GABRIELA MARIANA CHUNG

Concepção de tabuleiros curvos e estaiados

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do título de
Mestre em Ciências.

Orientador:
Prof. Dr. Fernando Rebouças Stucchi

São Paulo

2018

GABRIELA MARIANA CHUNG

Concepção de tabuleiros curvos e estaiados

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do título de
Mestre em Ciências.

Área de Concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador:
Prof. Dr. Fernando Rebouças Stucchi

São Paulo

2018

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

Chung, Gabriela Mariana

Concepção de tabuleiros curvos e estaiados / G. M. Chung -- versão corr. -
São Paulo, 2018.
103 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São
Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Pontes estaiadas 2.Passarelas 3.Tabuleiro curvo 4.Concreto
I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de
Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

*Ao meu marido,
por tudo*

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela saúde e iluminação.

Aos meus pais, por tudo o que me foi dado e propiciado.

Ao meu marido Alexandre In Chun Chang, pelo amor, compreensão, por acreditar no meu sucesso e me apoiar em todos os momentos.

Aos meus sogros, pelo incansável apoio para a realização deste trabalho.

Ao Prof. Fernando Rebouças Stucchi pela dedicação e valiosa orientação a este trabalho, respeito e confiança depositada em mim.

À Planservi Engenharia e a todos os amigos, em especial ao Claudio Atsushi Murakami e à Daniele Boucher, pela amizade, incentivo e troca de experiências.

À Nemetschek, pelo constante suporte e colaboração.

E a todos que contribuíram direta ou indiretamente para a conclusão de mais uma etapa.

“O sucesso nasce do querer, da determinação e persistência em se chegar a um objetivo. Mesmo não atingindo o alvo, quem busca e vence obstáculos, no mínimo fará coisas admiráveis.”

(José de Alencar)

RESUMO

CHUNG, G. M. **Concepção de tabuleiros curvos e estaiados**. 2018. 103 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.

Dos sistemas de pontes suspensas por cabos, as estaiadas tem sido largamente utilizadas devido a sua capacidade de vencer grandes vãos e, além dessa vantagem estrutural, são esteticamente bem aceitas pela sociedade, valorizando o espaço urbano e muitas vezes tornando-o ponto de referência.

Atualmente, em que a otimização da infraestrutura viária é de extrema importância, as pontes estaiadas são bastante exploradas por suas vantagens construtivas, não demandando grandes áreas de apoio durante a construção que possam interferir no fluxo de veículos ou embarcações existente. Em conjunto a isso, a escolha do tipo de obra de arte se deve a diversos outros fatores, tais como as condições locais da fundação, o consumo de materiais e mão de obra, facilidades construtivas, etc. Muitas vezes é necessário estudar outras formas de utilização desse tipo de estruturas, como é o caso de pontes curvas, em que um traçado reto não bastaria para transpor um obstáculo e respeitar o traçado projetado ao viário. Para isso, o conhecimento das técnicas e teorias que fundamentam pontes estaiadas curvas é requisito para o estudo de uma concepção mais favorável e/ou otimizada, onde devem ser avaliados todos os fatores que influem em seu comportamento.

Este trabalho apresenta a avaliação de esforços no tabuleiro e no mastro para diversos modelos estruturais. Na primeira etapa será discutida a forma de concepção dos modelos aplicados a um estudo de caso através de comparação dos esforços para avaliar a viabilidade de simular o tensionamento inicial nos cabos através da aplicação de uma queda de temperatura. Em seguida, serão avaliados os efeitos da posição do mastro e do posicionamento unilateral dos estais, permitindo obter a configuração que apresente um melhor desempenho geral. Por fim, as análises serão aplicadas a um estudo de caso com tabuleiro de maior largura.

Dos resultados obtidos verificou-se que a configuração de tabuleiro suspenso pelo lado interno, única que não invade o gabarito de pedestres ou veículos, se mostrou viável sem, contudo, apresentar todas as vantagens estruturais, de modo que há torção significativa. Em compensação, a flexão se mostrou reduzida.

Palavras-chave: Ponte estaiada. Passarela. Tabuleiro curvo. Concreto.

ABSTRACT

CHUNG, G. M. **Conception of cable-stayed curved deck.** 2018. 103 p. Thesis (Master Degree in Structural Engineering) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.

In systems of suspended cable bridges, the cable-stayed bridges had been widely used because of its capacity to overcome large spans and for being aesthetically well accepted by society, valuing the urban space and often making it a landmark.

Currently, where the optimization of road infrastructure is of utmost importance, cable-stayed bridges are quite exploited by their constructive advantages, not requiring large areas of support during construction that may affect the existing traffic flow. In addition to this, the choice of the type of structure is due to several other factors such as local conditions of the foundation, the consumption of materials and labor, construction facilities, etc. It is necessary to study other forms of use of such structures, as in the case of curved bridges, where a straight path would not be enough to overcome an obstacle and respect the geometry of the road. For this, the knowledge of the techniques and theories behind curved cable-stayed bridges is a requisite for the study of a more favorable and/or optimized design, where all the factors that influence their behavior should be evaluated.

This paper presents the assessment of forces on the deck and pylon for several structural models. In the first step, the models design will be discussed applied to a case by comparing the forces to evaluate the feasibility of simulating the initial tensioning in the cables through the application of a temperature drop. Next, the effects of the pylon position and the unilateral positioning of the cables will be evaluated, allowing to obtain the configuration that presents a better overall performance. Finally, the analyzes will be applied to a case with a wider deck.

From the obtained results, it has been found that the configuration of deck suspended by the inner side, which does not invade the pedestrian or vehicle clearance, has proved to be feasible without, however, presenting all the structural advantages, so that there is significant torsion. In contrast, flexion was reduced.

Keywords: Cable-stayed bridge. Footbridge. Curved deck. Concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Passarela arcaica de bambu em Laos	23
Figura 3.2 – Ponte projetada por Faustus Verantius (Itália, 1617).....	24
Figura 3.3 – “King’s Meadows” (Inglaterra, 1817).....	25
Figura 3.4 – Ponte estaiada com arranjo em leque, proposta por Poyet (França, 1821)	25
Figura 3.5 – Ponte de Dryburgh Abbey (Inglaterra, 1817)	26
Figura 3.6 – Ponte sobre o Rio Saale (Alemanha, 1824)	26
Figura 3.7 – Ponte sobre o Rio Niágara (EUA, 1855).....	27
Figura 3.8 – Ponte do Brooklyn (EUA, 1883).....	28
Figura 3.9 – Ponte Tacoma Narrows (EUA, 1940)	28
Figura 3.10 – Ponte Octávio Frias de Oliveira (Brasil, 2008).....	30
Figura 3.11 – Ponte Pedonal Circular (Portugal, 2006)	31
Figura 3.12 – Ponte Pedonal Circular (Portugal, 2006)	31
Figura 4.1 – Componentes estruturais	32
Figura 4.2 – Transferência de esforços entre vigas, tabuleiro e cabos	33
Figura 4.3 – Ponte em Maracaibo (Venezuela, 1962)	34
Figura 5.1 – Planta do tabuleiro (medidas: cm).....	37
Figura 5.2 – Seção transversal do tabuleiro (medidas: cm).....	37
Figura 5.3 – Vista isométrica do modelo estrutural	38
Figura 5.4 – Estrutura deformada	39
Figura 5.5 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MI]	39
Figura 5.6 – Corte típico.....	40
Figura 5.7 – Modelo estrutural com apoios fictícios – [MAF].....	41
Figura 5.8 – Reações nos apoios (unidade: kN) – [MAF].....	41
Figura 5.9 – Sobrecarga acidental (unidades: kN, m)	43
Figura 5.10 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MCT].....	43
Figura 5.11 – Momento fletor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT]	44
Figura 5.12 – Momento torsor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT]	44
Figura 5.13 – Esforço cortante no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT]	44
Figura 5.14 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes – [MCT]	45
Figura 5.15 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT]	45

Figura 5.16 – Solicitações no mastro.....	46
Figura 5.17 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MT]	48
Figura 5.18 – Momento fletor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MT]	49
Figura 5.19 – Momento torsor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MT]	49
Figura 5.20 – Esforço cortante no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MT]	49
Figura 5.21 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes – [MT]	50
Figura 5.22 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes e acidentais – [MT] ..	50
Figura 5.23 – Excentricidades na base do mastro deslocado – Vista em planta	51
Figura 5.24 – Estrutura com deslocamento de mastro.....	52
Figura 5.25 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MCT-MD].....	52
Figura 5.26 – Momento fletor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT- MD].....	53
Figura 5.27 – Momento torsor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT- MD].....	53
Figura 5.28 – Esforço cortante no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT- MD].....	53
Figura 5.29 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes – [MCT-MD]	54
Figura 5.30 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT- MD].....	54
Figura 5.31 – Vistas isométricas do modelo estrutural – [MCT-Incl].....	56
Figura 5.32 – Interação de torção e cisalhamento segundo ABNT NBR 6118:2014.....	57
Figura 5.33 – Vistas isométricas do modelo estrutural – [MCT-Ext]	59
Figura 5.34 – Elemento de viga curva.....	60
Figura 5.35 – Torção e momento fletor	61
Figura 5.36 – Modelo com tabuleiro retificado e suspensão interna.....	61
Figura 5.37 – Diagrama de momento torsor – [tab. reto com suspensão interna].....	62
Figura 5.38 – Diagrama de momento fletor – [tab. reto com suspensão interna]	62
Figura 5.39 – Modelo com tabuleiro retificado e suspensão externa	63
Figura 5.40 – Diagrama de momento torsor – [tab. reto com suspensão externa]	63
Figura 5.41 – Diagrama de momento fletor – [tab. reto com suspensão externa].....	64
Figura 6.1 – Seção transversal do tabuleiro – estudo de caso (medidas: cm)	66
Figura 6.2 – Planta do tabuleiro – estudo de caso (medidas: cm)	67
Figura 6.3 – Vista isométrica do modelo estrutural – estudo de caso	67
Figura 6.4 – Vista isométrica do modelo estrutural – estudo de caso	68

Figura 6.5 – Reações nos apoios (unidade: kN) – [MAF-Estudo]	69
Figura 6.6 – Sobrecarga acidental (unidades: kN, m)	70
Figura 6.7 – Estrutura deformada – [MI-Estudo]	70
Figura 6.8 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MI-Estudo]	71
Figura 6.9 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MCT-Estudo]	71
Figura 6.10 – Momento fletor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Estudo]	72
Figura 6.11 – Momento torsor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Estudo]	72
Figura 6.12 – Esforço cortante no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Estudo]	73
Figura 6.13 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes – [MCT-Estudo]	73
Figura 6.14 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Estudo]	74
Figura 6.15 – Tensões de cisalhamento em seção celular simétrica	75
Figura 6.16 – Seção celular assimétrica	77
Figura 6.17 – Deformação da seção aberta: (a) na seção (b) no elemento infinitesimal	77
Figura 6.18 – Seção transversal aberta – estudo de caso (medidas: cm)	79
Figura 6.19 – Desenvolvimento das tensões – estudo de caso	79
Figura 6.20 – Tensões tangenciais na seção assimétrica (unidade: MPa)	82
Figura 6.21 – Decomposição da força resultante	82
Figura 6.22 – Sistemas mecanicamente equivalentes	83
Figura 6.23 – Distâncias das forças resultantes ao CG (medidas: cm)	84
Figura 6.24 – Sistemas de eixos locais, principais e centro de cisalhamento – <i>SCIA Engineer</i> (medidas: cm)	85
Figura 6.25 – Identificação da tensão de cisalhamento máxima	86
Figura A.1 – Estrutura deformada – [MI-Incl]	92
Figura A.2 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MI-Incl]	92
Figura A.3 – Reações nos apoios (unidade: kN) – [MAF-Incl]	93
Figura A.4 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MCT-Incl]	93
Figura A.5 – Momento fletor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Incl]	94
Figura A.6 – Momento torsor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Incl]	94
Figura A.7 – Esforço cortante no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Incl]	95
Figura A.8 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes – [MCT-Incl]	95

Figura A.9 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Incl]	96
Figura B.1 – Estrutura deformada – [MI-Ext]	97
Figura B.2 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MI-Ext]	97
Figura B.3 – Reações nos apoios (unidade: kN) – [MAF-Ext]	98
Figura B.4 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MCT-Ext]	98
Figura B.5 – Momento fletor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Ext]	99
Figura B.6 – Momento torsor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Ext]	99
Figura B.7 – Esforço cortante no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Ext]	100
Figura B.8 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes – [MCT-Ext]	100
Figura B.9 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Ext]	101
Figura C.1 – Modelo com tabuleiro retificado	102
Figura C.2 – Diagrama de momento torsor	102
Figura C.3 – Diagrama de momento fletor	103

LISTA DE TABELAS

Tabela 5.1 – Determinação da força nos estais.	42
Tabela 5.2 – Determinação de temperatura nos estais.....	47
Tabela 5.3 – Resumo comparativo entre os modelos	55
Tabela 5.4 – Resumo de esforços: modelo com mastro inclinado	56
Tabela 5.5 – Resumo de esforços: modelo com suspensão externa	59
Tabela 5.6 – Comparação de resultados	64
Tabela 5.7 – Comparação de resultados – [mastro mais rígido]	65
Tabela 6.1 – Determinação da força nos estais – estudo de caso	68
Tabela 6.2 – Resumo de esforços: estudo de caso.....	74
Tabela 6.3 – Comparação de resultados – [estudo de caso]	75
Tabela 6.4 – Cálculo das tensões de cisalhamento devidas a V	80
Tabela 6.5 – Resultantes	81
Tabela 6.6 – Tensões tangenciais na seção assimétrica.....	81
Tabela 6.7 – Resultante das forças verticais.....	83
Tabela 6.8 – Determinação dos momentos em relação ao CG – sistema I.....	84
Tabela A.1 – Determinação da força nos estais.....	93
Tabela B.1 – Determinação da força nos estais externos	98

LISTA DE SIGLAS

MI	Modelo inicial
MAF	Modelo com apoios fictícios
MCT	Modelo com cabos tensionados
MT	Modelo com aplicação de temperatura
MCT - MD	Modelo com cabos tensionados e mastro deslocado
MCT - Ext	Modelo com cabos tensionados e suspensão externa
MCT - Incl	Modelo com cabos tensionados e mastro inclinado
MCT - Estudo	Modelo com cabos tensionados do estudo de caso com tabuleiro largo

LISTA DE SÍMBOLOS

x, y, z	Sistema de coordenadas
M	Momento fletor
T	Momento torsor
V	Força cortante
l	Comprimento
Δl	Variação de comprimento
α	Coefficiente de expansão térmica
ΔT	Variação de temperatura
N	Força
E	Módulo de elasticidade
A	Área
p	Carga distribuída
t	Torção distribuída
e	Excentricidade
g	Carga permanente
q	Carga acidental
pp	Peso próprio
sc	Sobrecarga
V_{Rd2}	Força cortante resistida pela biela
T_{Rd2}	Momento torsor resistido pela biela

f_{ck}	Resistência do concreto à compressão
α_{v2}	Coefficiente de efetividade do concreto
δ	Deformação
F, N, R	Carga concentrada
R	Raio (onde indicado)
θ	Ângulo de inclinação
h_e	Espessura equivalente
A_e	Área equivalente
b_w	Largura das vigas de seção retangular ou nervura das vigas de seção T
d	Altura útil
V_{sd}	Força cortante de cálculo
T_{sd}	Momento torsor de cálculo
γ_f	Coefficiente de ponderação de ações
CG	Centro de gravidade
CS	Centro de cisalhamento
C_F	Centro de cisalhamento na seção fechada
C_A	Centro de cisalhamento na seção aberta
τ	Tensão tangencial
M_S	Momento estático
e	Espessura (onde indicado)
I_y	Momento de inércia em relação ao eixo y

G	Módulo de cisalhamento
γ	Distorção da seção
q_i	Fluxo de cisalhamento no ponto i

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
2	METODOLOGIA.....	21
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
3.1	Pontes no mundo	23
3.2	Passarelas de destaque.....	30
4	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	32
5	ANÁLISE DO CASO DA PASSARELA.....	35
5.1	Avaliação da concepção	35
5.1.1	Considerações iniciais.....	36
5.1.2	Modelo inicial (MI).....	39
5.1.3	Modelo com apoios fictícios (MAF).....	40
5.1.4	Modelo com cabos tensionados (MCT)	42
5.1.5	Modelo com mastro deslocado (MCT – MD).....	51
5.1.6	Comparação de resultados.....	55
5.2	Avaliação da inclinação do mastro.....	56
5.3	Verificação simplificada da seção do tabuleiro sob torção	57
5.4	Avaliação do posicionamento dos estais	59
5.4.1	Interpretação dos resultados.....	60
5.4.2	Comparações	64
6	ESTUDO DO CASO DA PASSARELA COM TABULEIRO LARGO.....	66
6.1	Considerações iniciais	66
6.2	Resultados	70
6.3	Verificação da seção da extremidade do tabuleiro	75
6.3.1	Força cortante em seção celular	75
6.3.2	Determinação da tensão de cisalhamento devida a força cortante	79
6.3.3	Determinação do centro de cisalhamento C_F	83
6.3.4	Verificação da biela comprimida	85
7	CONCLUSÕES.....	87
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	89
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	90

APÊNDICE A – Resultados da avaliação da inclinação do mastro.....	92
APÊNDICE B – Resultados da avaliação do posicionamento dos estais.....	97
APÊNDICE C – Esforços no tabuleiro retificado do estudo de caso.....	102

1 INTRODUÇÃO

O estudo da concepção de tabuleiros estaiados é ainda pouco difundido no Brasil. Com o aperfeiçoamento das técnicas e dos profissionais brasileiros, os estudos sobre estes tipos de solução estrutural vêm sendo cada vez mais aprofundados, fato que leva ao estudo e concepção de novas soluções a fim de que se possam otimizar o espaço e os recursos disponíveis, além de se minimizar impactos na estrutura viária. Outros autores já realizaram estudos comparativos entre as diversas formas de seções transversais, de distribuição dos cabos, de ancoragem deles no mastro e no tabuleiro, como também da determinação da distribuição de forças nos estais.

Dessa forma, justifica-se a necessidade de estender tais estudos a obras de arte estaiadas curvas, em que diversos outros fatores terão influência, tais como a curvatura, a posição do mastro, inclinação dos cabos e a geometria da seção transversal. Vale lembrar que na forma curva, as qualidades estéticas das obras estaiadas ficam mais realçadas, além de muitas vezes impressionantes.

Este trabalho visa descrever a influência dos principais fatores que definem o comportamento de pontes estaiadas curvas através de modelos estruturais, sendo eles: seção transversal, curvatura do traçado, posicionamento e inclinação do mastro e o posicionamento unilateral dos estais. De posse dos resultados, será feita uma avaliação da configuração mais favorável para cada situação.

Para elaboração dos modelos estruturais serão utilizados *softwares* que auxiliem na análise por meio das ferramentas que os programas apresentam.

2 METODOLOGIA

As estruturas em geral são bem descritas pela Teoria Linear da Elasticidade, ou simplesmente Teoria da Elasticidade, em que se adotam duas hipóteses que levam à linearidade dos problemas nela formulados: Linearidade Geométrica e Elasticidade Linear. Na primeira, não se faz diferença entre a configuração indeformada e a deformada na formulação das equações de equilíbrio. Na segunda, também denominada de Linearidade Física, admite-se que as componentes das tensões e deformações obedecem a uma relação linear através do módulo de rigidez elástica.

As formulações da teoria linear levam a resultados satisfatórios em estruturas de pequenos deslocamentos e deformações. No caso de pontes estaiadas, em que os elementos são mais leves e esbeltos, tais hipóteses deixam de ser válidas, o que nos leva a estender a análise à Teoria Não-linear da Elasticidade. Nela, consideram-se os efeitos de segunda ordem, fundamentais à análise da estabilidade de elementos lineares mais flexíveis, como é o caso dos estais que, tracionados, se deformam segundo uma catenária bastante sensível à força de tração, e também do mastro central, que por sua vez fica comprimido por grande força axial transmitida através dos estais. Além disso, os efeitos de instabilidade, tanto locais como globais, devem ser estudados de forma a garantir a segurança na concepção da estrutura, especialmente quando se considera o carregamento dinâmico devido ao vento em conjunto com o tráfego de pedestres.

Uma vez consolidados os fundamentos da concepção de pontes estaiadas, a caracterização do comportamento de uma ponte estaiada curva será feita através de modelagens com base nos estudos das bibliografias existentes e trabalhos acadêmicos já desenvolvidos.

O esquema estrutural será desenvolvido tendo como referência uma passarela de pedestres de traçado curvo suspenso por estais distribuídos em apenas um lado do tabuleiro e ancorados num mastro central, excêntrico ao tabuleiro. Em sequência, será analisada a influência da variação de cada um dos fatores geométricos no comportamento estrutural da passarela e identificada sua sensibilidade frente a tais variações.

Na primeira etapa do trabalho será discutida a forma de concepção dos modelos aplicados a um estudo de caso através de comparação dos esforços para avaliar a viabilidade de simular o

tensionamento inicial nos cabos através da aplicação de uma queda de temperatura. Em seguida, serão avaliados os efeitos da rigidez e posição (ou inclinação) do mastro e do posicionamento unilateral dos estais, tanto interna como externamente à curva do tabuleiro, permitindo obter a configuração que apresente um melhor desempenho geral. Por fim, as análises serão aplicadas a um estudo de caso com tabuleiro de maior largura, onde também será apresentada a verificação da seção transversal adotada no tabuleiro.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Pontes no mundo

O princípio de transportar cargas, suspendendo uma corda, corrente ou cabo através de um obstáculo é conhecido desde tempos antigos. No entanto, não foi antes de 1823 que a primeira ponte permanente suportada por cabos compostos por fios de ferro estirados foi construída em Genebra por Frenchman Marc Seguin que, nas duas décadas seguintes, construiu centenas de pontes suspensas por toda Europa (GIMSING; GEORGAKIS, 2012).

Existem relatos de pontes estaiadas construídas ainda antes dessa época, porém constituídas de materiais mais primitivos (Figura 3.1).

Na antiguidade, os egípcios já utilizavam esse conceito de estaiamento em barcos a vela. Em algumas regiões tropicais, as pontes estaiadas mais primitivas eram feitas de bambu e cipós inclinados presos às árvores (TROITSKY, 1977).

Isso demonstra que, naquela época, os construtores já tinham uma vaga ideia de alguns princípios básicos de pontes estaiadas.

Figura 3.1 – Passarela arcaica de bambu em Laos

Fonte: Troitsky (1977).

O primeiro registro da utilização de um tipo de ponte estaiada foi relatada em 1617, por Faustus Verantius, que propôs um sistema de pontes de barras de aço inclinadas que sustentavam um tabuleiro de madeira (TROITSKY, 1977).

Figura 3.2 – Ponte projetada por Faustus Verantius (Itália, 1617)

Fonte: Troitsky (1977).

Em contrapartida, acredita-se que as primeiras investigações da forma curva de um cabo suspenso sob seu próprio peso ocorreram em meados do século XVII por Galileu, que apontou a similaridade entre esta curva e uma parábola. A solução desta geometria, correspondente a carga uniformemente distribuída ao longo do cabo, que hoje é admitida como sendo a da catenária, foi primeiramente publicada em 1691 por James e John Bernoulli, Leibnitz e Huigens. O cabo parabólico recebeu considerável atenção não somente por sua formulação matemática mais simplificada, mas também porque, em muitas situações, tal como em pontes suspensas, Irvine¹ (1975 apud Oliveira, 2002) definiu que uma parcela substancial do carregamento é uniformemente distribuída na horizontal ao longo do vão.

Foi a partir desta época que muitos se sentiram atraídos por esta ideia e várias versões de ponte estaiadas foram construídas (EL DEBS, 1990).

Em 1784, na Suíça, um carpinteiro de Friburgo, de nome C.J. Loscher, construiu uma ponte em madeira suspensa com 32 m de vão, cujo sistema portante era constituído por estais

¹ Irvine, H.M. Statics of suspended cables. **Journal of the Construction Division**, New York, v. 101, n. EM3, p. 187-205, aug. 1975.

conectados a uma torre (EL DEBS, 1990). Já em 1817, dois engenheiros ingleses construíram a passarela de King's Meadow, com vão de 33,6 m, utilizando estais inclinados em arame conectados a torres de ferro.

Figura 3.3 – “King’s Meadows” (Inglaterra, 1817)

Fonte: Troitsky (1977).

Em 1821, provavelmente com o sucesso deste projeto, o arquiteto francês Poyet sugeriu a construção de uma ponte utilizando estais em barras de aço suspensos em altas torres. Nesse sistema, ele propôs a utilização de estais com arranjo em leque, ancorados no topo da torre (TROITSKY, 1977). A ideia de Poyet foi posteriormente desenvolvida pelo famoso engenheiro francês Navier, que em 1823 estudou sistemas de pontes enrijecidos por cabos inclinados.

Figura 3.4 – Ponte estaiada com arranjo em leque, proposta por Poyet (França, 1821)

Fonte: Troitsky (1977).

O uso dessa concepção para construção de pontes teria sido mais utilizado, não fosse pela série de acidentes ocorridos no início do século XIX. O primeiro deles foi em 1818, onde uma ponte construída sobre o Rio Tweed com 79,3 m de vão, na Inglaterra, entrou em colapso após uma forte tempestade, mas que já apresentava vibrações excessivas causadas pela travessia de pedestres (Figura 3.5).

Outro acidente ocorreu na Alemanha, em 1824, quando uma ponte estaiada de 78 m de vão construída sobre o Rio Saale entrou em colapso quando submetida a sobrecarga de multidão (Figura 3.6). A causa oficial nunca foi publicamente divulgada, no entanto a literatura técnica remete à hipótese de sobrecarga excessiva, que somada ao alto grau de deformabilidade teria provocado momentos de grande magnitude no tabuleiro, para qual a estrutura não estava dimensionada (WALTHER et al., 1999).

Esses fatos ocorridos levaram Navier a considerar as pontes pênséis mais confiáveis que as estaiadas (TROITSKY, 1977).

Figura 3.5 – Ponte de Dryburgh Abbey (Inglaterra, 1817)

Fonte: Troitsky (1977).

Figura 3.6 – Ponte sobre o Rio Saale (Alemanha, 1824)

Fonte: Troitsky (1977).

Nas décadas seguintes, diversas obras com o sistema estrutural misto de cabos pênseis e estais foram construídas, contribuindo para compreensão e aperfeiçoamento das estruturas suportadas por cabos, abandonando por vários anos o sistema de pontes estaiadas. John Roebling, engenheiro americano, foi responsável pela construção de diversas delas, onde as pontes pênseis eram enrijecidas por estais inclinados. Um exemplo de ponte mista de sua autoria é a ponte construída em 1855 nos Estados Unidos, em Niágara (TROITSKY, 1977).

Figura 3.7 – Ponte sobre o Rio Niágara (EUA, 1855)

Fonte: Troitsky (1977).

Roebling também foi responsável pela construção da famosa ponte de Brooklyn em Nova York em 1883, projetada com vão central de 486,50 m e comprimento total de 1059,90 m. É considerada uma das mais notáveis pontes suportadas por cabos e por diversos autores como a primeira grande obra de arte na qual os estais possuem um papel importante, suportando grande parte das cargas permanentes (Figura 3.8).

Devido ao sucesso dessas estruturas híbridas, as pontes exclusivamente estaiadas foram pouco utilizadas até meados do século XX.

Figura 3.8 – Ponte do Brooklyn (EUA, 1883)

Fonte: (<http://structure-structural-software.blogspot.com/2010/10/construction-of-brooklyn-bridge.html>)

Em 1940 ocorreu o colapso da ponte Tacoma Narrows em Washington, Estados Unidos, que na época era a terceira maior ponte suspensa do mundo em termos de vão central.

Figura 3.9 – Ponte Tacoma Narrows (EUA, 1940)

Fonte: (<http://goldengate.org/exhibits/portuguese/exhibitarea5a.php>)

O acidente instigou a todos, principalmente engenheiros, que não podiam acreditar como a mais moderna ponte suspensa, com o mais avançado projeto, pôde sofrer tamanha catástrofe devido a um vento relativamente fraco.

Após esse acontecimento, o campo da análise de vibração ganhou destaque e a ponte só foi reconstruída após a Segunda Guerra Mundial, marco importante que contribuiu para a evolução das pontes estaiadas no período da reconstrução da Europa em virtude da necessidade de se aproveitar as fundações de obras destruídas construindo pontes mais leves.

A primeira ponte estaiada no Brasil começou a ser construída no ano de 2000, sendo localizada em São Paulo, conhecida por Ponte-Estação Santo Amaro. Verifica-se que o uso de pontes estaiadas ainda é recente no Brasil devido ao fato de a tecnologia não estar dominada em todos os níveis envolvidos, mas principalmente porque os governantes só agora começaram a entender que em algumas obras especiais é preferível um investimento maior para se ter uma obra mais atraente. Isto é, não se pode construir cidades elegantes e agradáveis apenas pelo preço mínimo.

Outro exemplo de ponte estaiada no Brasil é a ponte Octávio Frias de Oliveira, inaugurada em 2008 na cidade de São Paulo. A ponte, que faz parte do Complexo Viário Real Parque, é formada por duas pistas estaiadas em curvas independentes que cruzam o rio Pinheiros, no bairro do Brooklin, sendo a única ponte estaiada do mundo com duas pistas em curva conectadas a um mesmo mastro.

Ambas as pontes têm vãos de 140 m do lado da Avenida Roberto Marinho e 150 m no lado da Marginal Pinheiros. Cada vão foi suspenso por um par de "planos", composta por 18 estais cada um. Os pares de estais que suspendem o vão do lado da Avenida Roberto Marinho conectam-se ao mastro sem cruzamento, enquanto que os "planos" no lado da Avenida Marginal, sobre o Rio Pinheiros, se cruzam no topo, próximo ao mastro (BERGER et al., 2009).

O tabuleiro da ponte tem 16 m de largura, com duas faixas de tráfego e duas faixas de pedestres de 85 centímetros. O mastro possui 138 m de altura e consiste de duas "pernas" com seções vazadas de dimensões variadas. As "pernas" estão ligadas aos níveis dos tabuleiros da ponte por vigas que suportam os segmentos iniciais da mesma e por mais duas vigas a 81 m e a 114 m de altura, conforme ilustra a Figura 3.10 (BERGER et al., 2009).

Figura 3.10 – Ponte Octávio Frias de Oliveira (Brasil, 2008)

Fonte: (<http://structurae.net/structures/octavio-frias-de-oliveira-bridge>)

3.2 Passarelas de destaque

A construção de rodovias ou grandes artérias nas cidades gera dificuldades para os pedestres. Torna-se então necessária a construção de passagens reservadas aos que transitam sem veículos. Algumas vezes essas passagens se situam por baixo da via sob a forma de túneis. Mais frequentemente, entretanto, a passagem é superior e então se denomina passarela.

As passagens inferiores não são muito apreciadas pelos pedestres, que preferem se arriscar com a travessia em nível, ocorrendo com isso muitos acidentes, algumas vezes fatais (VASCONCELOS, 1993).

Uma obra de destaque é a passarela situada em Aveiro, Portugal, caracterizada por um tabuleiro circular suspenso por tirantes metálicos desde o seu limite interior até o mastro inclinado, que por sua vez é sustentado por barras metálicas amarradas a um maciço de concreto. O tabuleiro é composto por um círculo de 26 m de diâmetro e 2 m de largura.

A solução adotada para as fundações indiretas do mastro e do maciço de amarração permitiu a quase completa eliminação de forças horizontais transmitidas ao maciço geotécnico, que não apresenta características competentes de fundação nas suas camadas superficiais.

Figura 3.11 – Ponte Pedonal Circular (Portugal, 2006)

Fonte: ([http://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Pedonal_Circular_\(Aveiro\)#/media/File:Aveiro_circular_pedestrian_b
ridge.jpg](http://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Pedonal_Circular_(Aveiro)#/media/File:Aveiro_circular_pedestrian_bridge.jpg))

Figura 3.12 – Ponte Pedonal Circular (Portugal, 2006)

Fonte: (<http://armchairtravelogue.blogspot.com.br/2009/10/unique-circular-footbridge-aveiro.html>)

4 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Os critérios de classificação das pontes dependem do ponto de vista sob o qual são considerados, podendo classificar-se de diversas maneiras, sendo as mais comuns quanto à finalidade, quanto ao material com que são construídas, quanto ao tipo estrutural, quanto ao tempo de utilização, quanto à fixidez ou mobilidade do estrado, entre outros.

As pontes estaiadas possuem como principal característica a leveza de sua estrutura, que resulta do fato dos pilares intermediários serem substituídos pelos estais, que apesar de sua maior deformabilidade, são eficientes. Desta forma, esse tipo de concepção é bastante adequado quando se é necessário cobrir grandes vãos de forma econômica, como é o caso de rios, vales profundos, passarelas para pedestres e viadutos, onde a construção de pilares seria muito difícil ou causaria alguma intervenção indesejável ao tráfego (EL DEBS,1990).

As pontes estaiadas são compostas pelas seguintes partes fundamentais:

- Tabuleiro
- Sistema de cabos
- Mastro

Figura 4.1 – Componentes estruturais

Fonte: Desconhecido

Em alguns casos, o tabuleiro possui seção transversal que permite uma conexão direta aos cabos, de forma que a transferência dos esforços entre os cabos e os elementos principais do tabuleiro é direta. No entanto, em algumas configurações essa transferência ocorre apenas através de elementos secundários, tais como transversinas e vigas de borda (GIMSING; GEORGAKIS, 2012).

A Figura 4.2 ilustra um caso em que duas vigas longitudinais de alma cheia são posicionadas a uma certa distância das extremidades. Neste caso, os cabos – posicionados fora da faixa de rolamento – são ancorados a uma viga de ancoragem (transversina) de seção retangular vazada e inclinada que transfere os esforços do cabo às vigas longitudinais (GIMSING; GEORGAKIS, 2012).

A ponte em Maracaibo, na Venezuela, é um exemplo clássico desse tipo de sistema (Figura 4.3).

Figura 4.2 – Transferência de esforços entre vigas, tabuleiro e cabos

Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Figura 4.3 – Ponte em Maracaibo (Venezuela, 1962)

Fonte: Gimsing e Georgakis (2012).

Quando as pontes estaiadas são curvas, os cabos, além de serem posicionados de forma a substituir apoios, devem sê-lo de forma a neutralizar os efeitos da curvatura, o que é possível variando-se sua posição e inclinações nos planos longitudinal e transversal. O estudo paramétrico desses efeitos e seu entendimento é um dos objetivos mais importantes desse trabalho.

5 ANÁLISE DO CASO DA PASSARELA

5.1 Avaliação da concepção

Nesta seção foram realizadas análises em um modelo tridimensional de barras e cabos com o auxílio do software *SCIA Engineer*², no qual é empregado o Método dos Elementos Finitos para análises não lineares. Foram utilizadas barras para representar o tabuleiro e o mastro, ambos de concreto, enquanto os cabos com arranjo em leque representam os estais de aço, cuja rigidez à flexão é admitida nula. Este software apresenta uma ferramenta para elementos de cabo de forma que é possível especificar uma força axial a ser considerada no início do processamento como um tensionamento inicial no elemento. Além disso, devido à catenária que o cabo apresenta sob o efeito do peso próprio, os cabos teriam que ter seu módulo de elasticidade corrigido segundo proposto pelo engenheiro alemão Franz Dischinger para que o cabo possa ser modelado apenas como uma barra. No entanto, essa correção não foi necessária porque o software já considera a geometria inicial do elemento de cabo conforme sua catenária no início do processamento. As propriedades físicas do concreto e aço respeitaram as recomendações da ABNT NBR 6118:2014.

Tendo em vista que a suspensão unilateral do tabuleiro influi nos esforços do mesmo e cada cabo se ancora numa transversina, foram utilizados elementos rígidos para simular a ligação do tabuleiro aos cabos, já que tal ligação não ocorre no centro de gravidade da seção transversal.

Além disso, sabe-se que esforços de torção ocorrem devido ao fato de o centro de cisalhamento da seção transversal não coincidir com o centro de gravidade. No entanto, tendo em vista que em seções celulares esses pontos são próximos, é usual adotar o eixo da barra que representa o tabuleiro no centro de gravidade, tal como foi feito neste trabalho.

Em primeira análise verificou-se o comportamento estrutural dos elementos sob a ação de peso próprio e sobrecarga, de onde se obtiveram grandes deslocamentos e esforços no tabuleiro. Em seguida, com o intuito de neutralizar a flecha inicial da estrutura devida ao seu peso próprio, simulou-se tensionamento nos estais a partir de uma tensão inicial obtida por

² SCIA Engineer 2015, ed. 15.1.106, Nemetschek Scia software, 2015.

meio de um modelo auxiliar, no qual a sustentação pelos estais é substituída por apoios fixos. Essa ideia baseia-se no método de anulação das reações em apoios fictícios proposto por Chen et al. (2000) para se obter uma boa distribuição de momentos no tabuleiro mediante um ajuste nas tensões aplicadas nos estais de forma a zerar os deslocamentos na ancoragem do cabo no tabuleiro (YTZA, 2009).

De posse dos novos resultados, estudou-se a influência da posição do mastro e da inclinação dos cabos de forma a avaliar se os ganhos ou perdas estruturais são relevantes para as considerações de projeto.

5.1.1 Considerações iniciais

A escolha do material do tabuleiro possui grande influência no custo e método construtivo da obra. Os tabuleiros de aço têm sido amplamente empregados em pontes de grandes vãos, pois, embora sua execução possua um custo mais alto comparada às obras em concreto, a redução do peso próprio da estrutura passa a ser significativa.

Em obras de menor porte, como passarelas, essa redução não é tão relevante para o custo total da obra, havendo preferência em se utilizar seções de concreto.

As grandes vantagens do concreto são a durabilidade, maior resistência ao fogo, à compressão e a liberdade de escolha da forma.

Na primeira etapa, o trabalho foi desenvolvido para uma passarela de pedestres em concreto com resistência característica à compressão de 45 MPa, 45 m de comprimento e raio de 25 m, cuja seção transversal é vazada com 20 cm de espessura, 5 m de largura e 1 m de altura, suspensa simetricamente por estais em seu lado interno da curva espaçados a cada 5 m, sendo utilizados 9 estais. As Figura 5.1 e 5.2 ilustram a geometria proposta.

Figura 5.1 – Planta do tabuleiro (medidas: cm)

Fonte: Própria autora.

Figura 5.2 – Seção transversal do tabuleiro (medidas: cm)

Fonte: Própria autora.

A altura do mastro é parâmetro importante, uma vez que define a inclinação dos estais e consequentemente sua eficiência. Existem diversas recomendações acerca da altura do mastro. Segundo Gimsing³ (1983 apud Torneri, 2002), a altura ideal para torres é da ordem de 20% do vão principal (medida a partir do nível do tabuleiro) para configuração de cabos em harpa e 15% para configurações em leque. No caso de mastros de concreto com seção caixão, a espessura das paredes deve ser suficientemente espessa para resistir às elevadas tensões normais de compressão.

Assim, adotou-se neste estudo um mastro de seção quadrada de 1 m x 1 m e altura total de 15m engastado em sua base, de forma que o tabuleiro encontra-se em sua meia altura. O

³ Gimsing, N.J. **Cable supported bridges**. Chichester: John Wiley, 1983. 400 p.

mastro foi posicionado no centro de gravidade do tabuleiro a fim de minimizar os esforços devidos às excentricidades de carga, conforme Figura 5.3.

As extremidades do tabuleiro são fixas quanto aos deslocamentos vertical e tangencial ao tabuleiro, condicionando o encontro com o terreno, além de possuir restrição à rotação torsional, de modo que simula a vinculação com as travessas de apoio.

Figura 5.3 – Vista isométrica do modelo estrutural

Fonte: Própria autora.

5.1.2 Modelo inicial (MI)

Para as condições apresentadas, simulou-se um modelo tridimensional sem tensionamento inicial, de onde se extraíram os deslocamentos devidos ao peso próprio da estrutura. Os resultados são apresentados nas Figura 5.4 e 5.5 a seguir com valores característicos.

Figura 5.4 – Estrutura deformada

Fonte: Própria autora.

Figura 5.5 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MI]

Fonte: Própria autora.

5.1.3 Modelo com apoios fictícios (MAF)

De forma simplificada, a força nos estais pode ser obtida a partir das reações de apoio por meio do equilíbrio dos nós, conforme ilustrado na Figura 5.6.

Figura 5.6 – Corte típico

Fonte: Própria autora.

O equilíbrio é dado segundo as fórmulas a seguir.

$$N = \frac{R}{\cos \theta} \quad (1)$$

com

$$\cos \theta = \frac{7,5}{l} \quad (2)$$

onde:

N: força no estai;

R: reação de apoio obtida no modelo;

θ : ângulo de inclinação do estai;

l : comprimento do estai em metro.

Substituindo-se a eq.(2) em eq.(1):

$$N = \frac{R \times l}{7,5} \quad (3)$$

Os resultados são apresentados a seguir.

Figura 5.7 – Modelo estrutural com apoios fictícios – [MAF]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.8 – Reações nos apoios (unidade: kN) – [MAF]

Fonte: Própria autora.

A Tabela 5.1 resume os esforços devidos ao peso próprio em cada estai.

Tabela 5.1 – Determinação da força nos estais.

Estai	L (m)	Reação (kN)	N (kN)
1	18,56	149,82	370,69
2	14,95	268,48	535,28
3	11,56	277,08	427,18
4	8,85	275,19	324,65
5	7,72	274,29	282,26
6	8,85	275,19	324,65
7	11,56	277,08	427,18
8	14,95	268,48	535,28
9	18,56	149,82	370,69

Fonte: Própria autora.

5.1.4 Modelo com cabos tensionados (MCT)

Com os dados obtidos na Tabela 5.1, elaborou-se um modelo que simula o tensionamento inicial nos cabos.

De acordo com as prescrições da ABNT NBR 7188:2013, a sobrecarga accidental a ser considerada em passarelas de pedestres é uma carga uniformemente distribuída de intensidade $p = 5 \text{ kN/m}^2$, não majorada pelo coeficiente de impacto. O carregamento é aplicado no centróide da seção, distante de 0,076 m do eixo médio do tabuleiro, o que ocasiona um momento torsor correspondente de 1,9 kNm/m a ser considerado (Figura 5.9).

Ressalta-se que os esforços internos de torção no tabuleiro decorrem também do fato de o centróide da seção transversal não coincidir com o centro de cisalhamento, gerando torção tanto para cargas permanentes como para cargas accidentais.

Os resultados para esse caso são apresentados nas Figura 5.10 a Figura 5.15.

Figura 5.9 – Sobrecarga acidental (unidades: kN, m)

Fonte: Própria autora.

Figura 5.10 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MCT]

Fonte: Própria autora.

Verifica-se considerável redução nos deslocamentos obtidos em relação ao modelo inicial.

Figura 5.11 – Momento fletor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.12 – Momento torsor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.13 – Esforço cortante no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.14 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes – [MCT]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.15 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT]

Fonte: Própria autora.

Verifica-se uma redução do momento fletor no mastro quando se consideram, além das cargas permanentes, as cargas acidentais. Isso pode ser explicado devido ao fato de o centro de gravidade dessas ações estar deslocado em relação à posição do mastro (Figura 5.16 - A) no sentido inverso das cargas permanentes, de forma que a resultante horizontal das forças nos estais ainda solicita o mastro no sentido de tracionar a face voltada ao tabuleiro (Figura 5.16 - B e C). A força horizontal $H = H_g + H_q$ tem o sentido indicado na Figura 5.16 – C, mesmo sentido de H_g , que fica reduzida quando se adiciona H_q , de sentido inverso. Ou seja, quando

da existência das cargas acidentais, o centro de gravidade das ações se aproxima do mastro, minimizando a tração da face voltada ao tabuleiro.

Figura 5.16 – Solicitações no mastro

5.1.4.1 Equivalência com aplicação de temperatura (MT)

A fim de se avaliar a precisão dos resultados obtidos pelo método de anulação das reações, elaborou-se outro modelo com a aplicação de uma queda de temperatura nos estais. De acordo com Ytza (2009), é possível simular o tensionamento nos estais por meio de temperaturas fictícias determinadas levando-se em conta as propriedades de cada estai e a força nele atuante devida ao peso próprio.

Apresenta-se a seguir a formulação da variação de temperatura correspondente à força no estai.

$$\Delta l = \alpha \times l \times \Delta T \quad (4)$$

onde:

Δl : variação de comprimento do estai;

$\alpha = 1,17 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$: coeficiente de expansão térmica;

l : comprimento do estai;

ΔT : variação de temperatura fictícia.

Por outro lado, a variação de comprimento de uma barra devida a um esforço axial N é:

$$\Delta l = \frac{N \times l}{E \times A} \quad (5)$$

onde:

N : força no estai devida ao peso próprio;

$E = 195000 \text{ GPa}$: módulo de elasticidade do aço;

$A = 1,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$: área da seção transversal do estai para cordoalha de $\phi 15,2 \text{ mm}$

Igualando-se as eqs.(4) e (5):

$$\alpha \times \Delta T = \frac{N}{E \times A} \quad (6)$$

Portanto, a variação de temperatura referente a uma força N é:

$$\Delta T = \frac{N}{\alpha \times E \times A} \quad (7)$$

A Tabela 5.2 apresenta as variações de temperatura necessárias para anular os deslocamentos verticais quando o tabuleiro está submetido à carga de peso próprio.

Tabela 5.2 – Determinação de temperatura nos estais

Estai	N (kN)	ΔT ($^\circ\text{C}$)
1	370,69	895,40
2	535,28	1292,95

“continua”

“continuação”

Estai	N (kN)	ΔT (°C)
3	427,18	1031,85
4	324,65	784,19
5	282,26	681,80
6	324,65	784,19
7	427,18	1031,85
8	535,28	1292,95
9	370,69	895,40

Fonte: Própria autora.

Ressalta-se que esses valores foram obtidos a partir da configuração final da ponte. Quando se consideram as etapas construtivas, obtêm-se deslocamentos maiores em função da evolução dos esforços.

Os resultados são apresentados nas Figura 5.17 a Figura 5.22.

Figura 5.17 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MT]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.18 – Momento fletor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MT]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.19 – Momento torsor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MT]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.20 – Esforço cortante no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MT]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.21 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes – [MT]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.22 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes e acidentais – [MT]

Fonte: Própria autora.

5.1.5 Modelo com mastro deslocado (MCT – MD)

Para as mesmas condições descritas e com o modelo com cabos tensionados, analisou-se a influência da posição do mastro no comportamento geral da estrutura. Inicialmente buscou-se uma posição tal que o momento fletor na base devido à carga permanente ficasse próximo de zero. Uma vez que a maior tensão de tração ocorre na face mais próxima ao tabuleiro, deslocou-se o mastro no sentido de seu afastamento, de forma que o desequilíbrio causado compense as solicitações na seção.

Por outro lado, verificou-se que a variação dos esforços quando da existência ou não de sobrecarga acidental é significativa. Dessa forma, considerou-se ideal a configuração que apresentasse menores diferenças entre as diversas combinações de carga, ou seja, valores de esforços mais homogêneos. Em outras palavras, o deslocamento ideal do mastro é aquele em que os momentos máximos na base ($M = N \times e$, sendo N a normal e e a excentricidade), tanto para cargas permanentes (g) quanto para cargas permanentes mais acidentais ($g + q$), sejam minimizados.

A Figura 5.23 esquematiza o caso.

Figura 5.23 – Excentricidades na base do mastro deslocado – Vista em planta

Fonte: Própria autora.

Escolheu-se aqui a posição que resultasse em $|N \times e_g| \approx |N \times e_{g+q}|$, conforme indicam as Figura 5.29 e 5.30.

Em seguida, fez-se a análise dos esforços no tabuleiro.

Para um deslocamento de 1,3 m, conforme se apresenta na Figura 5.24, verifica-se uma redução considerável do momento fletor solicitante no mastro submetido a carga permanente em aproximadamente 55% quando se comparam os resultados das Figura 5.21 e Figura 5.29.

Figura 5.24 – Estrutura com deslocamento de mastro

Fonte: Própria autora.

Os resultados são apresentados nas Figura 5.25 a Figura 5.30.

Figura 5.25 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MCT-MD]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.26 – Momento fletor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-MD]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.27 – Momento torsor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-MD]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.28 – Esforço cortante no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-MD]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.29 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes – [MCT-MD]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.30 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-MD]

Fonte: Própria autora.

5.1.6 Comparação de resultados

A Tabela 5.3 resume os resultados extraídos das análises.

Tabela 5.3 – Resumo comparativo entre os modelos

	TABULEIRO				MASTRO	
	δ (mm)	M _{POSITIVO} (kN m)	M _{NEGATIVO} (kN m)	M _{TORSOR} (kN m)	M _{MASTRO} (kN m)	M _{MASTRO} (kN m)
Carga atuante:	g	g + q	g + q	g + q	g	g + q
MI	169,7	-	-	-	-	-
MCT	9,7	804,11	-1273,9	4279,41	-1967,4	-425,04
MT	5,6	782,24	-1297,99	4261,78	-2084,84	-539,72
MCT - MD	13,8	804,35	-1089,52	4331,9	-939,48	994,6

Fonte: Própria autora.

Comparando-se os esforços no tabuleiro obtidos entre o modelo com cabos tensionados (MCT) e o modelo com aplicação de temperatura (MT), obtém-se uma diferença de menos de 3%. Por outro lado, ao se calcular a diferença entre as flechas, a variação se torna 42%. Isso se deve ao fato de o cálculo da flecha pelo MCT ser feito por um processo iterativo, de forma que os cálculos são executados já na configuração deformada do elemento, diferentemente do MT, ainda que os procedimentos sejam equivalentes.

Embora a variação obtida nos deslocamentos seja relativamente grande, é importante destacar que a flecha não supera o valor de 1 cm em nenhum dos dois casos.

De forma análoga, comparando-se com o modelo com mastro deslocado (MCT – MD), o resultado é ainda mais favorável, com uma melhor distribuição de esforços no tabuleiro, além de uma considerável redução, em termos absolutos, nos momentos fletores. O estudo demonstra que as reduções chegam a até 16%.

Por outro lado, o ganho estrutural no mastro é ainda mais relevante. Além de também se obter melhor distribuição de esforços, verifica-se redução nos momentos fletores de 55%.

Isso mostra que por meio de um simples ajuste geométrico pode-se otimizar consideravelmente a seção dos elementos e, consequentemente, reduzir o consumo de material.

5.2 Avaliação da inclinação do mastro

Alternativamente, para a configuração de cabos internos, foi feita a avaliação dos esforços para o caso de mastro inclinado (MCT-Incl) ao invés de deslocado, de forma que apenas a extremidade superior do mastro foi deslocada em 3 m no sentido de afastamento do tabuleiro, formando um ângulo de aproximadamente 80° com a horizontal.

Figura 5.31 – Vistas isométricas do modelo estrutural – [MCT-Incl]

Fonte: Própria autora.

Os resultados dessa análise são apresentados no APÊNDICE A – *Resultados da avaliação da inclinação do mastro*. A Tabela 5.4 resume os resultados obtidos.

Tabela 5.4 – Resumo de esforços: modelo com mastro inclinado

	TABULEIRO				MASTRO	
	δ (mm)	M POSITIVO (kN m)	M NEGATIVO (kN m)	M TORSOR (kN m)	M MASTRO (kN m)	M MASTRO (kN m)
Carga atuante	g	g + q	g + q	g + q	g	g + q
MI-Incl	201,2	-	-	-	-	-
MCT-Incl	15,8	859,18	-777,94	4347,09	-745,68	1254,37

Fonte: Própria autora.

Verifica-se que neste caso os resultados são bastante similares ao modelo com mastro deslocado (MCT-MD). Dessa forma, a configuração inclinada pode ser mais viável quando se considera restrição no posicionamento da base do mastro, além de ser esteticamente mais bem aceita.

5.3 Verificação simplificada da seção do tabuleiro sob torção

Os procedimentos para a verificação detalhada da seção por meio da determinação da distribuição das tensões de cisalhamento decorrentes da força cortante é apresentada no capítulo 6.3.1 – *Força cortante em seção celular*.

De forma simplificada, apresenta-se aqui uma breve verificação da resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto, obtida pela combinação de torção com força cortante que agem concomitantemente na seção crítica, sendo esta a seção da extremidade do tabuleiro.

Figura 5.32 – Interação de torção e cisalhamento segundo ABNT NBR 6118:2014

Fonte: Própria autora.

A ABNT NBR 6118:2014 menciona que, no caso de torção e cisalhamento, deve ser obedecida a seguinte expressão:

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{Rd2}} \leq 1 \quad (8)$$

onde:

$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$: força cortante que pode ser resistida pela biela;

$T_{Rd2} = 0,5 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin(2\theta)$: momento torsor que pode ser resistido pela biela;

$\alpha_{v2} = 1 - f_{ck}/250$: coeficiente de efetividade do concreto;

$\theta = 45^\circ$: ângulo de inclinação das diagonais de concreto;

A_e : área limitada pela linha média da parede da seção vazada, real ou equivalente, incluindo a parte vazada, igual a 1,97 m² para as seções junto aos apoios;

$h_e = 0,2$ m: espessura equivalente da parede da seção vazada, real ou equivalente;

$b_w \cdot d = 0,4 \text{ m}^2$: área útil da seção;

Portanto, tem-se:

$$T_{Rd2} = 5192,4 \text{ kNm e } V_{Rd2} = 2846,6 \text{ kNm}$$

No caso do modelo MCT-MD:

$V_{sd} = 28,5 \times \gamma_f$, com coeficiente de ponderação de ações γ_f igual a 1,4;

$$T_{sd} = 4331,9 \times \gamma_f.$$

Substituindo-se a eq.(8), verifica-se:

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{Rd2}} = \frac{28,5 \times 1,4}{2846,6} + \frac{4331,9 \times 1,4}{5192,4} \cong 0,01 + 1,15 = 1,16 > 1$$

A verificação a torção não foi atendida.

Tendo em vista que a máxima torção ocorre nas seções de apoio, estudou-se outra alternativa com redução na resistência característica do concreto para 35 MPa e aumento na espessura das seções junto aos apoios para 30 cm, como é feito usualmente.

Verificou-se, para essa nova geometria, que a seção de apoio sob torção atende a condição dada pela eq.(8), onde obteve-se:

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{Rd2}} \cong 0,96$$

Nos casos em que há uma certa folga na verificação, é possível uma redução da inclinação da biela θ . Como consequência, haveria uma redução da área de aço transversal necessária, e um acréscimo da área de aço longitudinal. Observa-se, entretanto, que esse procedimento é mais eficiente nos casos em que o esforço cortante é grande, e a redução da área dos estribos é maior que o acréscimo das barras longitudinais. Em geral, nos demais casos, não compensa adotar valores menores de θ .

5.4 Avaliação do posicionamento dos estais

Para avaliação dos efeitos do posicionamento dos estais no tabuleiro foi elaborado um modelo com suspensão apenas do lado externo (MCT-Ext), partindo-se dos mesmos procedimentos de elaboração do modelo MCT da configuração com cabos internos.

Figura 5.33 – Vistas isométricas do modelo estrutural – [MCT-Ext]

Fonte: Própria autora.

Os resultados dessa análise são apresentados no APÊNDICE B – *Resultados da avaliação do posicionamento dos estais*.

A Tabela 5.5 resume os resultados obtidos.

Tabela 5.5 – Resumo de esforços: modelo com suspensão externa

	TABULEIRO				MASTRO	
	δ (mm)	M POSITIVO (kN m)	M NEGATIVO (kN m)	M TORSOR (kN m)	M MASTRO (kN m)	M MASTRO (kN m)
Carga atuante	g	g + q	g + q	g + q	g	g + q
MI-Ext	185,9	-	-	-	-	-
MCT-Ext	43,5	4631,63	-	961,9	9836,72	15668,3

Fonte: Própria autora.

5.4.1 Interpretação dos resultados

Segundo o trabalho desenvolvido por Barbosa (1997) e Keil (2004), a curvatura e a suspensão unilateral do tabuleiro provoca uma interação dos momentos fletores com os torsores, isto é, torção gera flexão e flexão gera torção. Da mesma forma, no cálculo dos deslocamentos, flexão provoca rotação axial e torção provoca flecha. Essa relação é obtida através das equações de equilíbrio em vigas curvas.

Figura 5.34 – Elemento de viga curva

Fonte: Barbosa (1997)

Equilíbrio na direção y:

$$\frac{dV}{ds} = -p \quad (9)$$

Equilíbrio na direção z:

$$\frac{dM}{ds} = V - \frac{T}{R} \quad (10)$$

Equilíbrio na direção x:

$$\frac{dT}{ds} = t + \frac{M}{R} \quad (11)$$

onde:

R = raio de curvatura.

Figura 5.35 – Torção e momento fletor

Fonte: Andreas Keil, Stahlbau 73 (2004)

Em resumo, as pontes curvas unicelulares apresentam distorção decorrente do carregamento externo excêntrico no tabuleiro e da interação entre flexão e torção.

Para avaliação do desempenho da estrutura frente a essa interação, o modelo MCT foi comparado a um modelo secundário, onde o tabuleiro é tornado reto, a fim de se anular os efeitos da parcela M/R da eq. (11).

Desenvolvendo-se os diagramas de esforços no modelo de viga reta para o caso de suspensão interna (Figura 5.36) e externa (Figura 5.39), tem-se os resultados a seguir.

Figura 5.36 – Modelo com tabuleiro retificado e suspensão interna

Fonte: Própria autora.

Figura 5.37 – Diagrama de momento torsor – [tab. reto com suspensão interna]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.38 – Diagrama de momento fletor – [tab. reto com suspensão interna]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.39 – Modelo com tabuleiro retificado e suspensão externa

Fonte: Própria autora.

Figura 5.40 – Diagrama de momento torsor – [tab. reto com suspensão externa]

Fonte: Própria autora.

Figura 5.41 – Diagrama de momento fletor – [tab. reto com suspensão externa]

Fonte: Própria autora.

5.4.2 Comparações

A Tabela 5.6 traz um resumo comparativo dos casos estudados.

Tabela 5.6 – Comparação de resultados

Caso	$M_{MÁX}$ (kN m)	$T_{MÁX}$ (kN m)
Tab. Curvo – Susp. Interna	804,1	4279,4
Tab. Curvo – Susp. Externa	4631,6	961,9
Tab. Reto – Susp. Interna	2288,5	3947,5
Tab. Reto – Susp. Externa	7245,5	1222,36

Fonte: Própria autora.

Ao se comparar os modelos com tabuleiro curvo, verifica-se que quando o cabo é externo a torção é bastante reduzida pela parcela M/R dada pela eq.(11) para aproximadamente 23%. No entanto, a flexão aumenta em mais de 5 vezes.

Nas configurações de tabuleiro reto, observa-se que as flexões obtidas nos dois casos são diferentes. Isso se deve ao fato de cada cabo ter sido previamente ajustado de forma a neutralizar as flechas iniciais do tabuleiro e, portanto, tensionados com valores diferentes, proporcionando suspensões diferentes do tabuleiro.

Além disso, foi observado ainda que a variação dos esforços no tabuleiro depende, além do posicionamento dos cabos e suas forças (que por sua vez dependem das rigidezes do tabuleiro), dos próprios cabos e do mastro central, o qual influi na força ideal dos cabos para controle das flechas no tabuleiro, que por sua vez influem na sua sustentação. Para avaliação desses efeitos foram desenvolvidos os mesmos modelos considerando um aumento na seção do mastro de 1 x 1 m para 2 x 2 m, mais rígido.

Os resultados são exibidos na tabela a seguir.

Tabela 5.7 – Comparação de resultados – [mastro mais rígido]

Caso	$M_{MÁX}$ (kN m)	$T_{MÁX}$ (kN m)
Tab. Curvo – Susp. Interna	780	4287
Tab. Curvo – Susp. Externa	2217	1055

Fonte: Própria autora.

Neste caso, a ordem de grandeza das flexões no tabuleiro é menor, como era de se esperar. Assim, de forma alternativa, para reduzir os esforços na configuração com mastro menos rígido seria necessário um aumento no tensionamento dos cabos e, possivelmente, aumento na seção dos estais de forma a se adequar à tensão admissível.

6 ESTUDO DO CASO DA PASSARELA COM TABULEIRO LARGO

Após as avaliações realizadas nos capítulos anteriores foi elaborado um modelo de passarela com 12 m de largura.

6.1 Considerações iniciais

O modelo foi desenvolvido de forma semelhante aos anteriores com concreto com resistência característica à compressão de 45 MPa, tabuleiro com 100 m de comprimento e raio de 85 m, seção transversal vazada com 50 cm de espessura, 12 m de largura e 2,4 m de altura, suspensa simetricamente por estais em seu lado interno da curva espaçados a cada 5 m aproximadamente, sendo utilizados 17 estais.

Figura 6.1 – Seção transversal do tabuleiro – estudo de caso (medidas: cm)

Fonte: Própria autora.

O mastro foi concebido de forma inclinada, formando um ângulo de aproximadamente 80° com a horizontal, a fim de já reduzir seus esforços e obter um melhor desempenho geral. Possui altura total de aproximadamente 40 m engastado em sua base, de forma que o tabuleiro encontra-se em sua meia altura, e seção transversal quadrada de 5 m x 5 m.

De forma análoga, as condições de contorno das extremidades do tabuleiro são fixas quanto aos deslocamentos vertical, tangencial e rotação torsional, simulando o encontro com o terreno e a vinculação com as travessas de apoio.

As figuras a seguir ilustram a nova geometria.

Figura 6.2 – Planta do tabuleiro – estudo de caso (medidas: cm)

Fonte: Própria autora.

Figura 6.3 – Vista isométrica do modelo estrutural – estudo de caso

Fonte: Própria autora.

Figura 6.4 – Vista isométrica do modelo estrutural – estudo de caso

Fonte: Própria autora.

A determinação dos esforços solicitantes foi realizada com base nos procedimentos descritos no capítulo 5.1.

A Tabela 6.1 mostra os parâmetros obtidos a partir do modelo MAF (conforme Figura 6.5) para elaboração do modelo do estudo de caso (MCT-Estudo).

Tabela 6.1 – Determinação da força nos estais – estudo de caso

Estai	L (m)	Reação (kN)	N (kN)
1	43,21	1517,46	3278,47
2	39,31	1351,37	2656,05
3	35,52	1655,42	2940,19
4	31,94	1748,95	2792,90
5	28,65	1783,62	2555,21
6	25,79	1795,03	2314,96
7	23,53	1797,24	2114,36
8	22,06	1796,42	1981,00
9	21,54	1795,77	1934,13

“continua”

“continuação”

Estai	L (m)	Reação (kN)	N (kN)
10	22,06	1796,42	1981,00
11	23,53	1797,24	2114,36
12	25,79	1795,03	2314,96
13	28,65	1783,62	2555,21
14	31,94	1748,95	2792,90
15	35,52	1655,42	2940,19
16	39,31	1351,37	2656,05
17	43,21	1517,46	3278,47

Fonte: Própria autora.

Figura 6.5 – Reações nos apoios (unidade: kN) – [MAF-Estudo]

Fonte: Própria autora.

Considerando a mesma sobrecarga acidental de pedestres de intensidade $p = 5 \text{ kN/m}^2$ aplicada no centróide da seção, distante de 0,134 m do eixo médio do tabuleiro, o momento torsor correspondente é igual a 8,04 kNm/m (Figura 6.6).

Figura 6.6 – Sobrecarga accidental (unidades: kN, m)

Fonte: Própria autora.

6.2 Resultados

Os resultados desse estudo de caso são apresentados na Figura 6.7 a Figura 6.14.

Figura 6.7 – Estrutura deformada – [MI-Estudo]

Fonte: Própria autora.

Figura 6.8 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MI-Estudo]

Fonte: Própria autora.

Figura 6.9 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MCT-Estudo]

Fonte: Própria autora.

Figura 6.10 – Momento fletor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Estudo]

Fonte: Própria autora.

Figura 6.11 – Momento torsor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Estudo]

Fonte: Própria autora.

Figura 6.12 – Esforço cortante no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Estudo]

Fonte: Própria autora.

Figura 6.13 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes – [MCT-Estudo]

Fonte: Própria autora.

Observa-se na Figura 6.13 uma curva acentuada no diagrama de momento. Isso se deve à carga transversal no mastro devida a seu peso próprio que, por ser inclinado, provoca flexão. Decompondo-se o carregamento distribuído de peso próprio do mastro ($PP = 625 \text{ kN/m}$),

inclinado de 10° em relação à vertical, obtém-se uma parcela transversal (T) de aproximadamente 105 kNm/m ($T = PP \times \sin 10^\circ = 625 \times 0,167 \approx 105$ kNm/m). Admitindo, simplificadamente, que o esquema estrutural do mastro se aproxima à de uma viga engastada–apoiada, o momento positivo esperado seria de $9.T.L^2/128$, ou seja, 12220 kNm, valor próximo ao 13315 kNm obtido.

Figura 6.14 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Estudo]

Fonte: Própria autora.

A Tabela 6.2 resume os resultados obtidos.

Tabela 6.2 – Resumo de esforços: estudo de caso

	TABULEIRO					MASTRO	
	δ (mm)	M POSITIVO (kN m)	M NEGATIVO (kN m)	M TORSOR (kN m)	V (kN)	M MASTRO (kN m)	M MASTRO (kN m)
Carga atuante	g	g + q	g + q	g + q	g + q	g	g + q
MI-Estudo	1431,4	-	-	-	-	-	-
MCT-Estudo	104,2	34087,47	-	130649,8	1798	-17456,3	20713,2

Fonte: Própria autora.

Os diagramas de esforços desenvolvidos para o modelo de viga reta são apresentados no APÊNDICE C – *Esforços no tabuleiro retificado do estudo de caso* e resumidos na tabela a seguir.

Tabela 6.3 – Comparação de resultados – [estudo de caso]

Caso	$M_{MÁX}$ (kN m)	$T_{MÁX}$ (kN m)
Tab. Curvo – Susp. Interna	34087,4	130649,8
Tab. Reto – Susp. Interna	37939	110830

De forma análoga, neste caso, comparando o tabuleiro curvo com o reto, a torção é aumentada pela parcela M/R desfavorável e a flexão praticamente se mantém a mesma.

6.3 Verificação da seção da extremidade do tabuleiro

6.3.1 Força cortante em seção celular

Sendo a seção do tabuleiro fechada e assimétrica, a determinação da distribuição das tensões tangenciais τ não é direta.

Conforme exemplificado por Gaspar (2003), nas seções celulares simétricas, com o carregamento contido no plano longitudinal de simetria, as tensões de cisalhamento são nulas neste mesmo eixo de simetria (Figura 6.15). Portanto, este fato permite considerar a seção como se ela fosse aberta.

Figura 6.15 – Tensões de cisalhamento em seção celular simétrica

Fonte: Gaspar (2003).

Em contrapartida, nas seções celulares assimétricas – como no caso deste trabalho – não se sabe *a priori* onde a tensão de cisalhamento é nula.

Sabe-se que o problema de seções fechadas é internamente hiperestático, com um grau de indeterminação e, uma boa maneira de levantar essa indeterminação, é utilizar o processo dos esforços. Ou seja, a estrutura fechada hiperestática é tornada aberta e isostática através de um corte longitudinal feito *a priori*. A essa estrutura aberta é possível aplicar a expressão usual da Resistência dos Materiais:

$$\tau_i = \frac{V_z \times M_S}{e \times I_y} \quad (12)$$

onde:

τ_i : tensão de cisalhamento do ponto i;

V_z : força cortante;

M_S : momento estático relativo ao ponto i;

e: espessura da seção;

I_y : momento de inércia.

Então, a compatibilidade é somente recuperada se no corte forem introduzidos esforços hiperestáticos de valor conveniente.

Em outras palavras, a solução deste problema é obtida pela superposição dos efeitos da solução da seção aberta, submetida a uma carga P , que passa pelo centro de cisalhamento e provoca as tensões τ_i , e dos efeitos do fluxo de torção q_0 , que provoca tensões $\tau_0 = q_0/e$, decorrente da torção ΔT dada por P vezes a distância entre C_A e C_F na direção horizontal, como indica a Figura 6.16 (GASPAR, 2003).

onde:

C_F = centro de cisalhamento da seção fechada;

C_A = centro de cisalhamento da seção aberta.

Figura 6.16 – Seção celular assimétrica

Fonte: Adaptado de Gaspar (2003).

A determinação de τ_0 advém da compatibilidade das deformações por cisalhamento no local do corte.

Figura 6.17 – Deformação da seção aberta: (a) na seção (b) no elemento infinitesimal

Fonte: Stucchi (1999).

As faces do corte se deslocariam de δ uma em relação à outra em função da deformação por cisalhamento γ .

$$\gamma \cong \operatorname{tg} \gamma = \frac{du}{ds} = \frac{\tau}{G} \quad (13)$$

$$\delta = \oint du = \oint \gamma \cdot ds \quad (14)$$

onde:

du : deformação no sentido longitudinal da barra;

ds : comprimento do elemento da seção no sentido tangencial;

G = módulo de cisalhamento.

Deve-se calcular τ_0 tal que $\delta = 0$.

Como $\gamma = \tau/G$ e $G \neq 0$, das eq. (13) e (14) tem-se:

$$\delta = \oint \gamma. ds = 0 \quad \rightarrow \quad \oint \tau. ds = 0$$

ou

$$\oint (\tau_i + \tau_0). ds = 0 \quad (15)$$

Essa equação permite calcular τ_0 .

Conhecida τ_0 conhece-se também a resultante dos esforços verticais que passa por C_F , a qual equivale à cortante V que atua na seção.

Somando-se os efeitos, chega-se à tensão de cisalhamento devida à força cortante, dada por $\tau = \tau_i + \tau_0$.

A esse resultado, compõe-se a parcela decorrente do momento torsor M_T atuante na seção para verificação sob a ação conjunta de esforço cortante e torção, conforme eq. (8).

A tensão devida a M_T é obtida a partir dos conceitos de Resistência dos Materiais pela fórmula de *Bredt*, dada por:

$$\tau_1 = \frac{q_1}{e} \quad (16)$$

$$q_1 = \frac{M_T}{2 \times A_e} \quad (17)$$

onde:

A_e : área delimitada pela linha média da parede da seção.

6.3.2 Determinação da tensão de cisalhamento devida a força cortante

Tomando a linha média da parede da seção como referência, a seção transversal foi tornada aberta ao se considerar um corte numa posição arbitrária, conforme ilustra a Figura 6.18.

Figura 6.18 – Seção transversal aberta – estudo de caso (medidas: cm)

Fonte: Própria autora.

Em seguida, é possível determinar os fluxos em cada trecho da seção transversal aplicando-se a solução conforme a Figura 6.16, obtendo-se:

Figura 6.19 – Desenvolvimento das tensões – estudo de caso

Fonte: Própria autora.

Da eq. (12), calcula-se o fluxo q_i devido ao esforço V nos pontos pré determinados (conforme Figura 6.19). Admitindo-se $z_{CG} \cong z_{C_F}$, tem-se:

$$q_i = \frac{V \times M_{Si}}{I_y} = \beta \times M_{Si} \quad (18)$$

Com $V = 1798 \text{ kN}$ e $I_y = 5,52 \text{ m}^4$.

A Tabela 6.4 resume os resultados parciais, onde:

- L_i é o comprimento de cada trecho definido pelos pontos i e $i-1$;
- D_i é a distância vertical do baricentro de cada trecho ao CG;
- O momento estático M_{Si} a cada ponto é dado pelo valor acumulado ao ponto anterior, ou seja, $M_{Si+1} = M_{Si} + M_{Si+1}$.

Tabela 6.4 – Cálculo das tensões de cisalhamento devidas a V

i	L_i (m)	D_i (m)	M_{Si} (m ³)	
1	3,27	-1,02	-1,662	$\rightarrow q_1 = -1,66 \times \beta \rightarrow \tau_1 = -1,083 \text{ MPa}$
2	0,60	-1,33	-2,063	$\rightarrow q_2 = -2,06 \times \beta \rightarrow \tau_2 = -1,345 \text{ MPa}$
3	2,94	-0,54	-2,856	$\rightarrow q_3 = -2,86 \times \beta \rightarrow \tau_3 = -1,862 \text{ MPa}$
4	0,31	0,41	-2,792	$\rightarrow q_4 = -2,79 \times \beta \rightarrow \tau_4 = -1,820 \text{ MPa}$
5	11,50	0,57	0,468	$\rightarrow q_5 = 0,47 \times \beta \rightarrow \tau_5 = 0,305 \text{ MPa}$
6	0,24	0,45	0,522	$\rightarrow q_6 = 0,52 \times \beta \rightarrow \tau_6 = 0,340 \text{ MPa}$
7	5,32	-0,19	0,017	$\rightarrow q_7 = 0,02 \times \beta \rightarrow \tau_7 = 0,011 \text{ MPa}$

Fonte: Própria autora.

Recuperando-se a compatibilidade dada pela eq.(15), é possível obter τ_0 . Isso equivale a dizer que, para V aplicado em C_F , a rotação da seção transversal é nula. Assim:

$$\oint (\tau_i + \tau_0) \cdot ds = 0$$

$$\oint \left(\frac{q_i}{e} + \frac{q_0}{e} \right) \cdot ds = 0$$

$$\oint \left(\frac{q_i}{e} \right) \cdot ds = - \oint \left(\frac{q_0}{e} \right) \cdot ds$$

$$\sum_{i=1}^7 \frac{\int q_i \cdot ds_i}{e} = - \sum_{i=1}^7 \frac{\int q_0 \cdot ds_i}{e}$$

$$\sum_{i=1}^7 \frac{R_i}{e} = -q_0 \sum_{i=1}^7 \frac{L_i}{e}$$

$$q_0 = - \frac{\sum R_i}{\sum L_i}$$

Tabela 6.5 – Resultantes

i	Ri (kN)
1	$R_1 = -0,44 \times V$
2	$R_2 = -0,20 \times V$
3	$R_3 = -1,41 \times V$
4	$R_4 = -0,16 \times V$
5	$R_5 = -2,49 \times V$
6	$R_6 = 0,02 \times V$
7	$R_7 = 0,99 \times V$

Fonte: Própria autora.

$$q_0 = \frac{3,69 \times V}{24,18} = 0,153 \times V = 275,1 \text{ kN/m}$$

$$\tau_0 = \frac{q_0}{e} = 0,55 \text{ MPa}$$

Finalmente, a distribuição das tensões $\tau = \tau_i + \tau_0$ fica:

Tabela 6.6 – Tensões tangenciais na seção assimétrica

i	$\tau_i + \tau_0$ (MPa)
1	$\tau_1 + \tau_0 = -0,53$
2	$\tau_2 + \tau_0 = -0,79$

“continua”

“continuação”

i	$\tau_i + \tau_0$ (MPa)
3	$\tau_3 + \tau_0 = -1,31$
4	$\tau_4 + \tau_0 = -1,27$
5	$\tau_5 + \tau_0 = 0,85$
6	$\tau_6 + \tau_0 = 0,89$
7	$\tau_7 + \tau_0 = 0,56$

Fonte: Própria autora.

Figura 6.20 – Tensões tangenciais na seção assimétrica (unidade: MPa)

Fonte: Própria autora.

Para efeito de verificação, ao se reduzir as tensões em forças, deve-se ter resultante das forças verticais igual a V:

$$\Sigma F_{\text{vert}} = V$$

$$\Sigma F_{\text{vert}} = -|R_{1+0 \text{ vert}}| + |R_{3+0 \text{ vert}}| + |R_{4+0}| + |R_{6+0}| + |R_{7+0 \text{ vert}}| ,$$

com $R_{i \text{ vert}} = R_i \times \sin(\alpha_i)$, conforme ilustra a figura a seguir.

Figura 6.21 – Decomposição da força resultante

Fonte: Própria autora.

Tabela 6.7 – Resultante das forças verticais

i	$R_i + R_0$	$R_{i \text{ vert}} + R_{0 \text{ vert}}$
1	$0,06 \times V$	$-0,18 \times V$
2	$-0,11 \times V$	0
3	$-0,96 \times V$	$0,68 \times V$
4	$-0,11 \times V$	$0,11 \times V$
5	$-0,66 \times V$	0
6	$0,06 \times V$	$0,06 \times V$
7	$1,80 \times V$	$0,35 \times V$

Fonte: Própria autora.

Portanto:

$$\Sigma F_{\text{vert}} = (-0,18 + 0,68 + 0,11 + 0,06 + 0,35) \times V = 1,015 \times V$$

Verifica-se que o valor encontrado apresenta erro menor que 2%, resultado bastante satisfatório considerando as aproximações de cálculo na obtenção de R_i .

6.3.3 Determinação do centro de cisalhamento C_F

Os sistemas I e II da Figura 6.22 são mecanicamente equivalentes. Ou seja:

$$\Sigma M_G^I = \Sigma M_G^{II} \quad (19)$$

Fonte: Própria autora.

Assim, a eq. (19) resulta em:

$$\Sigma(R_i + R_0) \times d_i = V \times d \quad (20)$$

onde d_i é a distância ao CG de cada componente de força resultante desenvolvida na Tabela 6.7.

Figura 6.23 – Distâncias das forças resultantes ao CG (medidas: cm)

Fonte: Própria autora.

A Tabela 6.8 resume o cálculo dos momentos.

Tabela 6.8 – Determinação dos momentos em relação ao CG – sistema I

i	$R_i + R_0$	d_i (m)	M_{Gi}^I
1	$0,06 \times V$	0,818	$0,05 \times V$
2	$-0,11 \times V$	1,333	$-0,15 \times V$
3	$-0,96 \times V$	2,819	$-2,72 \times V$
4	$-0,11 \times V$	5,616	$-0,63 \times V$
5	$-0,66 \times V$	0,567	$-0,38 \times V$
6	$0,06 \times V$	5,884	$0,35 \times V$
7	$1,80 \times V$	0,818	$1,47 \times V$

Fonte: Própria autora.

Dessa forma, $\Sigma M_G^I = 2,00 \times V$

Da eq. (20), resulta:

$$2,00 \times V = V \times d \rightarrow d = 2,00 \text{ m}$$

Para verificação do resultado obtido, este foi comparado à coordenada real do centro de cisalhamento da seção, obtida por meio do software *SCIA Engineer*.

Figura 6.24 – Sistemas de eixos locais, principais e centro de cisalhamento – *SCIA Engineer* (medidas: cm)

Fonte: Própria autora.

A diferença encontrada é de aproximadamente 8%.

6.3.4 Verificação da biela comprimida

Compondo-se os esforços de cisalhamento e torção é possível verificar a resistência à compressão diagonal do concreto.

Tendo em vista que em uma das faces laterais do tabuleiro as bielas comprimidas de concreto solicitadas por torção e cisalhamento são opostas, poderia ser considerado o alívio na resultante de tração na armadura de cisalhamento e, conseqüentemente, reduzir-se sua área.

Evidentemente, na lateral oposta, as bielas têm a mesma direção e a armação necessária vem do somatório daquelas calculadas para cada um dos dois esforços separadamente, sendo necessário considerar a interação entre eles para verificação da resistência da diagonal comprimida.

Dessa forma, com base na Figura 6.20, foi escolhido para análise o ponto que apresenta a maior solicitação quando combinada à torção.

Figura 6.25 – Identificação da tensão de cisalhamento máxima

Fonte: Própria autora.

Reescrevendo a eq.(8):

$$\frac{\tau_{Vsd}}{\tau_{VRd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{Rd2}} = \frac{1,52}{7,11} + \frac{130649}{85134} > 1$$

Novamente, a verificação a torção não foi atendida, sendo necessário considerar um aumento na resistência característica do concreto ou na espessura junto aos apoios.

7 CONCLUSÕES

Os resultados da primeira análise demonstraram que os métodos de avaliação das forças nos cabos são válidos, como era de se esperar, e devem ser absolutamente equivalentes se for usado um processo iterativo para os dois (MCT e MT). A vantagem da temperatura é poder ser aplicada em qualquer programa computacional e levar a um resultado aproximado mesmo com apenas uma iteração.

Uma importante conclusão é que se pode suspender o tabuleiro apenas pela borda interna sem criar torções insuportáveis.

Além disso, verifica-se que o comportamento da estrutura mostrou-se bastante sensível no que se refere à posição do mastro, uma vez que o deslocamento de 1,3 m teve considerável influência nas solicitações do mastro. Ressalta-se que, embora tal deslocamento seja pequeno em relação às dimensões globais da estrutura, modificações na geometria da mesma podem não ser aplicáveis, visto que tal necessidade se atrela às restrições do estudo de implantação viária.

Em referência aos efeitos da suspensão unilateral do tabuleiro, o estudo indica que a torção consegue ser reduzida em obras curvas quando os cabos são ancorados pelo lado externo e não pelo lado interno como poderia ser esperado. Por outro lado, os momentos fletores no caso externo são muito superiores quando comparados ao caso de tabuleiro suspenso pelo lado interno. Além disso, os esforços gerais na estrutura se mostram melhor distribuídos na configuração com cabos internos, principalmente no que se refere aos esforços no mastro. Ou seja, a estrutura mostra melhor desempenho geral quando os cabos são ancorados no lado interno. Ressalta-se ainda que na configuração com cabos externos deve-se levar em consideração o atendimento ao gabarito mínimo da passarela, uma vez que os cabos passam sobre o tabuleiro, razões pelas quais é mais comum encontrar passarelas curvas suspensas unilateralmente pelo lado interno do que pelo lado externo.

O estudo de caso do modelo de maior largura indica desempenho semelhante, porém com ordem de grandeza dos esforços muito maior que pode complicar as soluções do projeto, exigindo cuidados na concepção e na execução da obra.

Ademais, dependendo da curvatura, tornam-se consideráveis as solicitações de torção que, por outro lado, determina um aumento da distorção, isto é, da deformação na seção transversal, que gera esforços transversais e longitudinais que não podem ser desprezados.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foram apresentados alguns fatores que podem otimizar o projeto ou gerar complicações estruturais, sendo necessário avaliar os objetivos e premissas na concepção de uma obra estaiada curva.

O campo de estudos referente ao presente assunto ainda é bastante amplo, tendo este trabalho a finalidade de contribuir à sequência de pesquisas nessa área.

Como sugestão para trabalhos futuros, pode-se citar:

- Avaliação da torção imposta pelas componentes horizontais nos cabos, bem como sua relação com a curvatura;
- Avaliação da suspensão unilateral nas etapas do método construtivo;
- Aplicação do MAF a cada etapa do faseamento controlando flechas ou reações fictícias em todos os estais;
- Aplicação desses procedimentos a outras configurações de obras estaiadas, especialmente arranjo de estais em harpa;
- Aplicação desses procedimentos a tabuleiro metálico;
- Estudo da distorção, isto é, da deformação da seção transversal nesses casos de suspensão lateral.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

_____. **NBR 7188**: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013. 14 p.

_____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2013. 18 p.

BARBOSA, R. L. **Pontes curvas unicelulares em regime elástico**. 1997. 167 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1997.

BERGER, D., STUCCHI, F. R., HERNANDO, C., RIBEIRO, C. F. Executive control cable-stayed bridge Octávio Frias de Oliveira. In: FÉDÉRATION INTERNACIONALE DU BÉTON (FIB) Symposium, 11., 2009, London. **Proceedings of the annual international fib symposium**. Concrete: 21st century superhero. Camberley: The Concrete Society, 2009.

CHEN, D. W. et al. Determination of initial cable forces in prestressed concrete cable-stayed bridges for given design deck profiles using the force equilibrium method. **Computer and Structures**, v.74, n. 1, p. 1-9, jan. 2000.

EL DEBS, A. L. H. C. **Determinação de coeficiente de impacto em pontes estaiadas sob a ação de cargas móveis**. 1990. 1v. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1990.

GASPAR, R. **Dimensionamento das almas de pontes celulares**. 2003. 231 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2003.

GIMSING, N. J.; GEORGAKIS, C. T. **Cable supported bridges: concept and design**. 3rd ed. Chichester: John Wiley, 2012. 590 p.

KEIL, A. Weit und krumm. **Stahlbau**, Berlin, v. 73, n. 12, p. 982-989, dec. 2004.

LUCHI, L. A. R. **Protensão em pontes celulares curvas**. 2001. 115 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2001.

-
-
- PODOLNY, W., SCALZI, J. B. **Construction and design of cable-stayed bridges**. New York: John Wiley, 1976. 506 p.
- SCHMID, M. T. Pontes estaiadas – um pouco de sua história. **Revista Concreto & Construções**, São Paulo, v. 34, n. 48, p. 90-92, out./nov./dez. 2007.
- STUCCHI, F. R. **A intuição e a criatividade na concepção de grandes estruturas**. 1997. 1v. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1997.
- STUCCHI, F. R. **Ponte e grandes estruturas**. 1999. Notas de aula – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1997.
- STUCCHI, F. R. **Sobre o comportamento estrutural das pontes celulares**. 1982. 1v. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidades de São Paulo. São Paulo, 1982.
- TIMOSHENKO, S. **Theory of elastic stability**. New York: McGraw Hill, 1961. 541 p.
- TORNERI, P. **Comportamento estrutural de pontes estaiadas: comparação de alternativas**. 2002. 272 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.
- TROITSKY, M. S. **Cable-stayed bridges: theory and design**. London: Crosby Lockwood Staples, 1977. 385 p.
- VASCONCELOS, A. C. **Pontes brasileiras: viadutos e passarelas notáveis**. São Paulo: Pini, 1993. 614 p.
- WALTHER, R. et al. **Cable stayed bridges**. 2nd ed. London: Thomas Telford, 1999. 320 p.
- YTZA, M. F. Q. **Métodos construtivos de pontes estaiadas: estudo da distribuição de forças nos estais**. 2009. 133 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2009.

APÊNDICE A – Resultados da avaliação da inclinação do mastro

Figura A.1 – Estrutura deformada – [MI-Incl]

Fonte: Própria autora.

Figura A.2 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MI-Incl]

Fonte: Própria autora.

Figura A.3 – Reações nos apoios (unidade: kN) – [MAF-Incl]

Fonte: Própria autora.

Tabela A.1 – Determinação da força nos estais

Estai	L (m)	Reação (kN)	N (kN)
1	18,12	150,23	362,88
2	14,80	268,74	530,35
3	11,74	276,23	432,43
4	9,37	269,79	337,02
5	8,42	264,67	297,07
6	9,37	269,79	337,02
7	11,74	276,23	432,43
8	14,80	268,74	530,35
9	18,12	150,23	362,88

Fonte: Própria autora.

Figura A.4 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MCT-Incl]

Fonte: Própria autora.

Figura A.5 – Momento fletor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Incl]

Fonte: Própria autora.

Figura A.6 – Momento torsor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Incl]

Fonte: Própria autora.

Figura A.7 – Esforço cortante no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Incl]

Fonte: Própria autora.

Figura A.8 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes – [MCT-Incl]

Fonte: Própria autora.

Figura A.9 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Incl]

Fonte: Própria autora.

APÊNDICE B – Resultados da avaliação do posicionamento dos estais

Figura B.1 – Estrutura deformada – [MI-Ext]

Fonte: Própria autora.

Figura B.2 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MI-Ext]

Fonte: Própria autora.

Figura B.3 – Reações nos apoios (unidade: kN) – [MAF-Ext]

Fonte: Própria autora.

Tabela B.1 – Determinação da força nos estais externos

Estai	L (m)	Reação (kN)	N (kN)
1	21,25	239,78	679,22
2	17,43	402,9	936,18
3	13,92	410,26	761,44
4	11,23	412,9	618,03
5	10,16	413,9	560,42
6	11,23	412,9	618,03
7	13,92	410,26	761,44
8	17,43	402,9	936,18
9	21,25	239,78	679,22

Fonte: Própria autora.

Figura B.4 – Deslocamento vertical no tabuleiro devido ao peso próprio – [MCT-Ext]

Fonte: Própria autora.

Figura B.5 – Momento fletor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Ext]

Fonte: Própria autora.

Figura B.6 – Momento torsor no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Ext]

Fonte: Própria autora.

Figura B.7 – Esforço cortante no tabuleiro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Ext]

Fonte: Própria autora.

Figura B.8 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes – [MCT-Ext]

Fonte: Própria autora.

Figura B.9 – Momento fletor no mastro devido a cargas permanentes e acidentais – [MCT-Ext]

Fonte: Própria autora.

APÊNDICE C – Esforços no tabuleiro retificado do estudo de caso

Desenvolvendo-se os diagramas de esforços no modelo de viga reta, tem-se:

Figura C.1 – Modelo com tabuleiro retificado

Fonte: Própria autora.

Figura C.2 – Diagrama de momento torsor

Fonte: Própria autora.

Figura C.3 – Diagrama de momento fletor

Fonte: Própria autora.