construction**. 1ª ed. Chicago, IL: PCI, 2000.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008**. 8 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

PLAUT, R. H.; MOEN, C. D. **Theory and applications of the lifting of elastic, doubly symmetric, horizontally curved beams**. Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA. Report No. CE/VPI-ST-11/04, dec., 2011.

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.

REVATHI, P., MENON, D. Estimation of Critical Buckling Moments in Reinforced Concrete Slender Beams. **ACI Structural Journal**, v. 103 (2), March/April, 296-303, 2006.

REVATHI, P., MENON, D. Slenderness Effects in Reinforced Concrete Beams. **ACI Structural Journal**, v. 104 (4), July/August, 412-419, 2007.

TAVIO; TENG, S. **Effective torsional rigidity of reinforced concrete members**. *ACI Structural Journal*, 101(2):252–60, 2004.

VT Lifting Analysis. **VT Lifting Analysis spreadsheet. Download Metric units** <<http://vtechworks.lib.vt.edu/handle/10919/23722>>, at the Virginia Tech Library's VTechWorks institutional repository, 2013.

YouTube. **Animação Viaduto Olegário Maciel**. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=HzCvZfaih->>. Acesso em: abr. 2017.