

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA

BRUNA DIAS RIBEIRO

**ESTUDO DAS SOLICITAÇÕES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE UMA
PONTE ESTAIADA TIPO LEQUE**

Joinville

2017

BRUNA DIAS RIBEIRO

**ESTUDO DAS SOLICITAÇÕES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE UMA
PONTE ESTAIADA TIPO LEQUE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia de Infraestrutura.

Orientadora: Dra. Paula Manica Lazzari.

Joinville

2017

BRUNA DIAS RIBEIRO

**ESTUDO DAS SOLICITAÇÕES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE UMA
PONTE ESTAIADA TIPO LEQUE**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia de Infraestrutura, da Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville (SC), 1 de Dezembro de 2017.

Banca Examinadora:

Prof^a. Dra. Paula Manica Lazzari
Presidente/Orientador

Prof^a. M.Sc. Valéria Bennack
Membro

Prof^a. M.Sc. Bruna Manica Lazzari
Membro

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à minha família por todo apoio e incentivo que foram dados durante minha trajetória, dentro e fora da universidade.

Agradeço à minha mãe e aos meus padrinhos por nunca me desestimularem, e por me ajudarem a vencer os desafios.

Agradeço à minha orientadora, Dra. Paula Manica Lazzari pela paciência, pelos ensinamentos, disponibilidade para orientação e por todo conhecimento transmitido.

Agradeço aos meus amigos pelo companheirismo, carinho e compreensão durante esses anos, por serem minha segunda família durante o período de graduação, e principalmente por compartilharem todos os momentos importantes da minha vida.

RESUMO

As pontes estaiadas surgiram como uma alternativa eficiente para transpor grandes vãos, possibilitando a utilização de estruturas mais leves, esbeltas e econômicas. Com o crescimento da aplicação deste sistema, torna-se necessário a compreensão do seu comportamento estrutural. Para definição de um projeto de ponte estaiada devem ser levados em consideração os aspectos característicos de todos os elementos que constituem a estrutura, assim como as condições locais da região de construção da obra. Por se tratar de uma estrutura hiperestática, esse estudo realizou a aplicação do procedimento do Método das Forças para obtenção das reações, para o caso de uma ponte estaiada, a fim de realizar análise das solicitações impostas aos componentes estruturais (tabuleiro, estais e mastro). O estudo das solicitações parte de um modelo inicial e, posteriormente, são variadas as alturas do mastro, e o espaçamento entres os cabos. Para todos os modelos os estais, dispostos de forma simétrica, apresentam configuração tipo leque, e disposição transversal plano central vertical único. A validação dos resultados foi realizada através da análise feita com auxílio dos *softwares Two-dimensional Frame Analysis Tool (Ftool)* e o SAP2000, versão 18.0.1, programa baseado no método dos elementos finitos, tornando possível a comparação de diferentes formas para obtenção dos resultados.

Palavras-chave: Método das Forças. Ftool. SAP2000. Estais. Mastro. Tabuleiro.

ABSTRACT

The cable bridges emerged as an efficient alternative to transverse large spans, making possible the use of lighter, slimmer and economical structures. With the growing application of this system, it is necessary the understanding of its structural behavior. In a cable bridge project all structural elements must be considered, as well as the local conditions of the region of the workplace. Being an hyperstatic structure, this study was focused on the Forces Method to obtain the reactions, specifically for the case of a cable bridge, in order to determine the stress in all the structural components (board, mast and cables). The stress study is based on an initial model, with a variation of the mast's height as well as the cable span. In all the models, the cables were considered to have a symmetrical disposition, in a single vertical central plane transverse arrangement. The results validation was obtained with the software two-dimensional frame analysis tool (Ftool) and SAP2000, 18.0.1 version, based on the finite elements method, making possible a comparison between different ways to obtain the results.

Keywords: Force Method. Ftool. SAP2000. Cable. Mast. Board.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fluxograma das etapas do trabalho.....	14
Figura 2 – Esquema dos elementos constituintes dos principais elementos de uma ponte.	16
Figura 3 – (a) estrutura proposta por Faustus; (b) modelagem ponte estaiada de madeira.	18
Figura 4 – Colapso Ponte Tacoma Narrows.....	18
Figura 5 - (a) Ponte Stromsund, Suécia; (b) Ponte Donzère-Mondragon, França.....	19
Figura 6 – Ponte Anita Garibaldi, Laguna (SC).	20
Figura 7 – Ponte Irineu Bornhausen, Brusque (SC).	21
Figura 8 – Concepções estruturais (a) categoria 1, (b) categoria 2, (c) categoria 3..	22
Figura 9 – Esquema plano vertical central único.....	24
Figura 10 – Esquema de dois planos laterais de apoio.....	25
Figura 11 – Plano inclinado de apoio.	25
Figura 12 – Distribuição longitudinal dos cabos (a) harpa, (b) leque, (c) semi-harpa, (d) assimétrica, (e) extradorso e (f) múltiplos vãos.....	26
Figura 13 – Esquemática das relações trigonométricas.	30
Figura 14 – Representação dos esforços eliminados.....	32
Figura 15 – Representação dos vínculos imperfeitos.....	32
Figura 16 – Esquemática do vetor de deslocamento.....	34
Figura 17 – Esquemática da matriz flexibilidade.	35
Figura 18 – Deslocamento vertical caso I: alongamento dos estais.....	36
Figura 19 – Deslocamento vertical caso II: encurtamento do pilone.	38
Figura 20 – Deslocamento vertical caso III: rotação do pilone.	39
Figura 21 – Deslocamento vertical caso IV: encurtamento do tabuleiro.....	40
Figura 22 – Metade da seção transversal padrão do tabuleiro da Ponte do Saber...	45
Figura 23 – Seção transversal do tabuleiro do modelo de estudo.....	45
Figura 24 – Seção transversal do pilone da Ponte Anita Garibaldi.	46
Figura 25 – Seção transversal do pilone do modelo de estudo.....	47
Figura 26 – Vinculação dos apoios estruturais.....	49
Figura 27 – Distribuição das cargas para o trem-tipo.....	51
Figura 28 – Esquemática dos carregamentos do trem-tipo.	55
Figura 29 – Modelo estrutural 1.....	57

Figura 30 – Deformação estrutural, modelo 1.....	61
Figura 31 – Diagrama de força axial, modelo 1.....	62
Figura 32 – Diagrama de força cortante, modelo 1.....	63
Figura 33 – Diagrama de o momento fletor, modelo 1.....	64
Figura 34 – Modelo estrutural 2.....	65
Figura 35 – Deformação estrutural, modelo 2.....	68
Figura 36 – Diagrama de força axial, modelo 2.....	69
Figura 37 – Diagrama de força cortante, modelo 2.....	70
Figura 38 – Diagrama de momento fletor, modelo 2.....	71
Figura 39 – Modelo estrutural 3.....	72
Figura 40 – Deformação final, modelo 3.....	74
Figura 41 – Diagrama de força normal, modelo 3.....	75
Figura 42 – Diagrama de força cortante, modelo 3.....	75
Figura 43 – Diagrama de momento fletor, modelo 3.....	76
Figura 44 – Reações no programa SAP2000.....	77
Figura 45 – Comparação dos deslocamentos verticais no tabuleiro utilizando as combinação com multidão e trem-tipo.....	79
Figura 46 – Comparação dos alongamentos nos estais entre os pontos de ancoragens similares dos modelos 1, 2 e 3.....	80
Figura 47 – Comparação dos alongamentos nos estais entre os pontos de ancoragens similares dos modelos 1, 2 e 3.....	81
Figura 48 – Comparação das forças cortantes conforme espaçamento entre ancoragens.....	81
Figura 49 – Comparação dos momentos fletores conforme espaçamento entre ancoragens.....	82

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Especificações do tabuleiro.....	45
Quadro 2 - Especificações do pilone.....	47
Quadro 3 – Ancoragens e área de aço os respectivos estais da Ponte do Saber. ...	48
Quadro 4 – Modelos de análise.....	50
Quadro 5 – Definição de cargas e combinações de análise.	53
Quadro 6 - Reações obtidas nos pontos de apoio, modelo 1.....	57
Quadro 7 – Forças verticais impostas aos estais, modelo 1.	58
Quadro 8 – Forças horizontais impostas ao tabuleiro, modelo 1.....	58
Quadro 9 – Tensões dos estais, modelo 1.	59
Quadro 10 – Alongamentos dos estais, modelo 1.....	60
Quadro 11 – Encurtamento do pilone, modelo 1.	60
Quadro 12 – Deslocamentos verticais finais, modelo 1.....	61
Quadro 13 – Força normal no tabuleiro, modelo 1.	62
Quadro 14 – Forças axiais no pilone, modelo 1.	63
Quadro 15 – Forças cortantes, modelo 1.	63
Quadro 16 – Momentos fletores, modelo 1.	64
Quadro 17 – Reações obtidas nos pontos de apoio, modelo 2.....	66
Quadro 18 - Forças verticais impostas aos estais, modelo 2.	66
Quadro 19 - Forças horizontais impostas ao tabuleiro, modelo 2.	67
Quadro 20 – Tensões dos estais, modelo 2.....	67
Quadro 21 – Alongamentos dos estais, modelo 2.....	68
Quadro 22 - Encurtamento do pilone, modelo 2.....	68
Quadro 23 – Deslocamentos verticais finais, modelo 2.....	69
Quadro 24 – Forças axiais no tabuleiro, modelo 2.	70
Quadro 25 – Forças axiais no pilone, modelo 2.	70
Quadro 26 – Forças cortantes, modelo 2.	71
Quadro 27 – Momentos fletores, modelo 2.	71
Quadro 28 – Reações obtidas nos pontos de apoio, modelo 5.....	72
Quadro 29 – Forças verticais impostas aos estais, modelo 5.	73
Quadro 30 – Forças horizontais impostas ao tabuleiro, modelo 5.....	73
Quadro 31 – Tensões dos estais, modelo 3.	73
Quadro 32 – Alongamentos dos estais, modelo 5.....	73

Quadro 33 – Encurtamento do pilone, modelo 5.	74
Quadro 34 – Deslocamentos verticais finais, modelo 5.....	74
Quadro 35 – Forças axiais no tabuleiro, modelo 5.	75
Quadro 36 – Forças axiais no pilone, modelo 5.	75
Quadro 37 – Forças cortantes, modelo 5.	76
Quadro 38 – Momentos fletores, modelo 5.	76
Quadro 39 – Solicitações no tabuleiro frente à carga permanente e carga móvel. ...	78
Quadro 40 – Solicitação nos estais frente à carga permanente e carga móvel.	79

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	OBJETIVOS	13
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	13
1.3	DELINEAMENTO	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1	OBRA DE ARTE ESPECIAL	16
2.2	BREVE HISTÓRICO DAS PONTES ESTAIADAS	17
2.3	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	21
2.4	COMPONENTES ESTRUTURAIS	23
2.4.1	Estais.....	23
2.4.1.1	<i>Disposição transversal dos cabos.....</i>	<i>24</i>
2.4.1.2	<i>Disposição longitudinal dos cabos.....</i>	<i>25</i>
2.4.2	Tabuleiro.....	28
2.4.3	Mastro	28
2.5	ESTUDO ANALÍTICO DAS SOLICITAÇÕES ESTRUTURAIS	29
2.5.1	Etapa 1	31
2.5.2	Etapa 2	32
2.5.3	Etapa 3	33
2.5.4	Etapa 4	33
2.5.5	Etapa 5	34
2.5.6	Etapa 6	35
2.5.6.1	<i>Alongamento dos estais.....</i>	<i>36</i>
2.5.6.2	<i>Encurtamento do pilone</i>	<i>37</i>
2.5.6.3	<i>Rotação do pilone.....</i>	<i>39</i>
2.5.6.4	<i>Encurtamento do tabuleiro</i>	<i>40</i>
2.5.7	Etapa 7	41
3	METODOLOGIA DE ANÁLISE: CONCEPÇÃO E DEFINIÇÃO.....	43
3.1	MODELO INICIAL DE ESTUDO	43
3.1.1	Tabuleiro.....	44
3.1.2	Pilone	46

3.1.3	Estais.....	47
3.1.4	Condições de contorno	48
3.2	DEFINIÇÕES DE ANÁLISE	49
3.2.1	Carga permanente.....	50
3.2.2	Cargas variáveis.....	51
3.2.3	Combinações do carregamento.....	53
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	56
4.1	MODELO 1.....	56
4.2	MODELO 2.....	65
4.3	MODELO 3.....	72
4.4	ANÁLISE COM CARGA MÓVEL	76
4.5	RESUMO DAS ANÁLISES.....	80
5	CONCLUSÃO.....	83
	REFERÊNCIAS.....	85
	APÊNDICES	88

1 INTRODUÇÃO

Devido à necessidade de transpor grandes obstáculos, naturais ou artificiais, a concepção das pontes torna-se fundamental. As estruturas promovem a ligação de regiões vizinhas, permitindo o transporte de populações e escoamento de produtos, impactando de forma positiva o desenvolvimento socioeconômico do local.

Diante disto, a construção de pontes estaiadas tem apresentado um crescimento substancial. Este sistema estrutural tem sido adotado para solucionar projetos rodoviários, principalmente a malha viária urbana, onde as obras não devem interferir no fluxo de tráfego, demandando grandes vãos livres.

De acordo com o Departamento Nacional De Estradas De Rodagem – DNER (1996), o emprego das pontes estaiadas permite alcançar grandes vãos, proporcionando ganhos técnicos e econômicos, além de ter grande visibilidade estética, devido a sua esbeltez. Tratam-se de estruturas compostas por um tabuleiro sustentado por cabos retos, estabilizados pelo mastro (YTZA, 2009).

As solicitações impostas à ponte são transmitidas ao mastro por meio dos cabos, de forma similar ao que ocorre em uma treliça em balanço, sendo os estais tracionados durante a compressão do tabuleiro e do pilone. (YTZA, 2009).

Diante da complexidade da análise das solicitações, e devido ao alto grau de hiperestaticidade da estrutura, este trabalho propõe demonstrar um método analítico para obtenção dos esforços nos elementos estruturais de uma ponte estaiada (estais, pilone e tabuleiro). Para a realização deste estudo, foi realizado um modelo inicial, os estais dispostos de forma simétrica com a disposição dos cabos tipo leque e um plano único central, e demais variações quanto altura de mastro e espaçamento entre estais. O cálculo analítico será realizado pelo Método das Forças. Este método tem como princípio definir, dentro do arranjo de soluções em forças que satisfazem as condições de equilíbrio, qual a situação expressa as condições de compatibilidade para que as incógnitas de um sistema hiperestático sejam resolvidas de forma satisfatória (MARTHA, 2017).

Para validar os resultados, os valores foram comparados com dados obtidos a partir da utilização do *software Two-dimensional Frame Analysis Tool (Ftool)* e SAP2000, versão 18.0.1. Diferente do modelo analítico, o Ftool, monta os modelos estruturais a partir dos parâmetros de entrada, construindo os gráficos dos esforços pertinentes ao estudo em questão. Já o *software* SAP2000 apresenta análise estrutural do sistema desenvolvido, retornando diagrama de momentos, forças cortantes e força normal, assim como visualização dos deslocamentos. Interligando os modelos para análise, é possível uma melhor visualização de como o sistema estrutural se comporta ao que se refere às solicitações.

O método científico utilizado neste trabalho, caracteriza-se como estudo de caso. Para esta metodologia, segundo Chizzoti (2006), é necessário levantar dados sobre determinado objeto a ser estudado e com isso obter um amplo conhecimento acerca do produto, para que possam ser esclarecidas as dúvidas.

Desta forma, foi realizado o embasamento teórico, com especial destaque para conceitos essenciais sobre estruturas hiperestáticas, sobretudo, pontes estaiadas. Para aplicação das vertentes de análise, Método das Forças, *software* Ftool e SAP2000, foram considerados os elementos estruturais como: estais, tabuleiro e torre.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral é estudar as solicitações dos elementos estruturais de uma ponte estaiada tipo leque, variando a altura do pilone e espaçamento dos estais no tabuleiro.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Entre os objetivos específicos deste estudo pode-se listar os seguintes itens:

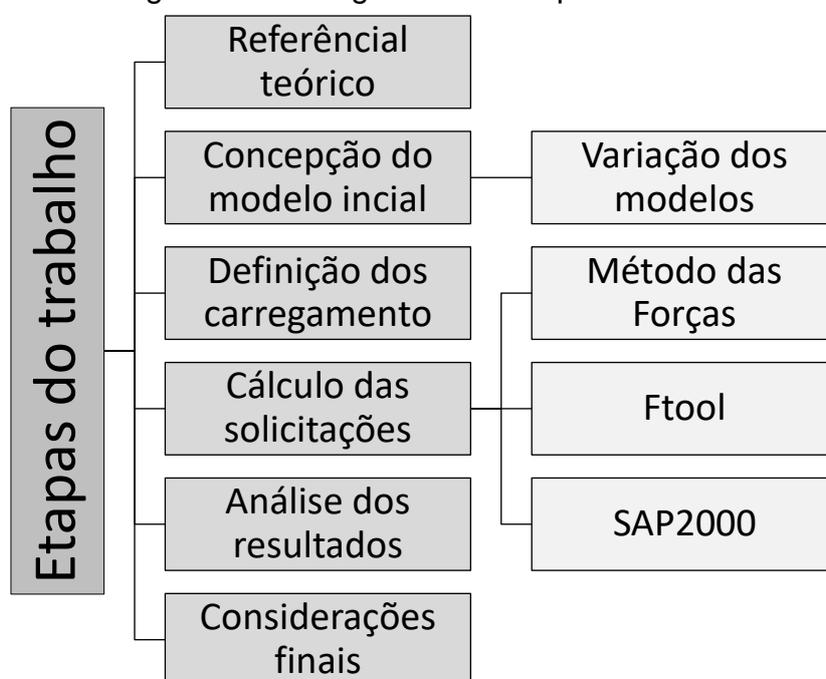
- a) desenvolver modelo inicial de análise;
- b) aplicar o Método das Forças para realizar os cálculos analíticos das solicitações estruturais;
- c) comparar resultados analíticos com valores obtidos através do *software* Ftool e do SAP2000;

- d) avaliar as alterações das solicitações, quando modificada altura do mastro e espaçamento entre ancoragens;
- e) comparar a diferença das solicitações com utilização cargas móveis.

1.3 DELINEAMENTO

As etapas do desenvolvimento do estudo foram definidas conforme o fluxograma representado na Figura 1. Como pode-se observar, o referencial teórico é fundamental para a realização do trabalho.

Figura 1 – Fluxograma das etapas do trabalho.



Fonte: Autora (2017).

De acordo com o fluxograma, inicialmente foi elaborada uma pesquisa sobre características das pontes estaiadas. Juntamente com o estudo das pontes, iniciou-se a pesquisa da metodologia analítica utilizada para obtenção das solicitações e também, as funcionalidades do software Ftool e SAP2000. Em seguida, foi feito um estudo de quais modelos estruturais seriam adequados para melhor representar as análises das solicitações. Após esta definição, determinou-se as alterações realizadas perante as alturas dos mastros e espaçamentos entre as ancoragens. Com o objetivo de estudar as solicitações impostas aos elementos estruturais de

uma ponte estaiada tipo leque, foram desenvolvidos os cálculos pertinentes à obtenção dos resultados. Por fim, através de uma análise final dos resultados obtidos, foram feitas as considerações finais sobre o trabalho.

Com o objetivo de apresentar de forma clara e objetiva o estudo realizado, o trabalho foi dividido em cinco capítulos. Neste capítulo 1, foram descritas as abordagens iniciais sobre o tema, evidenciando os objetivos determinados.

No capítulo 2 é feita um referencial teórico sobre as pontes estaiadas, a fim de conhecer suas características históricas e estruturais. Ainda no capítulo 2, é abordado o estudo analítico aplicado para obtenção dos resultados deste trabalho.

A concepção e definição dos modelos avaliados são apresentadas no capítulo 3. Neste capítulo também são descritos as condições de carregamentos impostos às estruturas.

No capítulo 4 são apresentadas as análises de resultados das solicitações dos elementos estruturais dos modelos. Por último, no capítulo 5, foram feitas as considerações finais.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

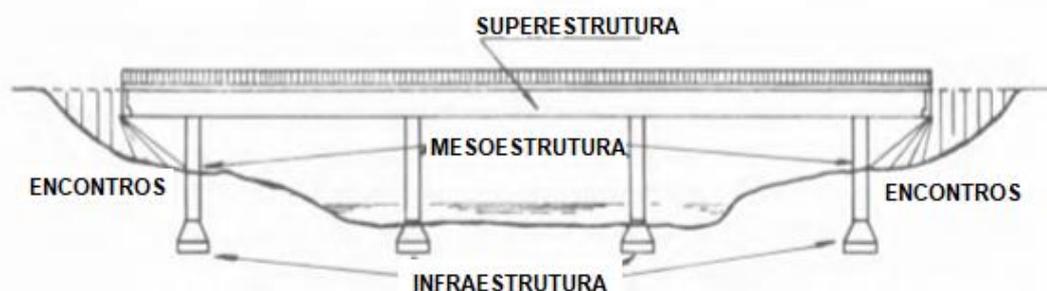
Como base teórica para este trabalho, serão apresentados os conceitos essenciais sobre pontes estaiadas, concepção estrutural, componentes estruturais, métodos construtivos. Além disso, será apresentada a metodologia da obtenção das solicitações, utilizando o Método das Forças.

2.1 OBRA DE ARTE ESPECIAL

Uma obra de arte especial é a forma de denominar qualquer construção de uma estrada que apresente um projeto específico para uma obra em particular, tais como, pontes, viadutos, passarelas, entre outros. Estas estruturas são soluções para vencer obstáculos e permitir a continuidade de uma via sobre rios, vales, córregos, braços de mar e outras vias de tráfego. Vale ressaltar que, quando se tem uma estrutura, que vence obstáculos não construídos por água, esta é denominada de viaduto.

Usualmente esse sistema estrutural pode ser dividido em quatro partes fundamentais, sendo: superestrutura, mesoestrutura, infraestrutura e encontros. Na Figura 2 tem-se a representação de uma ponte, mostrando os principais elementos constituintes.

Figura 2 – Esquema dos elementos constituintes dos principais elementos de uma ponte.



Fonte: Pfeil (1979, p 2).

A superestrutura é a parte situada acima dos apoios, correspondente à composição do tabuleiro (lajes, vigas principais e secundárias), são os elementos responsáveis por receber as solicitações do tráfego e transmitir à mesoestrutura. A mesoestrutura é constituída pelos apoios (pilares). Estes elementos são responsáveis pela condução das reações provenientes da superestrutura à fundação. Os pilares também recebem as cargas da ação dos ventos e da pressão da água em movimento (PFEIL, 1979).

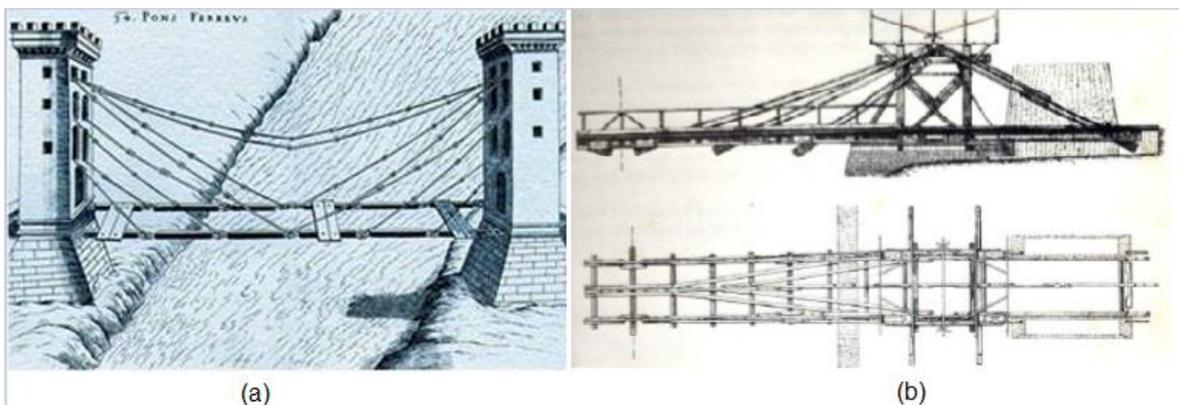
A infraestrutura ou fundação é o elemento que recebe os esforços da mesoestrutura e transmite ao terreno no qual a obra está implantada. Os encontros são destinados à transição entre a estrutura e a via de tráfego. Sua principal função é receber o empuxo dos aterros de acesso e impedir sua transmissão à estrutura. Desta forma, são componentes designados para estabilização e contenção da obra (PFEIL, 1979).

2.2 BREVE HISTÓRICO DAS PONTES ESTAIADAS

O histórico das pontes estaiadas mostra que a concepção de suportar uma viga por meio de cordas inclinadas ou suspensas a um mastro tem sido difundida desde as antigas civilizações. Os egípcios já utilizavam deste conceito em suas embarcações, e os índios norte americanos nas construções de passarelas de madeira (MAZARIM, 2011).

O primeiro registro de aplicação do conceito de ponte suspensa por cabos, a fim de transpor um obstáculo, é datada de 1617, quando Faustus Verantius apresentou um sistema constituído por um tabuleiro de madeira suportado por barras de aço inclinadas (Figura 3a). Em 1784, o carpinteiro C. L. Loscher construiu na cidade de Fribourg, na Suíça, uma das primeiras pontes estaiadas, sendo composta inteiramente por madeira, incluindo os estais, apresentando um vão de 32 metros (TROITSKY, 1977 apud MAZARIM, 2011), conforme ilustra a Figura 3(b). No ano de 1817, a passarela estaiada de King's Meadow foi projetada por Brow e Redpath, engenheiros britânicos. Esta estrutura apresenta um vão de 33,6 metros, onde foram utilizados estais de arame e torre de ferro em forma celular (MAZARIM, 2011).

Figura 3 – (a) estrutura proposta por Faustus; (b) modelagem ponte estaiada de madeira.



Fonte: Troitsky (1977).

Mesmo com um bom comportamento estrutural, alguns acidentes foram definitivos para o parcial abandono deste sistema durante um longo período. Os acidentes, envolvendo pontes estaiadas e pênséis, ocorreram em grande parte, devido à falta de conhecimento dos aspectos construtivos das mesmas. Um exemplo é a ponte pênsil Tacoma Narrows, que entrou em colapso após quatro meses de sua inauguração (Figura 4), em 1940, devido a oscilações torcionais do tabuleiro provocado por ventos de 65 km/h (MAZARIM, 2011).

Figura 4 – Colapso Ponte Tacoma Narrows.



Fonte: WIKIPÉDIA (2017).

A partir desse acontecimento a concepção dos sistemas estruturais teve que ser reformulada. Em 1938, o engenheiro alemão Franz Dischinger projetou a ponte Stromsund, na Suécia. Entretanto, apenas em 1955 a estrutura foi concluída. Feita inteiramente de aço, exceto a fundação, comportando um vão de 182 metros, foi considerada como a primeira ponte estaiada moderna, mesmo sendo concluída após a ponte de Donzère-Mondragon (1952). Está situada na França e é composta por concreto e aço, vencendo um vão de 81 metros. Ambas estruturas estão ilustradas na Figura 5 (MAZARIM, 2011).

Figura 5 - (a) Ponte Stromsund, Suécia; (b) Ponte Donzère-Mondragon, França.



Fonte: WIKIPÉDIA (2017).

O crescimento das pontes estaiadas ocorreu após a Segunda Guerra Mundial, devido à necessidade de reconstrução das cidades. Desta forma, o emprego desse sistema estrutural tornou-se econômico, tendo uma estrutura leve e de rigidez adequada a vencer os vãos necessários (MAZARIM, 2011; YTZA, 2009).

No Brasil, o emprego das pontes estaiadas é mais recente do que nos demais países. A partir de consultoria de empresas estrangeiras e aperfeiçoamento de profissionais brasileiros, as empresas começaram a aplicar este tipo de solução estrutural nas pontes nacionais (MAZARIM, 2011).

No estado de Santa Catarina, a Ponte Anita Garibaldi, localizada no município de Laguna foi inaugurada no dia 15 de julho de 2015. Sua extensão é de 2,8 quilômetros, com vão central de 200 metros. Ela apresenta duas pistas e acostamento em cada sentido da ponte, como mostra a Figura 6. Sua construção faz parte do projeto de duplicação da BR-101 em Santa Catarina. Sua execução visa eliminar um dos principais fluxos da rodovia, causados pela movimentação de produtos, e pela demanda de turistas em alta temporada na região Sul do país (BRASIL, 2015).

Figura 6 – Ponte Anita Garibaldi, Laguna (SC).



Fonte: Brasil (2015).

A Ponte Anita Garibaldi é a primeira estaiada com tabuleiro em curva do Brasil. A sua execução iniciou em 2012 pelo consórcio Camargo Corrêa, Alterpa M. Martins e Construbase. Sua implantação dividiu-se em quatro etapas. O início foi destinado para realização das fundações, posteriormente foi feita construção dos pilares e mastro. Na quarta etapa foram instaladas as proteções laterais e centrais da estrutura, assim como demais serviços de acabamento (ANDMAX, 2017).

Outra estrutura referência para o estado de Santa Catarina está situada na cidade de Brusque. A ponte Irineu Bornhausen, inaugurada no dia 20 de abril de 2004, foi a primeira ponte estaiada edificada em concreto branco no Brasil (Figura 7). Ela apresenta 90 metros de comprimento, sendo sustentada por um pilone central de 36 metros de altura. Na margem direita do Rio Itajaí-mirim, com um vão livre de 90,88 metros (CLIPPING, 2004).

Figura 7 – Ponte Irineu Bornhausen, Brusque (SC).



Fonte: Clipping (2004).

O projeto substituiu a antiga ponte devido ao estudo hidrológico realizada pela Universidade Federal do Paraná, que identificou o local como ponto crítico responsável por inundações. O objetivo da nova ponte foi dar a maior vazão às águas do rio em períodos de muita chuva (CLIPPING, 2004).

2.3 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

As pontes estaiadas são sistemas que oferecem diversas alternativas de concepção estrutural. De acordo com Mazarim (2011), o desenvolvimento das estruturas pode ser dividido em três categorias, que levam em consideração a disposição dos estais, modificando o sistema de distribuição de cargas.

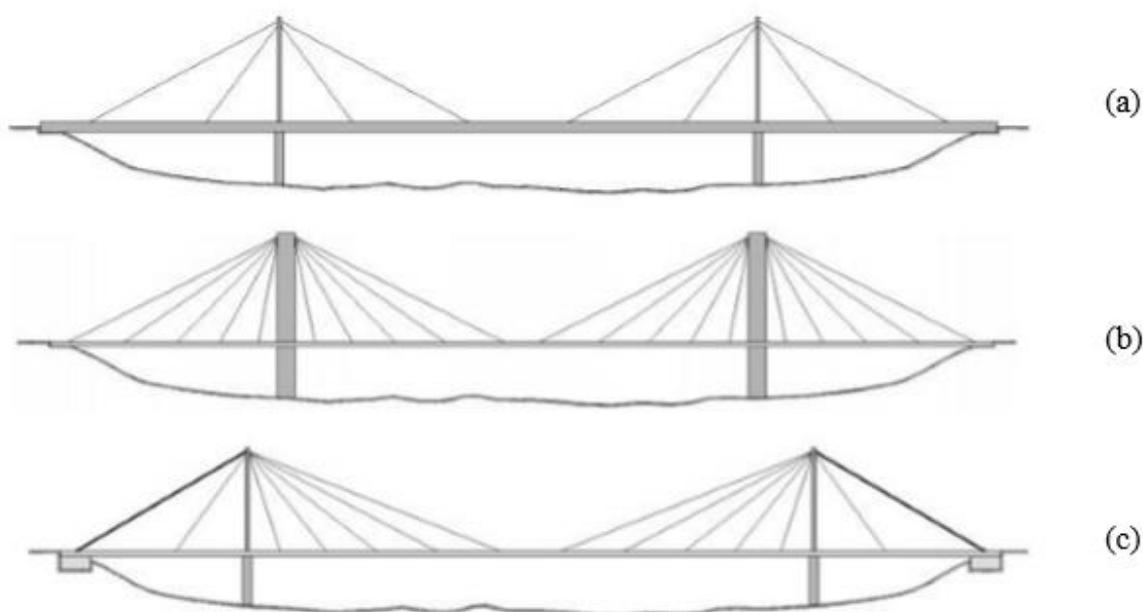
A categoria 1 (Figura 8a) é caracterizada por um menor número de estais, dispostos em um grande espaçamento, que suportam tabuleiros rígidos. Neste esquema estrutural, a grande parte das cargas percorre as vigas longitudinais, causando elevados momentos fletores entre os pontos de ancoragem dos estais. Desta forma, as torres e os estais são submetidos a maiores esforços, requerendo

seções mais robustas em comparação com as demais configurações (MAZZARIM, 2011).

Na categoria 2 (Figura 8b) tem-se mais estais com menor espaçamento entre eles. A maior parte do carregamento atuante no tabuleiro é direcionada aos cabos, reduzindo a flexão longitudinal da superestrutura. Para este tipo de concepção estrutural é possível adotar seções mais leves e esbeltas para os tabuleiros (MAZZARIM, 2011).

As pontes da terceira categoria 3 (Figura 8c) são constituídas sem respeitar uma simetria entre os espaçamentos estais. As cargas atuantes são transmitidas para blocos de ancoragem responsáveis por receberem as solicitações provenientes dos estais de retaguarda, garantindo estabilidade à estrutura (MAZZARIM, 2011).

Figura 8 – Concepções estruturais (a) categoria 1, (b) categoria 2, (c) categoria 3.



Fonte: Walther et al (1999).

Relacionando as três concepções, é possível ressaltar as vantagens da utilização das categorias 2 e 3, principalmente quanto à possibilidade de redução do peso próprio, devido à esbelteza da seção, quando não se faz necessária a elevada rigidez à flexão. Outro benefício é a viabilidade construtiva pelo método de balanços sucessivos, permitindo que os tabuleiros sejam construídos a partir dos masts em direção aos vãos (TORNERI, 2002).

2.4 COMPONENTES ESTRUTURAIS

Para um melhor entendimento dos aspectos de funcionalidade e desempenho das pontes estaiadas, é fundamental o estudo dos seus elementos constituintes. Desta maneira, cada componente será caracterizado de forma separada. Nos itens 2.4.1, 2.4.2 e 2.4.3 são destacadas as características pertencentes aos estais, tabuleiro e torre, respectivamente.

2.4.1 Estais

Os estais são os elementos responsáveis pela transferência dos carregamentos impostos ao tabuleiro para o pilone, influenciando diretamente no comportamento global da estrutura. Desta forma, torna-se fundamental o conhecimento de suas propriedades e condições de durabilidade para realização de projetos viáveis, quanto aos aspectos estruturais e econômicos (GOMES, 2013).

Os estais são formados por elementos de tensionamento, sistemas de ancoragem, e sistemas de proteção. O primeiro componente é responsável por realizar a ação de suspensão das cargas do tabuleiro até o pilone, podendo ser formado por um conjunto de barras ou cordoalhas.

A utilização de cordoalhas é o mecanismo mais empregado e aceito para concepção de estruturas estaiadas. As cordoalhas são formadas por um feixe de fios dispostos circundando um núcleo central em uma ou mais camadas. Os estais são compostos pela união de cordoalhas, variando o diâmetro final de acordo com a especificação do projeto. O mais usual encontrado para configurações dos estais é a cordoalha de sete fios com aço de relaxação baixa e diâmetro nominal de 15,7 mm (MAZARIM, 2011).

O sistema de ancoragem tem função de manter as tensões e o nivelamento dos estais e tabuleiro ao longo da obra e durante manutenções. O sistema de proteção proporciona a durabilidade dos estais. A proteção mais utilizada são os tubos de polietileno com alta resistência mecânica, resistente à ação de raios ultravioletas e também são utilizados pelo grande apelo estético. Entre os demais sistemas pode-se destacar a opção de galvanização das cordoalhas, permitindo que as mesmas fiquem expostas (MAZARIM, 2011).

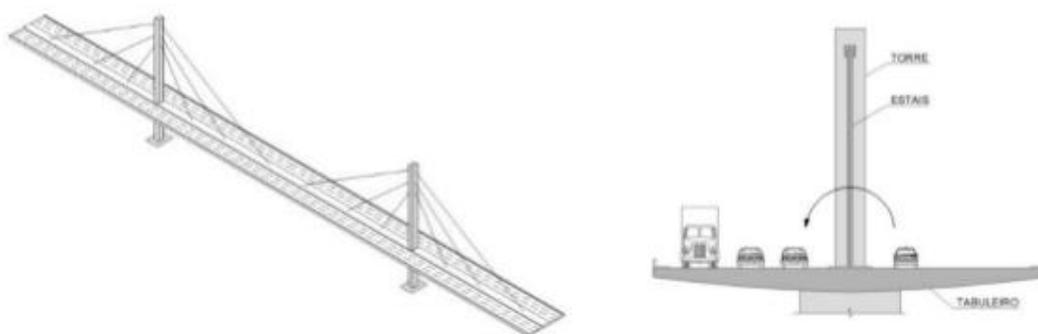
As disposições longitudinais e transversais dos estais podem ser determinadas a partir de variadas concepções que afetam no comportamento estrutural, o método construtivo e no custo de execução da obra. A seguir são apresentadas as geometrias mais difundidas, nos itens 2.4.1.1 e 2.4.1.2.

2.4.1.1 *Disposição transversal dos cabos*

Os sistemas de suspensão dos estais podem variar em diversas maneiras impactando nas características estéticas e estruturais. As geometrias mais usuais são: plano vertical central único, dois planos laterais de apoio e planos inclinados de apoio (VARGAS, 2007).

As pontes que utilizam o primeiro tipo de arranjo, apresentam vantagens visuais e desvantagens estruturais. Para concepção estética, não ocorre superposição de planos de cabos. Entretanto, estruturalmente, é comum ocorrer efeitos de torção, necessitando um tabuleiro com alta rigidez, capaz de manter a sua estabilidade, conforme mostra a Figura 9. Outro fator, é a necessidade de estais com maior diâmetro e ancoragens mais resistentes, devido à alta solicitação imposta a um único plano de suspensão (LAZZARI, 2016).

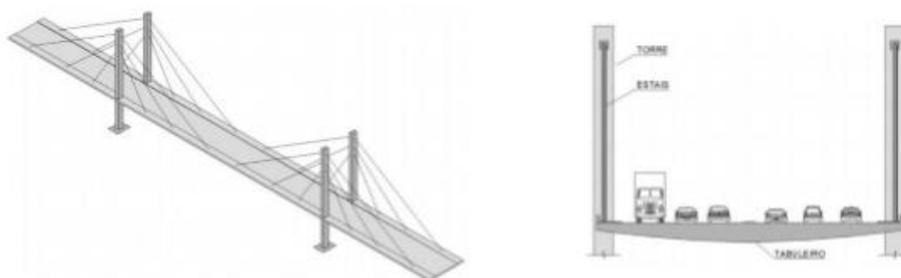
Figura 9 – Esquema plano vertical central único.



Fonte: Mazarim (2011).

A utilização de dois planos laterais de apoio (Figura 10) permite uma maior largura do tabuleiro, capaz de absorver os esforços de torção mesmo com seções mais leves e esbeltas. Desta forma, torna-se uma solução favorável para projetos que necessitam de mais faixas de tráfego na ponte (MAZARIM, 2011).

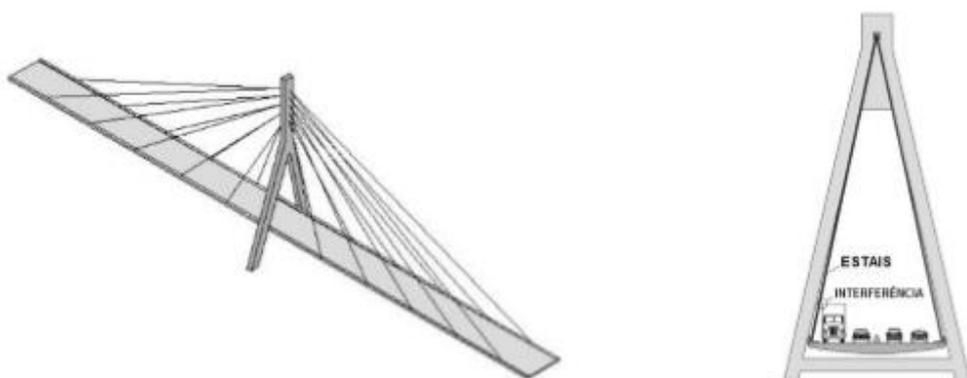
Figura 10 – Esquema de dois planos laterais de apoio.



Fonte: Mazarim (2011).

Os planos inclinados de apoio ligam os estais na parte superior de ponte. Do ponto vista estético o sistema é vantajoso por sua maestria. Todavia, a possibilidade de interferência entre os cabos com o gabarito da ponte pode ocorrer devido à inclinação dos estais em relação ao tabuleiro, principalmente em estruturas de menores larguras com torres mais baixas. Para este caso, a geometria mais aplicada é em formato em A, conforme apresentado na Figura 11, principalmente por este modelo não apresentar interseção entre torre e tabuleiro (MAZARIM, 2011).

Figura 11 – Plano inclinado de apoio.



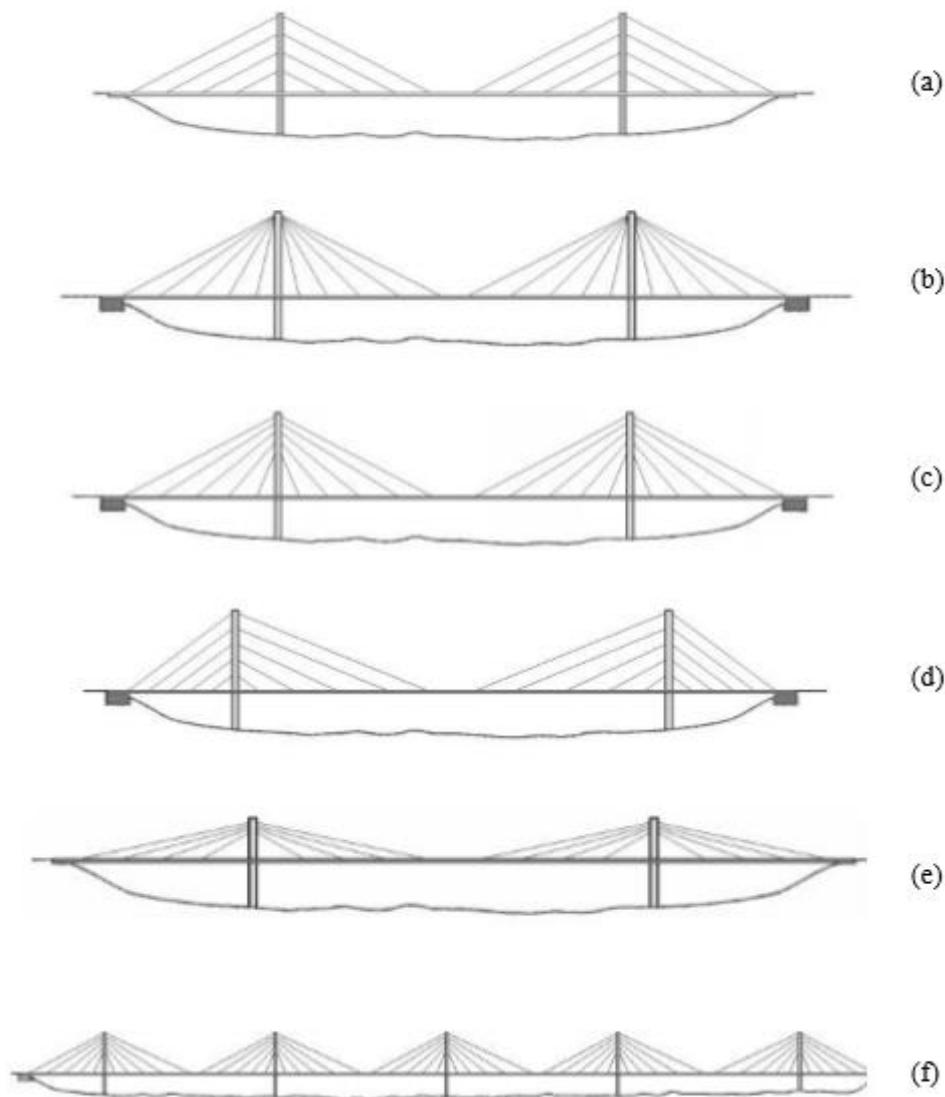
Fonte: Mazarim (2011).

2.4.1.2 Disposição longitudinal dos cabos

Existem diversificadas configurações quanto à distribuição longitudinal dos estais. Segundo Mazarim (2011), as diferentes geometrias podem ser classificadas

como: harpa, leque, semi-harpa, assimétrica, extradorso e múltiplos vãos. Na Figura 12 estão representadas todas as configurações de distribuição longitudinal dos cabos.

Figura 12 – Distribuição longitudinal dos cabos (a) harpa, (b) leque, (c) semi-harpa, (d) assimétrica, (e) extradorso e (f) múltiplos vãos.



Fonte: Mazzarim (2011).

No modelo estrutural de harpa os cabos são dispostos paralelamente entre si, mantendo os mesmo espaçamentos ancorados no mastro. Esta modelagem não é a solução mais eficiente, pois quanto maior a inclinação dos estais, menor a sua

eficiência. Quando ocorre incidência de cargas assimétricas, os esforços são impostos nos pilones. Desta forma, se faz necessário uma maior rigidez, aumentando suas dimensões comparando-se com outras geometrias.

Na concepção de leque os estais são fixados no topo das torres, respeitando o mesmo espaçamento na conexão com tabuleiro. Por apresentar uma maior verticalidade, os esforços de compressão, impostos ao tabuleiro são reduzidos, assim como a parcela de esforços horizontais transmitidos ao mastro. O fato de ter um menor espaçamento, ocasiona uma melhor distribuição de carga a ser resistida. Desta maneira, pode ser realizada a implantação de estais de menor diâmetro e seções mais esbeltas. Entretanto, a utilização de arranjo em leque possui a alta complexidade na execução de ancoragem dos cabos no topo do pilone, elevando o custo da obra.

Na geometria semi-harpa é encontrado um intermédio de características das duas soluções descritas, mantendo os pontos positivos de cada sistema. Aplicando esta disposição, a principal vantagem destacada é dada pelo alívio de esforços em pontos de ancoragem e, conseqüentemente, a possibilidade de seções menores. Por manter um afastamento definido entre as conexões ao longo da torre não ocorre a mesma complexidade encontrada na configuração de leque.

A utilização da geometria assimétrica se faz necessária quando ocorrem interferências no local da implantação da ponte, não possibilitando a disposição simétrica dos cabos em torno dos mastros. Desta maneira, os estais de retaguarda são ancorados em blocos de ancoragem, elementos capazes de resistir aos esforços dos cabos.

Nas configurações extradorso as torres são menores que nas demais soluções, o que diminui os ângulos entre os estais e o tabuleiro. Por este motivo, os esforços de compressão no tabuleiro da ponte são mais elevados. Quanto à distribuição dos cabos, pode-se adotar as demais geometrias apresentadas.

A solução de múltiplos vãos permite a utilização de qualquer geometria descrita, mantendo uma repetição da mesma, conforme a finalidade do projeto. Seu emprego é apropriado, principalmente, em locais que visam à travessia de grandes vãos.

2.4.2 Tabuleiro

O tabuleiro ou viga de enrijecimento é o elemento responsável por receber de forma direta as cargas oriundas da utilização da ponte, essencialmente os carregamentos de veículos e carga de multidão, que representam parte das solicitações totais impostas na estrutura. Estes elementos devem ser projetados visando um bom desempenho aerodinâmico para evitar qualquer acidente proveniente da ação dos ventos (GOMES, 2013).

O principal objetivo do tabuleiro é a transferência de cargas permanentes e cargas móveis PARA os pontos de ancoragem dos cabos. Sendo assim, a quantidade de estais ao longo do tabuleiro interfere na proporção e amplitude das solicitações ao longo da estrutura. Quanto menor o espaçamento, menor será a esforço de flexão imposto ao tabuleiro, o que reduz a necessidade de seções robustas, capazes de suportar elevada rigidez (TORNARI, 2002).

A definição do material utilizado para construção da superestrutura também exerce influência na capacidade requerida aos estais, mastros e fundações, além de interferir na metodologia construtiva e no custo final da obra. Entre as opções de materiais utilizados merecem destaques: aço, concreto e mista (concreto e aço).

2.4.3 Mastro

Os mastros, pilones ou torres são elementos responsáveis por transmitir as solicitações às fundações. Essas estruturas, carregadas principalmente pelo peso próprio e pela componente vertical dos estais, devem resistir aos esforços provenientes da aceleração e frenagem dos veículos, cargas de vento e ações sísmicas, visando a estabilidade geral da ponte (LAZZARI, 2016).

O comportamento das torres está ligado com a interação entre os demais componentes da ponte. Sua altura é proporcional à configuração dos cabos na qual o projeto é definido, pois é ela que determinará a inclinação dos estais (CLÁUDIO, 2010). De acordo com Gomes (2013) a maior eficiência da estrutura é dada quando o caminhamento das solicitações ocorre de forma “suave”, sem grandes mudanças de direção. Desta forma, as flexões no elemento são minimizadas e o comportamento geral da estrutura tende a ser mais preciso.

Para a determinação da altura da torre, são encontradas recomendações que variam entre 15 a 25% da dimensão do vão central da ponte. Gimsing, 1983 (apud TORNERI 2002), indica 15% do vão livre para configurações em leque, e Walther et al (1985) adotam de 20 a 25% da dimensão do vão livre, independente da configuração da ponte. Ainda, aconselha-se que o ângulo formado seja maior que 25°, para que as deflexões no tabuleiro não sejam muitas altas (LAZZARI, 2016).

Devido às solicitações impostas a estes elementos, as torres são construídas em concreto armado, materiais capazes de absorver os esforços de compressão. As soluções de torres constituídas de aço, economicamente menos favoráveis, se justificariam se a mesma estivesse perante condições desfavoráveis de fundação e fosse necessária uma altura extremamente alta (GOMES, 2013).

2.5 ESTUDO ANALÍTICO DAS SOLICITAÇÕES ESTRUTURAIS

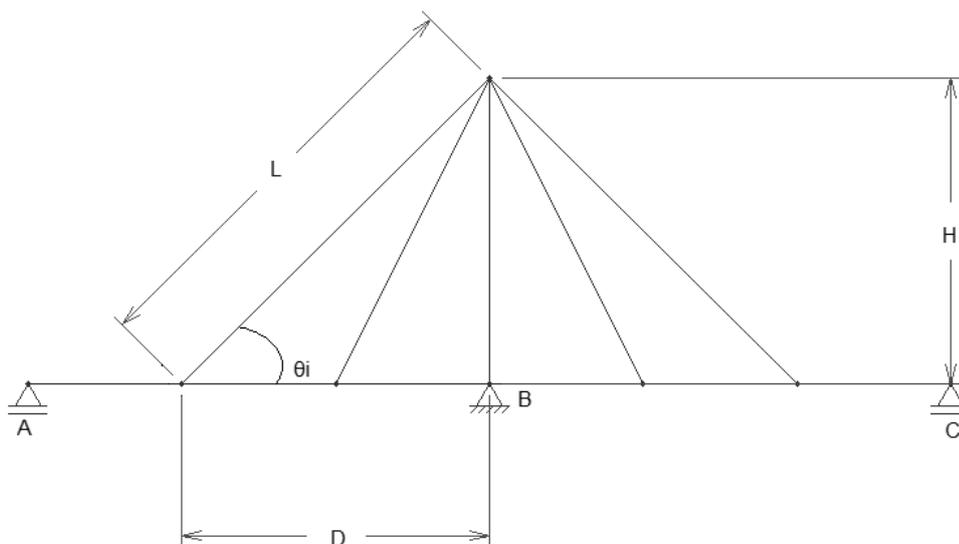
Para obter as solicitações nos elementos estruturais que constituem uma ponte estaiada são necessários dados característicos dos mesmos, como: módulos de elasticidade dos materiais, áreas e momento de inércia das seções transversais, dimensões dos elementos estruturais e distâncias entre ancoragens. Como o estudo apresenta um sistema estrutural hiperestático, é aplicado o Método das Forças para que seja possível determinar as incógnitas (reações) do problema proposto e obter as solicitações.

Para aplicar a resolução através do Método das Forças, é necessário considerar os três grupos de condições básicas da análise estrutural: condições de equilíbrio, condições de compatibilidade, que envolve a continuidade interna, e condições sobre o comportamento dos materiais (MARTHA, 2017). Resumidamente, a metodologia soma uma série de soluções básicas, que isoladas não satisfazem todas as condições de compatibilidade inicial da estrutura. Porém, posteriormente, serão restabelecidas com a superposição das mesmas.

As configurações de superposição de soluções básicas são em geral estruturas isostáticas, também denominadas como Sistema Principal (SP). Estes arranjos são obtidos pela eliminação de vínculos da estrutura original. As forças associadas aos vínculos liberados são as incógnitas do estudo e definidos como hiperestáticos (MARTHA, 2017).

Para realização da metodologia, é necessário a obtenção dos ângulos, formados entre os estais e o tabuleiro, assim como os comprimentos de cada cabo, conforme a representação na Figura 13. Desta forma, os valores de comprimento e ângulo são definidos partindo de relações trigonométricas, apresentadas nas equações 1 e 2, respectivamente.

Figura 13 – Esquematização das relações trigonométricas.



Fonte: Autor (2017).

$$L = \sqrt{(D)^2 + (H)^2} \quad (1)$$

Onde:

L : comprimento do estai analisado, em metros;

D : distância horizontal do trecho analisado (entre o estai e a torre), em metros;

H : altura do pilone, em metros.

$$\theta_i = \arctg \left(\frac{H}{D} \right) \quad (2)$$

Onde:

θ_i : ângulo formado entre o estai analisado e o tabuleiro, em graus.

A partir dos valores determinados, é aplicado o Método das Forças para obter as reações do sistema estrutural hiperestático. De acordo com Lazzari (2017), para o desenvolvimento do cálculo das incógnitas são seguidos 7 procedimentos (etapas) conforme descritos na sequência.

Após a realização dos procedimentos citados a seguir, determinam-se solicitações nos elementos estruturais, assim como as respectivas tensões. Também é determinado o alongamento dos estais e o encurtamento do pilone devido ao carregamento.

2.5.1 Etapa 1

A análise das equações de equilíbrio global da estrutura (no somatório de forças na direção horizontal e na direção vertical, e no somatório de momentos em relação a um ponto qualquer) no plano permite verificar que os valores das reações de apoio são superiores as mesmas. Para definir o número de incógnitas excedentes, também denominado grau de hiperestaticidade (GH), é utilizada a fórmula descrita na Equação 3.

$$GH = [(1 * C_1) + (2 * C_2) + (3 * C_3)] - 3 * m \quad (3)$$

Onde:

C_1 : número de vínculos de 1ª ordem;

C_2 : número de vínculos de 2ª ordem;

C_3 : número de vínculos de 3ª ordem;

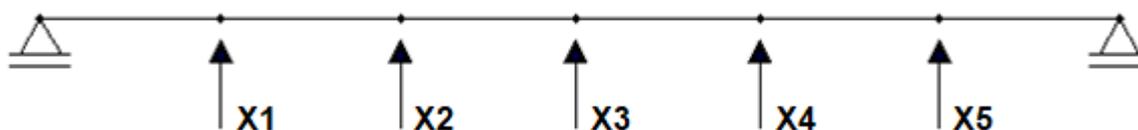
m: quantidades de barras que constituem a estrutura.

O valor de GH indica o número de equações de compatibilidade de deslocamentos necessárias para resolver o caso analisado. Também trata-se da quantidade de vínculos que devem ser eliminados para montagem do sistema principal e o número de esforços hiperestáticos (incógnitas) que deverão ser adicionados.

2.5.2 Etapa 2

Na etapa 2 é realizada a escolha da forma principal da estrutura, ou seja, tornar a estrutura original em uma estrutura isostática. Os esforços ligados aos vínculos eliminados recebem a simbologia X_i , o índice i varia de 1 a n , sendo n o valor do GH. Eles devem ser posicionados na direção do movimento impedido pelo vínculo retirado, conforme o exemplo apresentado na Figura 14.

Figura 14 – Representação dos esforços eliminados.



Fonte: Autora (2017).

Os vínculos situados em pontos de apoio perfeito tem seu deslocamento igual a zero, diferente dos que estão posicionados sob as ancoragens, que são considerados vínculos imperfeitos. No exemplo representado na Figura 15, as molas indicam a representação de vínculos imperfeitos, que permitem um deslocamento vertical de forma parcial. Neste vínculo imperfeito há a necessidade da realização dos cálculos dos deslocamentos permitidos para solução do problema. Na etapa 6 serão apresentadas as considerações de cálculo para a análise destes deslocamentos, considerando uma ponte estaiada simétrica tipo leque.

Figura 15 – Representação dos vínculos imperfeitos.



Fonte: Autora (2017).

2.5.3 Etapa 3

A partir da terceira etapa é realizada a montagem do sistema de equações de compatibilidade de deslocamentos. Esta equação é formada pelo vetor de deslocamentos devido à carga externa $[-\delta_{i0}]$, pela matriz flexibilidade $[\delta_{ij}]$ e pelo vetor de esforço hiperestáticos $[X_i]$. O sistema é igualado a zero, quando trata-se de vínculos perfeitos e igual ao deslocamento, quando há presença de vínculos imperfeitos. A representação matricial está indicada na Equação 4.

$$[-\delta_{i0}] + [\delta_{ij}] * [X_i] = [0 \text{ ou } -\Delta_i] \quad (4)$$

Onde:

$[-\delta_{i0}]$: vetor de deslocamento devido ao carregamento externo;

$[\delta_{ij}]$: matriz de flexibilidade;

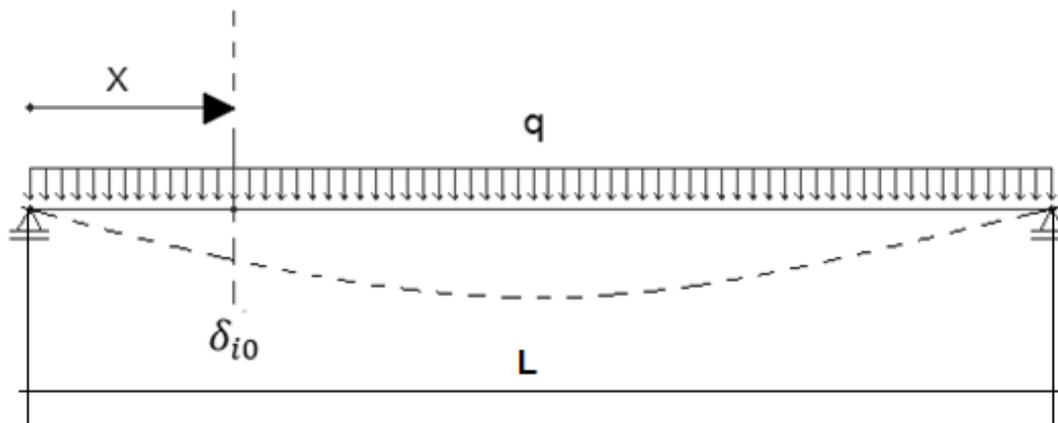
$[X_i]$: vetor de esforços hiperestáticos (incógnitas);

$[\Delta_i]$: vetor de deslocamento total.

2.5.4 Etapa 4

Na etapa 4 é obtido o vetor de deslocamento proveniente ao carregamento da ação externa imposta à estrutura. Na Figura 16 está ilustrada a esquematização que auxilia na montagem da equação desta etapa. Este vetor representa o deslocamento na direção do vínculo associado ao hiperestático quando está sob efeito da solicitação externa de forma isolada no sistema principal, conforme mostra a Equação 5.

Figura 16 – Esquematização do vetor de deslocamento.



Fonte: Autora (2017).

$$\delta_{i0} = \left(\frac{qx}{24EI} \right) * (L^3 - 2Lx^2 + x^3) \quad (5)$$

Onde:

q : carga externa distribuída sobre a estrutura;

x : distância da extremidade inicial até o local do esforço hiperestático;

E : módulo de elasticidade do tabuleiro;

I : momento de inércia do tabuleiro;

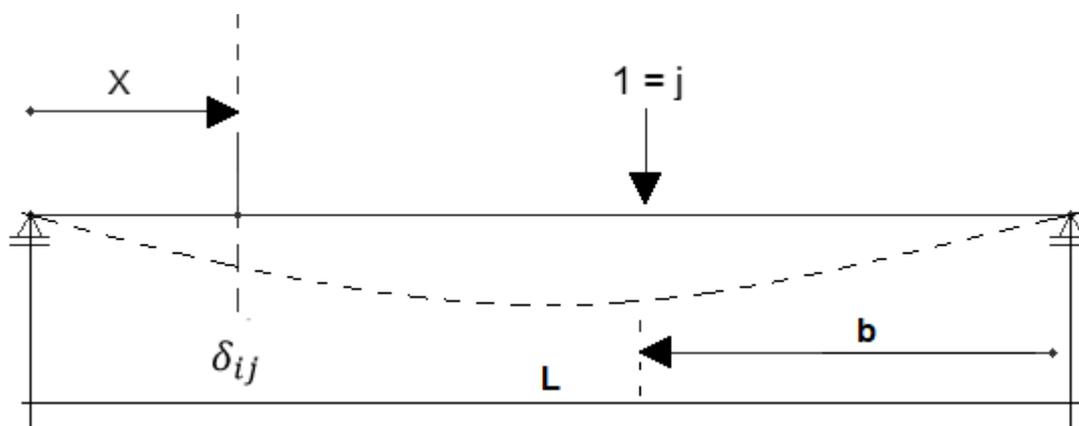
L : comprimento total da estrutura.

2.5.5 Etapa 5

Na etapa 5 ocorre a montagem da matriz de flexibilidade (δ_{ij}). A matriz de flexibilidade é o deslocamento na direção dos hiperestáticos devido à aplicação de um carregamento unitário, onde i representa a direção do deslocamento e j define a localização do carregamento unitário. Como a matriz de flexibilidade é quadrada e simétrica, então $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

Para determinação dos valores é seguida a formulação descrita na Equação 6, conforme ilustra a Figura 17.

Figura 17 – Esquematização da matriz flexibilidade.



Fonte: Autora (2017).

$$\delta_{ij} = \left(\frac{bx}{6EIL} \right) * (L^2 - b^2 - x^2) \quad (6)$$

Onde:

b : distância da extremidade final até o local do carregamento unitário;

x : distância da extremidade inicial até o local do esforço hiperestático;

E : módulo de elasticidade do tabuleiro;

I : momento de inércia do tabuleiro;

L : comprimento total da estrutura.

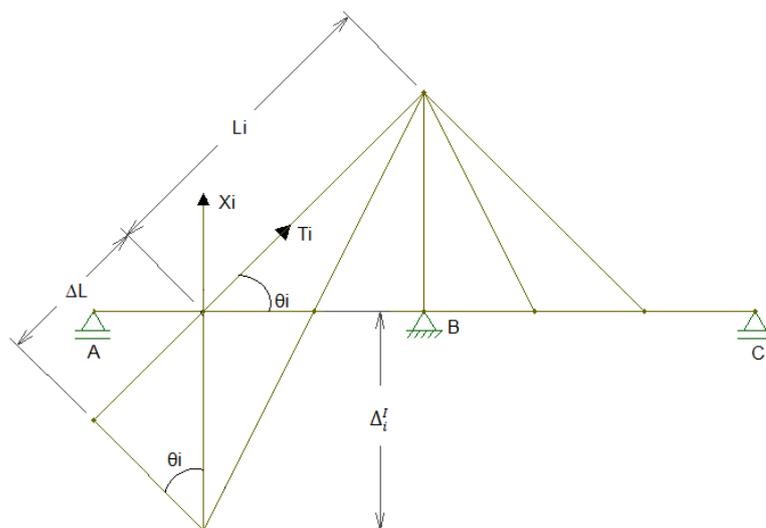
2.5.6 Etapa 6

Na etapa 6 são analisados os deslocamentos que podem ocorrer nos pontos de ancoragem dos estais com o tabuleiro e são calculados os valores de Δ_i . Nesta etapa são considerados os deslocamentos verticais dos estais perante quatro situações: alongamento dos estais (caso I), encurtamento do pilone (caso II), rotação do pilone (caso III) e encurtamento do tabuleiro (caso IV), especificadas nos itens 2.5.6.1, 2.5.6.2, 2.5.6.3 e 2.5.6.4.

2.5.6.1 Alongamento dos estais

Para o Caso I, o alongamento do estai é dado devido ao carregamento aplicado ao tabuleiro, tendendo o aumento no comprimento dos cabos (Figura 18).

Figura 18 – Deslocamento vertical caso I: alongamento dos estais.



Fonte: Autora (2017).

Desta forma, para avaliar a deformação causada pelo alongamento dos cabos faz-se necessário a aplicação dos princípios de tensão-deformação. Tendo como base a equação 7, obtém-se as equações 8 e 9.

$$\sigma = E_i \cdot \varepsilon \quad (7)$$

$$\sigma = \frac{T_i}{A_i} \quad (8)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L_i}{L_i} \quad (9)$$

A lei de Hooke (equação 7) representa a relação linear entre a tensão e deformação caracterizada nos estais. Partindo desta expressão, conclui-se a formulação 10, onde ΔL_i representa a alongamento do cabo perante o carregamento imposto à estrutura.

$$\Delta L_i = \frac{T_i \cdot L_i}{E_i \cdot A_i} \quad (10)$$

Onde:

T_i : tensão exercida pelo estai, que pode ser representada trigonometricamente por $T_i = \frac{X_i}{\text{sen}\theta_i}$, sendo $\text{sen}\theta_i = \frac{\Delta L_i}{L_i}$;

L_i : comprimento do estai;

E_i : módulo de elasticidade do estai;

A_i : área transversal do estai.

Com o rearranjo das variáveis apresentadas é possível definir o valor final do deslocamento vertical que ocorre no ponto de ligação entre o estai e o tabuleiro, conforme representado na equação 11, sendo C_i representado na equação 12.

$$\Delta_i^I = C_i \cdot X_i \quad (11)$$

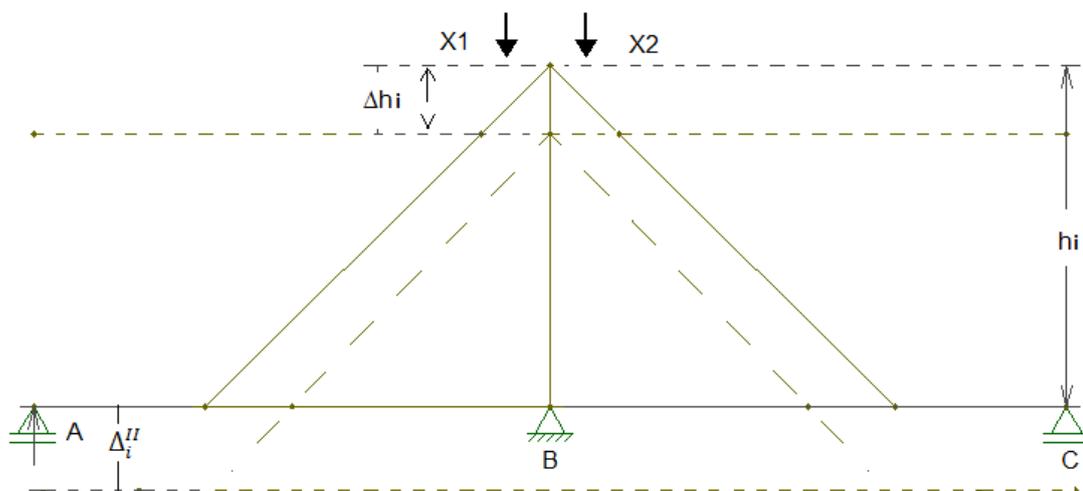
Onde:

$$C_i = \frac{L_i}{E_i \cdot A_i \cdot \text{sen}^2\theta_i} \quad (12)$$

2.5.6.2 Encurtamento do pilone

O Caso II, encurtamento do pilone, ocorre pela compressão do mastro devido ao descarregamento das solicitações causada pelas reações dos hiperestáticos, conforme ilustra a Figura 19.

Figura 19 – Deslocamento vertical caso II: encurtamento do pilone.



Fonte: Autora (2017).

Para dedução equivalente ao caso II também é considerado o princípio de tensão-deformação, partindo equação 7 e resultando nas equações 13 e 14.

$$\sigma = \frac{(X_1 + X_2)}{A_i} \quad (13)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta h_i}{h_i} \quad (14)$$

Reordenando as expressões 13 e 14, e substituindo na equação 7, obtém-se a equação 15, na qual representa o deslocamento proveniente da força de compressão exercida pelos cabos no pilone (Δh).

$$\Delta_i^{II} = \Delta h = \frac{h \cdot (X_1 + X_2)}{E_i \cdot A_i} \quad (15)$$

Sendo $(X_1 + X_2)$ os descarregamentos das forças provenientes das reações nas ancoragens. De forma simplificada, o encurtamento do pilone é dado pela solução 16. Chama-se atenção que os valores de X_i , neste caso, correspondem aos valores dos esforços hiperestáticos nos pontos de apoio entre os estais e o tabuleiro.

$$\Delta_i^{II} = f \cdot \left(\sum_{i=1}^n X_i \right) \quad (16)$$

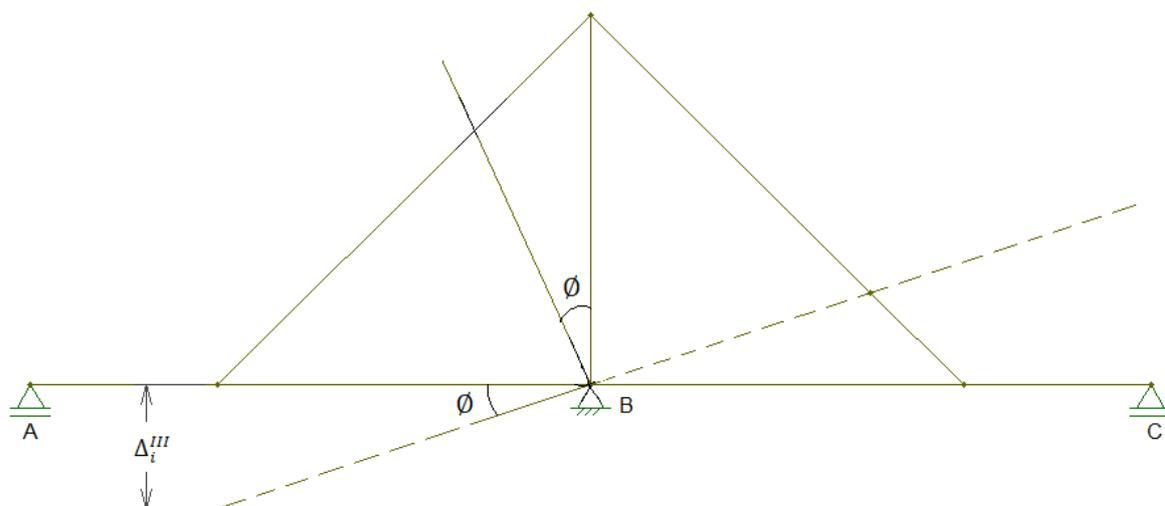
Onde:

f : variável que simplifica a função, sendo $f = \frac{h}{E_i \cdot A_i}$, considerando o módulo de elasticidade e área transversal característico do pilone.

2.5.6.3 Rotação do pilone

A rotação do pilone é avaliada em situações de estruturas assimétricas devido a diferença entre o número de estais, e quando existe carregamento assimétrico (Figura 20).

Figura 20 – Deslocamento vertical caso III: rotação do pilone.



Fonte: Autora (2017).

Neste caso é considerado que o deslocamento é igual ao ângulo multiplicado pela distância entre o ponto avaliado e o ponto da posição do mastro (equação 17).

$$\Delta_i^{III} = \phi \cdot IB \quad (17)$$

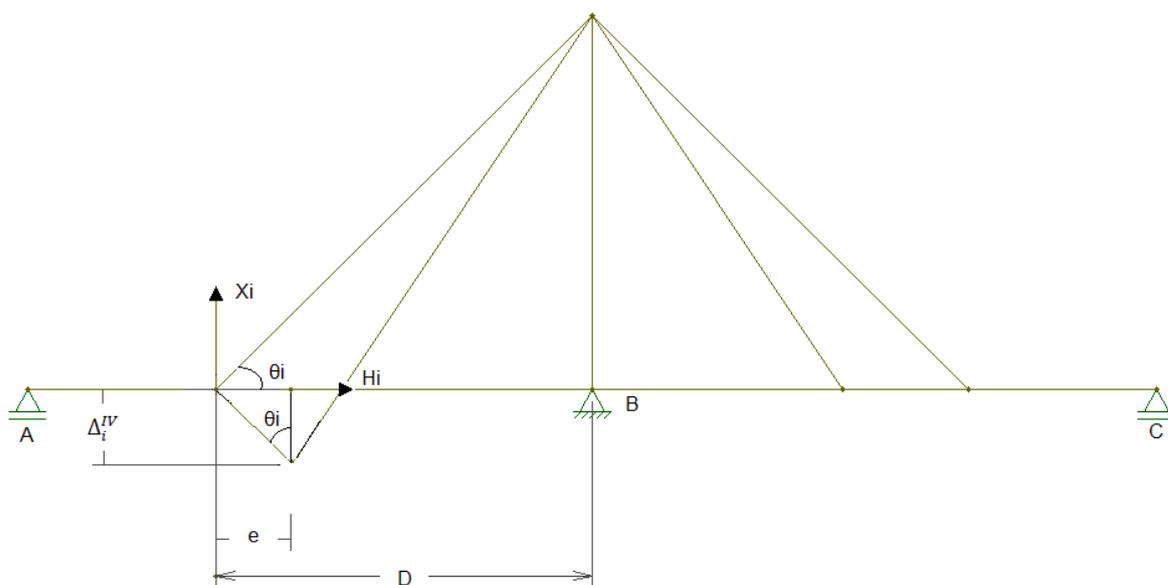
Para a solução final são adicionados todos os termos (caso I, caso II e caso III) para cada ponto conforme a configuração final apresentada na matriz a seguir (equação 18).

$$\begin{bmatrix} [\delta_{ij} + C_i + f] & IB \\ IB & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_i \\ \emptyset \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{i0} \\ 0 \end{bmatrix} \quad (18)$$

2.5.6.4 Encurtamento do tabuleiro

O Caso IV (Figura 21) corresponde à força horizontal exercida pela ancoragem dos estais. Esta força, provoca o encurtamento do tabuleiro, gerando o deslocamento vertical nos pontos de ancoragem.

Figura 21 – Deslocamento vertical caso IV: encurtamento do tabuleiro.



Fonte: Autora (2017).

Pela relação trigonométrica obtém-se que $tg\theta_i = \frac{X_i}{H_i}$, sendo assim o vetor horizontal que comprime o tabuleiro é dado por: $H_i = X_i \cdot cotg\theta_i$. Como no alongamento dos estais e encurtamento do pilone, o caso IV segue a equação 7, sendo sua dedução nas equações 19 e 20.

$$\sigma = \frac{H_i}{A_i} \quad (19)$$

$$\varepsilon = \frac{e}{D_i} \quad (20)$$

Reorganizando as expressões temos que $tg\theta_i = \frac{e}{\Delta_i^{IV}}$, assim $\Delta_i^{IV} = e \cdot cotg\theta_i$.

A expressão 21 indica o deslocamento vertical devido ao encurtamento do tabuleiro.

$$\Delta_i^{IV} = g \cdot X_i \quad (21)$$

Onde:

g : variável que simplifica a função, sendo $g = \frac{D}{E_T \cdot A_T} \cdot cotg\theta_i \cdot cotg\theta_j$,

considerando o módulo de elasticidade do material e área da seção transversal característico do tabuleiro.

2.5.7 Etapa 7

O objetivo na etapa 7 é solucionar o sistema de equações, determinando as incógnitas do estudo analisado. Desta forma, é possível definir os valores dos esforços hiperestáticos e, posteriormente, determinar as solicitações atuantes nos elementos (tabuleiro, mastro e estais).

Para a solução matricial, deve-se determinar a matriz final, ou seja, a soma da matriz de flexibilidade com as deformações impostas pelos casos descritos acima, que estão em função de X , em ressalva de estruturas simétricas que não há necessidade da consideração do caso III. Posteriormente, é definida a matriz inversa da mesma para que seja satisfeita a expressão 22, resultando nos valores dos esforços hiperestáticos.

$$[(\delta_{ij} + Ci + f + g)]^{-1} \cdot [\delta_{i0}] = [X_i] \quad (22)$$

Após definição das incógnitas, os esforços hiperestáticos são definidos. Assim é realizado o cálculo da força no cabo (Equação 23) e força horizontal (Equação 24) atuantes na estrutura, da mesma forma que são determinados os

valores absolutos do alongamento dos estais (Equação 25), e encurtamento do pilone (Equação 26).

$$T_i = \frac{X_i}{\text{sen}\theta_i} \quad (23)$$

$$H_i = T_i \cdot \text{cos}\theta_i \quad (24)$$

$$\Delta l_{ESTAIS} = \frac{T_i \cdot l_i}{E_E \cdot A_E} \quad (25)$$

$$\Delta l_{PILONE} = \frac{h_{PILONE}}{E_i \cdot A_i} \left(\sum X_i \right) \quad (26)$$

Para definição dos deslocamentos verticais nos pontos onde os estais estão ancorados no tabuleiro (Δd) é considerado os valores obtidos para o vetor de deslocamento, assim como a matriz de flexibilidade e, os esforços hiperestáticos, conforme indica a Equação 27.

$$\Delta d = [\delta_{i0}] - \left(\sum [\delta_{ij}] \cdot X_i \right) \quad (27)$$

Para auxiliar os cálculos e permitir a melhor visualização da metodologia é realizada a modelagem de uma ponte estaiada simétrica, tipo leque, com características estipuladas a partir de concepções já existentes. No próximo capítulo serão apresentadas as informações da concepção estrutural estudadas.

3 METODOLOGIA DE ANÁLISE: CONCEPÇÃO E DEFINIÇÃO

O presente trabalho propõe a aplicação de uma metodologia para obtenção das solicitações nos elementos estruturais em pontes estaiadas, tendo como base o modelo do Método das Forças. Os principais parâmetros para a análise do comportamento estrutural são: as disposições dos estais, inércia do tabuleiro, módulo de elasticidade dos materiais e as áreas transversais de cada elemento que compõe a estrutura (TORNERI, 2002). Tratando-se de um estudo de análise de solicitações, e não de uma solução de um dimensionamento específico, a proposta de modelo segue referências de análises pré-realizadas em trabalhos e concepções anteriores.

Posterior à determinação dos parâmetros a serem utilizados, com auxílio de uma planilha Excel, *software* Ftool e o SAP2000 foram analisadas as solicitações finais perante os critérios sugeridos para cada componente estrutural. A seguir são apresentadas as justificativas quanto à esquematização dos modelos utilizados.

3.1 MODELO INICIAL DE ESTUDO

O comprimento do tabuleiro, a configuração dos estais e o espaçamento adotado são aspectos fundamentais para concepção do modelo estrutural. Conforme o Manual de Projeto de Obras de Arte Especiais (DNER, 1996), as estruturas estaiadas são aplicáveis, garantindo vantagens técnicas, econômicas e estéticas, a partir de 200 metros, comprimento utilizado para realização na pesquisa.

Para definição da disposição dos cabos, levou-se em consideração a ponderação realizada por Torneri (2002), onde demonstra ser aceitável a utilização de um modelo com plano central único de cabos em leque para avaliação do comportamento estrutural da ponte estaiada. O valor do espaçamento dos estais assumido para o caso proposto, igual a dez metros, foi baseado a partir de recomendações do DNER (1996), que orienta a adoção de espaçamento de seis a

doze metros. Para a altura do mastro foi considerada inicialmente 15% do vão central, entretanto os ângulos obtidos partindo desta concepção são inferiores a 10°. Desta forma, foi adotado uma altura de 30 metros buscando suavizar os efeitos influenciados pela inclinação dos cabos.

Quanto à determinação do módulo de elasticidade do concreto, teve-se como base a resistência à compressão do material utilizado na Ponte do Saber, localizado no Rio de Janeiro. Conforme o ensaio de compressão simples realizado em laboratório o valor médio registado para a resistência à compressão foi de 69 MPa. Desta forma o módulo de elasticidade adotado foi de 43,3 GPa, conforme a resolução disposta na NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, pela expressão 28.

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 55 \text{ MPa } \text{ a } 90 \text{ MPa.} \quad (28)$$

Onde:

α_E : coeficiente característico do agregado;

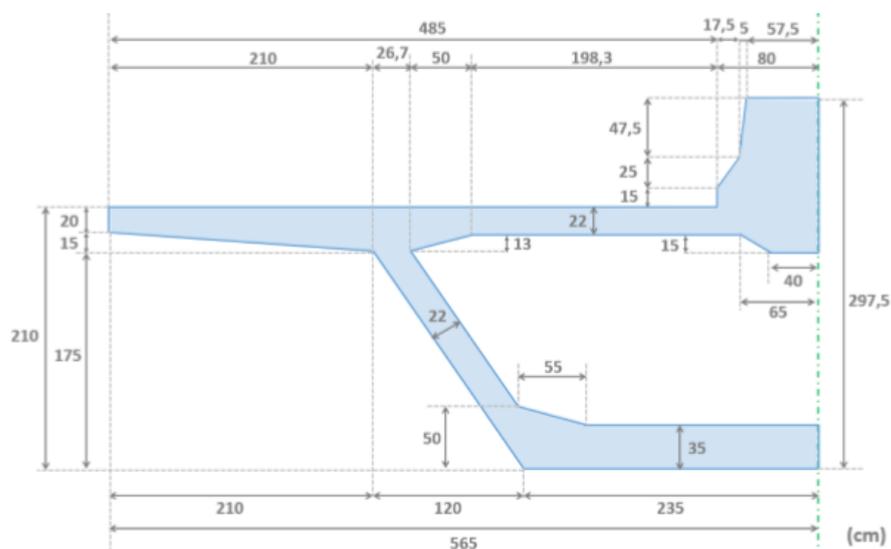
f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão.

As características geométricas dos elementos foram definidas conforme obras já existentes, que mantém aspectos semelhantes aos modelos criados para realizar o estudo. A seguir, são apresentadas estas informações para o tabuleiro, pilone e estais, respectivamente.

3.1.1 Tabuleiro

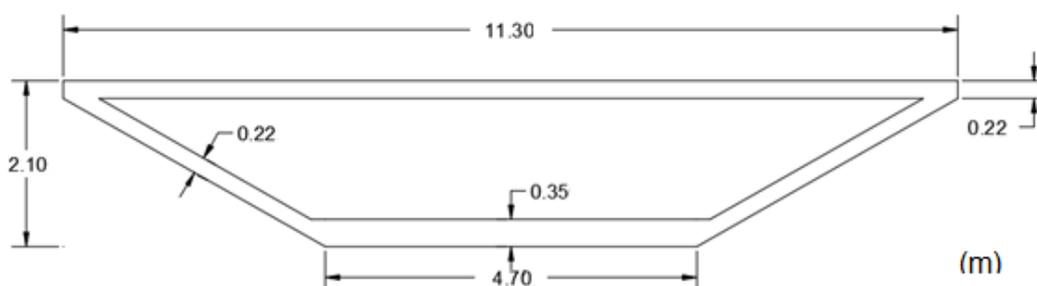
Partindo da simplificação do tabuleiro projetado para Ponte do Saber, com seção transversal padrão, apresentada na Figura 22, foram determinadas as dimensões utilizadas para pesquisa (Figura 23). O tabuleiro é definido por modelo genérico sugerido pelo *software* SAP2000, conservando as medidas de largura, altura e espessura máxima definida pela estrutura da Ponte do Saber. Desta maneira são obtidos os valores da área da seção transversal e momento de inércia do elemento, conforme indicado no Quadro 1.

Figura 22 – Metade da seção transversal padrão do tabuleiro da Ponte do Saber.



Fonte: Lazzari (2016).

Figura 23 – Seção transversal do tabuleiro do modelo de estudo.



Fonte: Autora (2017).

Quadro 1 – Especificações do tabuleiro.

Elemento	Área da seção (m ²)	Momento de inércia (m ⁴)	Módulo de elasticidade (kN/m ²)	Extensão longitudinal (m)
Tabuleiro	5,70	3,80	43.267.100,00	200,00

Fonte: Autora (2017).

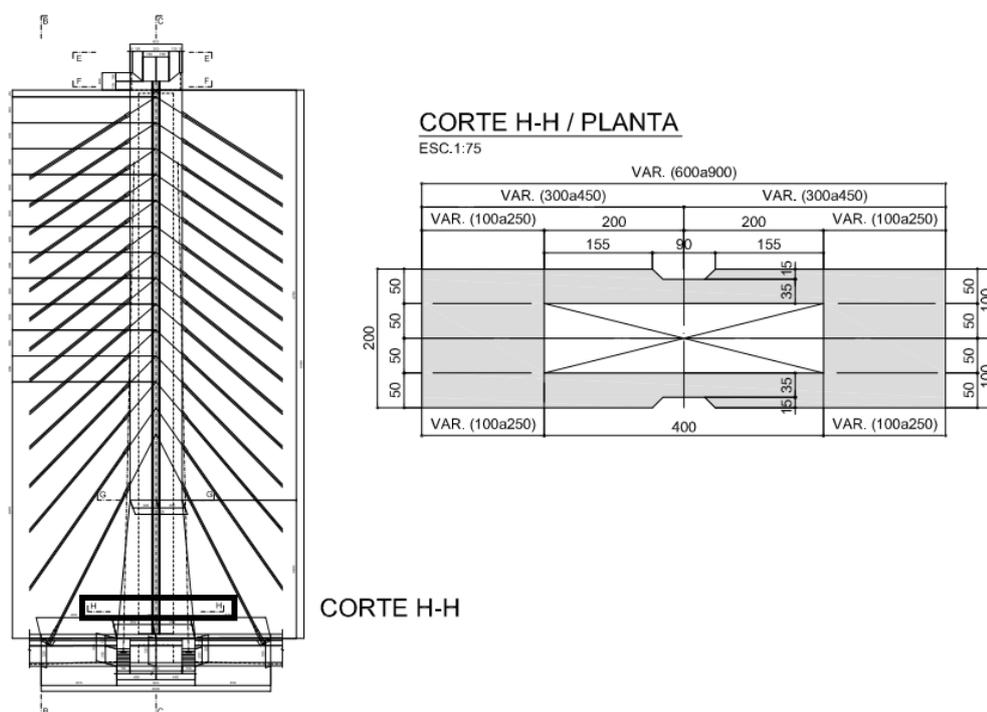
É importante destacar que apesar de apresentar diferença no tamanho de vão livre, a escolha se baseia no princípio que ambos modelos possuem o mesmo

espaçamento entre os estais, fator este que influencia no dimensionamento geométrico do elemento.

3.1.2 Pilone

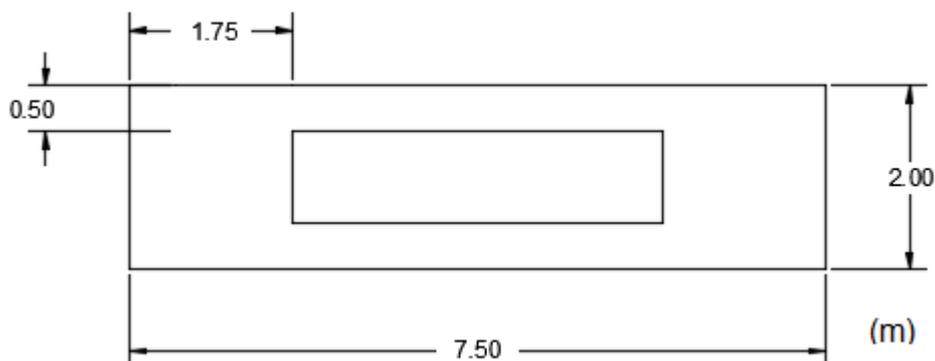
A idealização do pilone foi feita a partir da síntese do mastro elaborado para Ponte Anita Garibaldi, localizada em Santa Catarina. O pilone apresenta uma seção retangular com largura constante de 2 metros e comprimento que varia entre 6 a 9 metros (Figura 24). Para concepção do elemento empregado na pesquisa (Figura 25) manteve-se a largura, e através da média dos comprimentos foi determinado um valor constante de 7,5 metros. A partir destas definições obteve-se a área transversal do elemento, apresentado no Quadro 2 junto com as demais características do pilone.

Figura 24 – Seção transversal do pilone da Ponte Anita Garibaldi.



Fonte: Adaptado DNIT (2012).

Figura 25 – Seção transversal do pilone do modelo de estudo.



Fonte: Autora (2017).

Quadro 2 - Especificações do pilone.

Elemento	Área da seção (m ²)	Módulo de elasticidade (kN/m ²)	Altura (m)
Pilone	11,00	43.267.100,00	30,00

Fonte: Autora (2017).

Vale ressaltar que escolha da seção transversal para o pilone foi fundamentada na disposição do estais. Ambas estruturas, Ponte de Laguna e modelo de estudo, partem de uma configuração de simetria entre os cabos.

3.1.3 Estais

O cabo de aço utilizado no modelo de pesquisa é o CP177-RB, com diâmetro de 15,7 mm e módulo de elasticidade de 195 GPa. Este parâmetro tem como base as cordoalhas empregadas na obra da Ponte do Saber, no Rio de Janeiro. Na obra foram utilizados um total de 21 estais. Entre estes, 6 pertencem aos três pares de estais de retaguarda e 15 são estais frontais, espaçados a cada 10 metros ao longo do tabuleiro.

As ancoragens presentes no projeto variam de 31 a 127 cordoalhas. Nos estais frontais foram empregadas ancoragens de 31, 37 e 55 cordoalhas e nos estais de retaguarda estais de 127 cordoalhas. Para este estudo foi assumido uma

média entre as áreas apresentadas no Quadro 3. Desta maneira, ficou definido área transversal igual a 0,01 m².

Quadro 3 – Ancoragens e área de aço os respectivos estais da Ponte do Saber.

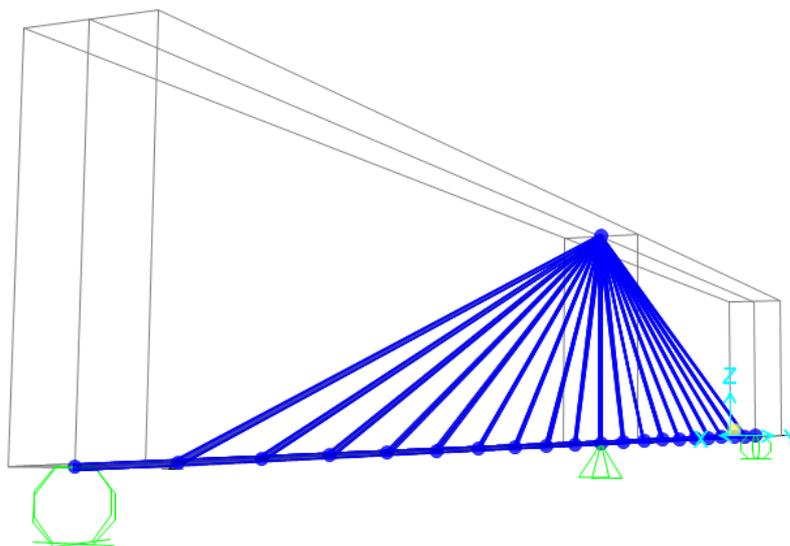
ESTAI	UNIDADE DE ANCORAGEM	SEÇÃO DE AÇO (cm ²)	ESTAI	UNIDADE DE ANCORAGEM	SEÇÃO DE AÇO (cm ²)
T01	127Ø	190,5	T10	55Ø	82,5
T02	127Ø	190,5	T11	55Ø	82,5
T03	127Ø	190,5	T12	55Ø	82,5
T04	31Ø	46,5	T13	55Ø	82,5
T05	31Ø	46,5	T14	55Ø	82,5
T06	37Ø	55,5	T15	55Ø	82,5
T07	37Ø	55,5	T16	55Ø	82,5
T08	37Ø	55,5	T17	55Ø	82,5
T09	55Ø	82,5	T18	55Ø	82,5

Fonte: Lazzari (2016).

3.1.4 Condições de contorno

As condições de contorno aplicadas à ponte são divididas em apoio simples e apoio duplo. Para as extremidades adotou-se dois apoios deslizantes, com restrição de movimento vertical, para o mastro foi definido uma vinculação com apoio duplo (Figura 26). A vinculação longitudinal para o tabuleiro é caracterizada como um sistema auto-ancorado. Desta forma, o esforço horizontal dos estais é transferido para o tabuleiro onde o valor máximo de compressão é encontrado junto ao mastro (TORNERI, 2002).

Figura 26 – Vinculação dos apoios estruturais.



Fonte: Autora (2017).

3.2 DEFINIÇÕES DE ANÁLISE

Para concepção do modelo no SAP2000 a estrutura foi elaborada através da projeção por barras lineares, conforme demonstrado no Apêndice B, caracterizadas pela área e momento de inércia da seção transversal, além do módulo de elasticidade de cada material, sendo o concreto para tabuleiro e mastro, e aço para os estais. A modelagem linear em plano possibilita identificar possíveis inconsistências numéricas, proporcionando a compreensão do comportamento estrutural (NUNES, 2010; VARGAS, 2007).

Os modelos apresentados no Quadro 4 foram definidos a partir da variação dos ângulos formados entre os estais e tabuleiro. De acordo com Walther et al (1985), a definição da inclinação dos cabos de ancoragem influencia na componente vertical de força proveniente dos cabos. Desta forma, para que ocorra alteração destes valores, são modificadas as dimensões da altura do mastro e espaçamento entre os pontos de ancoragem, mantendo as características das seções transversais e extensão total da estrutura. O modelo 2, em destaque, com altura da torre igual a 30 metros é a esquematização inicial. A partir da mesma, foram elaborados os demais modelos.

Quadro 4 – Modelos de análise.

Modelo	Altura do pilone (m)	Espaçamentos entre ancoragens (m)
1	30	5
	45	
	60	
	45	
	90	
2	30	10
	45	
	60	
	45	
	90	
3	30	20
	45	
	60	
	45	
	90	

Fonte: Autora (2017).

Os modelos foram analisados frente cargas permanentes e variáveis. Para o carregamento permanente foi levado em conta o peso próprio do tabuleiro. Entre as cargas variáveis foi considerado o trem-tipo, composto pelo caminhão e carga de multidão. As solicitações são descritas nos itens 3.2.1 e 3.2.2, posteriormente, as combinações de análise 3.2.3.

3.2.1 Carga permanente

O peso próprio da estrutura limita-se apenas ao peso do tabuleiro da ponte. Para determinar o valor do carregamento pode-se realizar a multiplicação da área da seção transversal pela extensão e pelo peso específico do material, conforme a equação 29.

$$P_p = A_s \cdot L \cdot \gamma_C \quad (29)$$

Onde:

P_p : peso próprio da ponte;

A_s : área da seção transversal;

L : extensão da ponte;

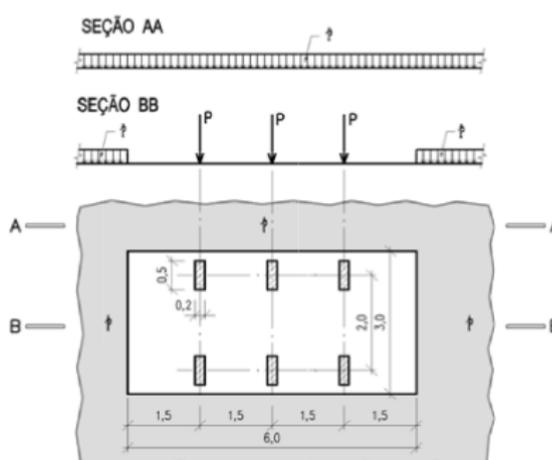
γ_c : peso específico do concreto.

O peso específico de projeto utilizado será na ordem de 25 kN/m^3 , conforme recomendado para concreto armado segundo a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003). Desta forma, a carga permanente é de igual a $142,5 \text{ kN/m}$.

3.2.2 Cargas variáveis

As cargas variáveis podem ser cargas móveis ou acidentais impostas às construções, ou seja, são cargas que atuam nas estruturas conforme a finalidade de seu uso, por exemplo, pessoas e veículos. A Figura 27, representa a distribuição das cargas provenientes da aplicação do trem-tipo.

Figura 27 – Distribuição das cargas para o trem-tipo.



Fonte: NBR 7188 (2013, p. 4).

Na análise do efeito dinâmico da carga móvel nas estruturas de pontes são assimilados a forças estáticas através da multiplicação pelos coeficientes de impactos definidos conforme a norma revisa NBR 7188:2013 – Carga móvel

rodoviária e de pedestre em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Este coeficiente é calculado a partir da Equação 30, descrita a seguir.

$$\emptyset = CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (30)$$

Onde:

CIV: coeficiente de impacto vertical;

CNF: coeficiente de número de faixas;

CIA: coeficiente de impacto adicional.

Os coeficientes de impacto vertical e de número de faixas são definidos conforme as equações 31 e 32, respectivamente.

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \quad (31)$$

Onde,

Liv: é igual a L, vão em metros, de acordo com o tipo de estrutura.

Caso a estrutura apresente um vão menor que 10 metros, o CIV tem um valor fixo de 1,35. Vale ressaltar, que a equação 31 é válida para estruturas com vão entre 10 e 200 metros, e ainda que o valor de 200 metros seja ultrapassado, é indicado realização de um estudo específico para consideração da amplificação dinâmica e definição do coeficiente.

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 \quad (32)$$

Onde,

n: número de faixas de tráfego a serem carregadas sobre o tabuleiro.

O coeficiente de impacto adicional (CIA) é definido conforme o material empregado na obra, e se aplica no comprimento de 5 metros a partir das juntas de

descontinuidades da estrutura. Para utilização de concreto ou obras mistas seu valor é dado por 1,25, enquanto para construções em aço o valor é igual a 1,15.

A carga móvel está associada a utilização do trem-tipo, sendo formada pelos carregamentos oriundos da movimentação de veículos. A composição destes veículos é dada por cargas pontuais nos pontos das rodas, e cargas uniformes (multidão) que representam o tráfego de comboios de menor porte.

Para a elaboração do estudo foi empregado o TB-450 (450 kN). Este modelo possui uma largura e comprimento de 3 e 6 metros respectivamente, contando com uma área de ocupação igual a 18 m². São 6 rodas espaçadas de 1,5 metros entre si.

As cargas que englobam o veículo são referenciadas como p , carga principal uniformemente distribuída de valor igual a 5 kN/m² para esta classe de trem-tipo, onde ocupa todo o tabuleiro exceto a área sob o veículo. As cargas secundárias (p'), relacionadas aos passeios não são majoradas pelo coeficiente de impacto e apresentam um valor de 3 kN/m². E, por fim, as cargas pontuais P de 75 kN cada, representando as posições das rodas do trem-tipo.

3.2.3 Combinações do carregamento

Para realização das análises foram consideradas duas situações. Primeiramente, foi avaliada a influência da carga permanente junto com a carga de multidão, considerando o peso do tabuleiro e circulação de veículos de pequeno porte sobre a estrutura. Numa segunda avaliação é analisado o comportamento estrutural frente ao emprego do trem-tipo, junto a carga permanente da ponte. No Quadro 5 são indicados os valores utilizados para cada análise.

Quadro 5 – Definição de cargas e combinações de análise.

Cargas (kN/m)		
Permanente		Majoração
Tabuleiro	142,5	1,35
Variáveis		
Multidão	56,5	1,5
Trem-tipo	TB - 450	1,5
Análise inicial		
Peso permanente + Multidão		
Análise final		
Peso permanente + Trem-tipo		

Fonte: Autora (2017).

A carga de multidão é calculada a partir da largura total do tabuleiro, 11,3 metros, multiplicado pela carga principal, resultando em um valor de 56,5 kN/m.

Para o cálculo da composição das cargas que compõe o trem-tipo tem-se as seguintes considerações:

- a) CIV = 1,14, considerando Liv igual a 100 metros (valor igual ao vão livre);
- b) CNF = 1,00 considerando 2 pistas de rolamento presentes na concepção da ponte analisada;
- c) CIA = 1,00 pois não considera junta de descontinuidade.

Considerando, duas pistas de rolamento de 4,50 metros cada, duas faixas de passeio de 1,15 metros cada e um coeficiente de impacto vertical, igual a 1,14, foi possível determinar os valores da carga distribuída de multidão, carga distribuída na região fora do veículo e cargas concentradas na região do veículo, P1, P2 e PT, respectivamente. Desta forma, os valores de P1 e P2, e PT, que compõe o carregamento total (Figura 28) imposto à estrutura estão descritas nas equações 33, 34 e 35.

$$P1 = \emptyset . p . lt + p' . lp \quad (33)$$

$$P2 = \emptyset . R + p' . lp \quad (34)$$

$$PT = \emptyset . R \quad (35)$$

Onde:

P1: carregamento da região fora do veículo;

P2: carregamento de multidão;

PT: cargas região do veículo;

\emptyset : coeficiente de impacto vertical;

p: carga principal distribuída (5kN/m²);

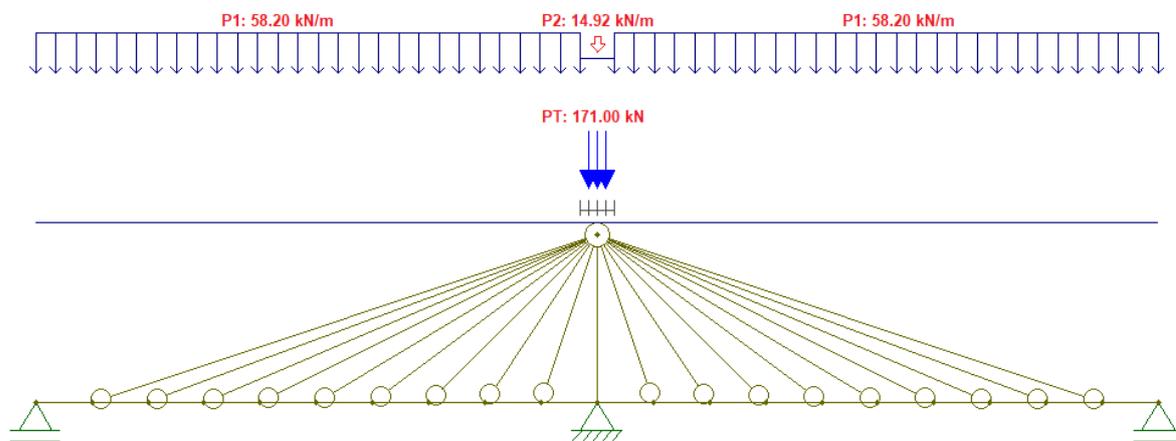
p': carga secundária distribuída (3 kN/m²);

lt: comprimento total das pistas de rolamento;

lp: comprimento total das faixas de passeio;

R: reação exercida ao centro da pista, conforme o carregamento de multidão (equação 34) e carregamento da carga pontual (equação 35).

Figura 28 – Esquematização dos carregamentos do trem-tipo.



Fonte: Autora (2017).

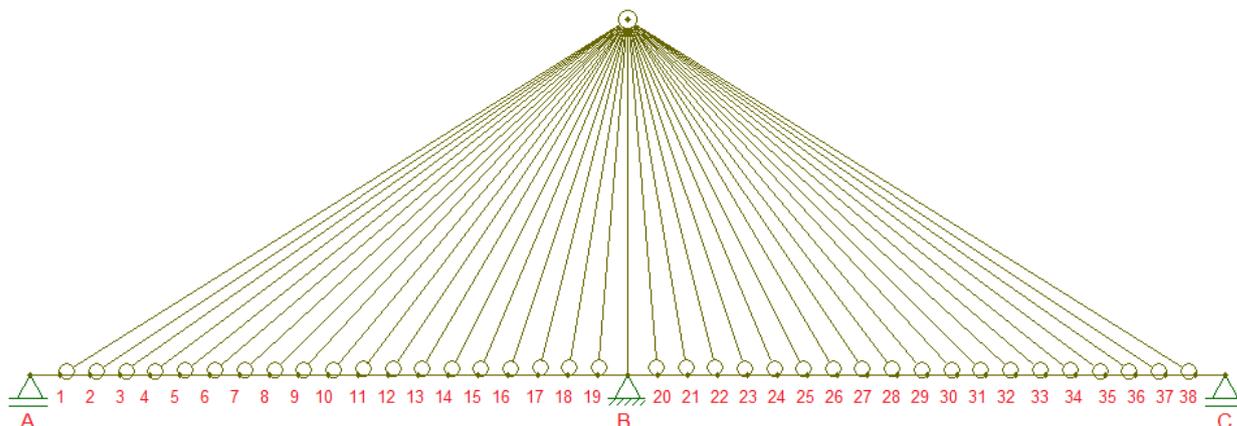
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, os resultados obtidos a partir dos modelos propostos no item 3.2, quadro 4, são apresentados nos itens 4.1, 4.2, 4.3. As solicitações avaliadas no estudo nesta etapa são: as reações, as forças verticais e horizontais, o alongamento dos cabos, o encurtamento do pilone, as deformações do tabuleiro e as forças internas geradas nos elementos. Todos os resultados obtidos estão dispostos em quadros apresentados nos itens a seguir, pela consistência dos valores encontrados a partir, método analítico e pelos *softwares* Ftool e SAP2000, os resultados indicados em uma única coluna. Ainda, para o Método das Forças, foi realizada a representação das matrizes da modelagem do modelo inicial no Apêndice A. Numa segunda etapa, seção 4.4, foi aplicada na estrutura uma avaliação estrutural com a utilização do trem-tipo, destacando os acréscimos de esforços impostos à ponte do modelo inicial. Por fim, no item 4.5 é realizada sintetização das análises dos modelos, comparando-os entre si, indicando como as modificações das dimensões do espaçamento entre ancoragens e altura do mastro, influenciam no comportamento global da estrutura.

4.1 MODELO 1

A Figura 29 representa o modelo estrutural 1. Nesta esquematização o espaçamento entre ancoragem é igual a 5 metros, totalizando 38 estais. As reações obtidas para todos os tamanhos de mastro são apresentadas no Quadro 6. Inicialmente, o aumento na altura do pilone irá proporcionar maiores reações nos apoios centrais (RB), diminuindo as reações das extremidades (RA e RC), ou seja, conforme for o aumento da altura do pilone, melhor será a distribuições das reações na estrutura.

Figura 29 – Modelo estrutural 1.



Fonte: Autora (2017).

Quadro 6 - Reações obtidas nos pontos de apoio, modelo 1.

Reação (kN)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
RA	5594,97	4829,83	4408,43	4166,15	4028,52
RB	44236,06	45766,35	46609,15	47093,70	47368,96
RC	5594,97	4829,83	4408,43	4166,15	4028,52

Fonte: Autora (2017).

Nos quadros 7 a 8 são indicadas as componentes verticais, horizontais dos esforços hiperestáticos. Avaliando o comportamento da força vertical de um modelo em uma determinada altura, observa-se que os pontos próximos às extremidades e do pilone são os de menores valores, isto ocorre devido a influencia proporcionada pelas condições de contorno.

Comparando os resultados obtidos para as diferentes alturas, os pontos próximos ao pilone, tendem diminuir conforme o aumento da verticalidade dos cabos, enquanto os pontos mais afastados tendem aumentar. Outro fator observado para o modelo 1, foi a compressão nos cabos 19 e 20, nas alturas de 45, 60, 75 e 90 metros. A proximidade do ponto em relação ao pilone faz com que o comportamento do cabo seja influenciado pelo encurtamento imposto ao mastro.

As tensões exercidas pelos estais (Quadro 9) tem comportamento similar às forças verticais. Para os valores próximos às extremidades e ao pilone, observa-se os menores resultados obtidos e, nas posições centrais ao vão livre, os maiores valores para a tensão.

As componentes horizontais são obtidas através dos valores da força vertical, de maneira análoga, os resultados obtidos tendem a apresentar um comportamento similar quanto a distribuição das forças.

Quadro 7 – Forças verticais impostas aos estais, modelo 1.

Força vertical (kN) - X_i					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
1 = 38	5,29E+01	8,58E+01	1,12E+02	1,32E+02	1,46E+02
2 = 37	1,57E+02	2,33E+02	2,93E+02	3,38E+02	3,70E+02
3 = 36	2,78E+02	3,99E+02	4,89E+02	5,53E+02	5,99E+02
4 = 35	4,17E+02	5,78E+02	6,90E+02	7,67E+02	8,19E+02
5 = 34	5,69E+02	7,63E+02	8,89E+02	9,70E+02	1,02E+03
6 = 33	7,33E+02	9,48E+02	1,08E+03	1,15E+03	1,20E+03
7 = 32	9,04E+02	1,13E+03	1,25E+03	1,31E+03	1,34E+03
8 = 31	1,08E+03	1,29E+03	1,39E+03	1,43E+03	1,45E+03
9 = 30	1,25E+03	1,44E+03	1,50E+03	1,52E+03	1,52E+03
10 = 29	1,42E+03	1,55E+03	1,58E+03	1,57E+03	1,55E+03
11 = 28	1,56E+03	1,63E+03	1,61E+03	1,57E+03	1,53E+03
12 = 27	1,68E+03	1,66E+03	1,59E+03	1,52E+03	1,47E+03
13 = 26	1,75E+03	1,63E+03	1,51E+03	1,42E+03	1,36E+03
14 = 25	1,75E+03	1,52E+03	1,37E+03	1,27E+03	1,19E+03
15 = 24	1,65E+03	1,34E+03	1,16E+03	1,06E+03	9,79E+02
16 = 23	1,41E+03	1,06E+03	8,93E+02	7,91E+02	7,22E+02
17 = 22	1,03E+03	7,12E+02	5,73E+02	4,93E+02	4,40E+02
18 = 21	5,38E+02	3,27E+02	2,42E+02	1,95E+02	1,65E+02
19 = 20	6,54E+01	-4,95E+00	-3,16E+01	-4,56E+01	-5,42E+01

Fonte: Autora (2017).

Quadro 8 – Forças horizontais impostas ao tabuleiro, modelo 1.

Força horizontal (m) - H_i					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
1 = 38	1,68E+02	1,81E+02	1,78E+02	1,67E+02	1,54E+02
2 = 37	4,70E+02	4,67E+02	4,40E+02	4,05E+02	3,70E+02
3 = 36	7,89E+02	7,54E+02	6,92E+02	6,27E+02	5,65E+02
4 = 35	1,11E+03	1,03E+03	9,20E+02	8,18E+02	7,28E+02
5 = 34	1,42E+03	1,27E+03	1,11E+03	9,70E+02	8,51E+02
6 = 33	1,71E+03	1,48E+03	1,26E+03	1,08E+03	9,32E+02
7 = 32	1,96E+03	1,63E+03	1,35E+03	1,13E+03	9,70E+02
8 = 31	2,16E+03	1,72E+03	1,39E+03	1,15E+03	9,68E+02
9 = 30	2,30E+03	1,76E+03	1,38E+03	1,12E+03	9,30E+02
10 = 29	2,36E+03	1,72E+03	1,31E+03	1,05E+03	8,61E+02

continua

continuação

	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
11 = 28	2,35E+03	1,63E+03	1,20E+03	9,42E+02	7,67E+02
12 = 27	2,24E+03	1,47E+03	1,06E+03	8,12E+02	6,53E+02
13 = 26	2,04E+03	1,26E+03	8,81E+02	6,64E+02	5,28E+02
14 = 25	1,75E+03	1,02E+03	6,86E+02	5,07E+02	3,98E+02
15 = 24	1,37E+03	7,44E+02	4,85E+02	3,52E+02	2,72E+02
16 = 23	9,42E+02	4,73E+02	2,98E+02	2,11E+02	1,61E+02
17 = 22	5,16E+02	2,37E+02	1,43E+02	9,86E+01	7,34E+01
18 = 21	1,79E+02	7,26E+01	4,03E+01	2,60E+01	1,83E+01
19 = 20	1,09E+01	-5,50E-01	-2,63E+00	-3,04E+00	-3,01E+00

Fonte: Autora (2017).

Quadro 9 – Tensões dos estais, modelo 1.

Tensão do estais (kN/m ²)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
1 = 38	1,76E+04	2,00E+04	2,10E+04	2,13E+04	2,12E+04
2 = 37	4,95E+04	5,22E+04	5,29E+04	5,28E+04	5,23E+04
3 = 36	8,37E+04	8,53E+04	8,48E+04	8,36E+04	8,23E+04
4 = 35	1,19E+05	1,18E+05	1,15E+05	1,12E+05	1,10E+05
5 = 34	1,53E+05	1,48E+05	1,42E+05	1,37E+05	1,33E+05
6 = 33	1,86E+05	1,75E+05	1,65E+05	1,58E+05	1,52E+05
7 = 32	2,16E+05	1,98E+05	1,84E+05	1,73E+05	1,66E+05
8 = 31	2,41E+05	2,15E+05	1,97E+05	1,84E+05	1,75E+05
9 = 30	2,62E+05	2,27E+05	2,04E+05	1,89E+05	1,78E+05
10 = 29	2,75E+05	2,32E+05	2,05E+05	1,88E+05	1,77E+05
11 = 28	2,82E+05	2,30E+05	2,01E+05	1,83E+05	1,71E+05
12 = 27	2,80E+05	2,22E+05	1,91E+05	1,73E+05	1,61E+05
13 = 26	2,69E+05	2,06E+05	1,75E+05	1,57E+05	1,46E+05
14 = 25	2,47E+05	1,83E+05	1,53E+05	1,37E+05	1,26E+05
15 = 24	2,14E+05	1,53E+05	1,26E+05	1,11E+05	1,02E+05
16 = 23	1,70E+05	1,16E+05	9,41E+04	8,19E+04	7,40E+04
17 = 22	1,15E+05	7,51E+04	5,90E+04	5,03E+04	4,46E+04
18 = 21	5,67E+04	3,35E+04	2,45E+04	1,97E+04	1,66E+04
19 = 20	6,63E+03	-4,98E+02	-3,17E+03	-4,57E+03	-5,43E+03

Fonte: Autora (2017).

Os alongamentos dos estais (Quadro 10), tem seus resultados diretamente proporcionais aos valores da força vertical e comprimento do cabo. De forma geral, apresentam o mesmo comportamento das forças verticais, os menores valores são obtidos nos pontos próximos às extremidades e ao pilone.

Quadro 10 – Alongamentos dos estais, modelo 1.

Alongamento dos estais (m)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
1 = 38	8,98E-03	1,08E-02	1,21E-02	1,32E-02	1,42E-02
2 = 37	2,41E-02	2,69E-02	2,93E-02	3,17E-02	3,42E-02
3 = 36	3,87E-02	4,21E-02	4,52E-02	4,86E-02	5,23E-02
4 = 35	5,20E-02	5,55E-02	5,90E-02	6,31E-02	6,77E-02
5 = 34	6,35E-02	6,65E-02	7,01E-02	7,46E-02	7,99E-02
6 = 33	7,26E-02	7,48E-02	7,82E-02	8,30E-02	8,88E-02
7 = 32	7,92E-02	8,03E-02	8,33E-02	8,82E-02	9,44E-02
8 = 31	8,30E-02	8,28E-02	8,55E-02	9,04E-02	9,68E-02
9 = 30	8,40E-02	8,27E-02	8,50E-02	9,00E-02	9,65E-02
10 = 29	8,24E-02	8,00E-02	8,22E-02	8,71E-02	9,36E-02
11 = 28	7,82E-02	7,51E-02	7,72E-02	8,21E-02	8,85E-02
12 = 27	7,18E-02	6,84E-02	7,05E-02	7,52E-02	8,13E-02
13 = 26	6,35E-02	6,02E-02	6,23E-02	6,67E-02	7,21E-02
14 = 25	5,38E-02	5,08E-02	5,27E-02	5,66E-02	6,12E-02
15 = 24	4,29E-02	4,04E-02	4,20E-02	4,51E-02	4,87E-02
16 = 23	3,14E-02	2,94E-02	3,05E-02	3,26E-02	3,50E-02
17 = 22	1,98E-02	1,83E-02	1,87E-02	1,97E-02	2,09E-02
18 = 21	9,19E-03	7,91E-03	7,65E-03	7,64E-03	7,70E-03
19 = 20	1,03E-03	-1,16E-04	-9,79E-04	-1,76E-03	-2,51E-03

Fonte: Autora (2017).

Outro fator influenciado pela altura do mastro é o encurtamento do pilone. Esta deformação é proporcional ao tamanho do elemento. Sendo assim, quanto maior for a altura, maior será seu deslocamento, justificando os valores obtidos no Quadro 11.

Quadro 11 – Encurtamento do pilone, modelo 1.

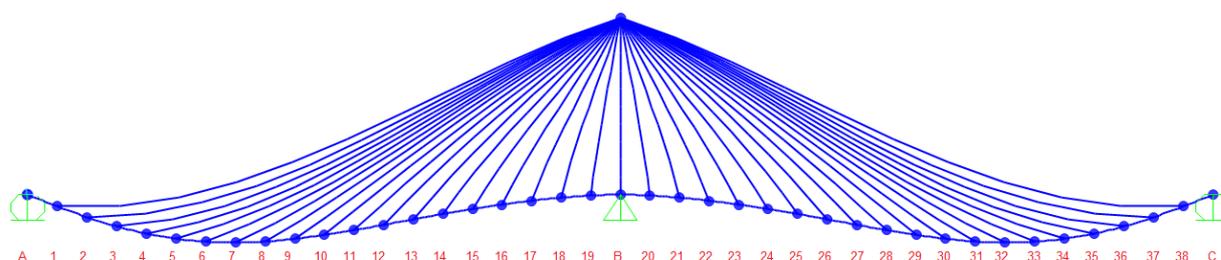
Encurtamento do pilone (m)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
Δp	-2,79E-03	-4,33E-03	-5,88E-03	-7,42E-03	-8,96E-03

Fonte: Autora (2017).

A Figura 30, indica a deformação que ocorre nas estruturas do modelo 1. Os valores para estes deslocamentos estão indicados no Quadro 12. Analisando o comportamento dos deslocamentos verticais à uma determinada altura, observa-se que os valores próximos às extremidades e ao pilone são os de menores valores. A medida que as alturas dos mastros aumentam, os valores, de um modo geral,

tendem a diminuir. Para as alturas de 60, 75 e 90 metros nos pontos próximos ao pilone ocorre acréscimo desses valores, devido à diminuição dos esforços hiperestáticos.

Figura 30 – Deformação estrutural, modelo 1.



Fonte: Autora (2017).

Quadro 12 – Deslocamentos verticais finais, modelo 1.

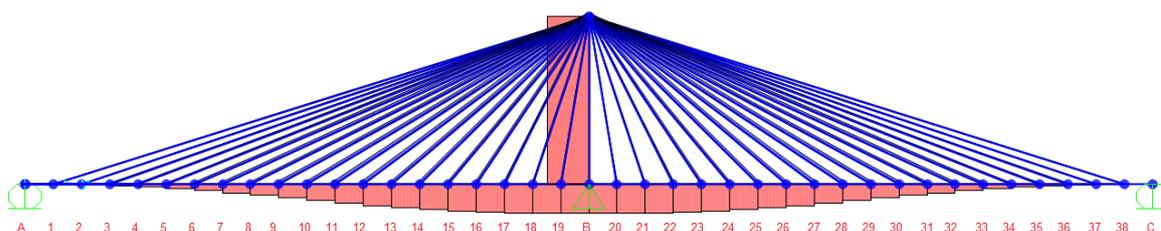
Deslocamento final (m)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
1 = 38	-4,91E-02	-3,76E-02	-3,26E-02	-3,06E-02	-3,00E-02
2 = 37	-9,46E-02	-7,20E-02	-6,25E-02	-5,86E-02	-5,75E-02
3 = 36	-1,34E-01	-1,01E-01	-8,78E-02	-8,24E-02	-8,09E-02
4 = 35	-1,65E-01	-1,24E-01	-1,07E-01	-1,01E-01	-9,94E-02
5 = 34	-1,86E-01	-1,40E-01	-1,21E-01	-1,14E-01	-1,13E-01
6 = 33	-1,99E-01	-1,48E-01	-1,29E-01	-1,22E-01	-1,21E-01
7 = 32	-2,02E-01	-1,50E-01	-1,31E-01	-1,25E-01	-1,25E-01
8 = 31	-1,98E-01	-1,47E-01	-1,29E-01	-1,24E-01	-1,25E-01
9 = 30	-1,86E-01	-1,38E-01	-1,23E-01	-1,19E-01	-1,21E-01
10 = 29	-1,70E-01	-1,27E-01	-1,14E-01	-1,12E-01	-1,15E-01
11 = 28	-1,50E-01	-1,13E-01	-1,03E-01	-1,03E-01	-1,07E-01
12 = 27	-1,27E-01	-9,76E-02	-9,09E-02	-9,20E-02	-9,64E-02
13 = 26	-1,04E-01	-8,18E-02	-7,79E-02	-8,00E-02	-8,47E-02
14 = 25	-8,14E-02	-6,60E-02	-6,44E-02	-6,72E-02	-7,16E-02
15 = 24	-6,03E-02	-5,07E-02	-5,08E-02	-5,36E-02	-5,75E-02
16 = 23	-4,14E-02	-3,63E-02	-3,72E-02	-3,97E-02	-4,28E-02
17 = 22	-2,53E-02	-2,31E-02	-2,41E-02	-2,59E-02	-2,80E-02
18 = 21	-1,23E-02	-1,17E-02	-1,24E-02	-1,34E-02	-1,45E-02
19 = 20	-3,44E-03	-3,38E-03	-3,63E-03	-3,93E-03	-4,25E-03

Fonte: Autora (2017).

Os Quadros 13 a 16, indicam os valores encontrados nos diagramas das forças axiais (tabuleiro e pilone), dos esforços cortantes e dos momentos fletores no

tabuleiro. As figuras 31, 32 e 33, representam os diagramas das forças internas das esquematizações do modelo 1. Conforme a Figura 31, o esforço axial no tabuleiro ocorre de maneira crescente ao modo que o ponto de análise se aproxima do pilone. De forma geral, aumento da altura do mastro faz com que os valores obtidos para os momentos fletores tendam a diminuir, devido à força cortante. Para os momentos máximos positivos a diferença entre o maior e menor valor encontrado, quando comparados entre as alturas, é de aproximadamente 40%, enquanto para o momento máximo negativo essa variação é de 94%. Para avaliação das forças cortantes, conforme indicado no Quadro 14, observa-se que no ponto B, os valores máximos positivos, aumentam proporcionalmente ao aumento da altura da torre. Ainda para as forças cortantes máximas, em relação aos valores negativos (ponto A e C), o comportamento é oposto.

Figura 31 – Diagrama de força axial, modelo 1.



Fonte: Autora (2017).

Quadro 13 – Força normal no tabuleiro, modelo 1.

Força normal - Tabuleiro (kN)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
A = C	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
1 = 38	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
2 = 37	-1,68E+02	-1,81E+02	-1,78E+02	-1,67E+02	-1,54E+02
3 = 36	-6,37E+02	-6,48E+02	-6,17E+02	-5,72E+02	-5,24E+02
4 = 35	-1,43E+03	-1,40E+03	-1,31E+03	-1,20E+03	-1,09E+03
5 = 34	-2,54E+03	-2,43E+03	-2,23E+03	-2,02E+03	-1,82E+03
6 = 33	-3,96E+03	-3,70E+03	-3,34E+03	-2,99E+03	-2,67E+03
7 = 32	-5,67E+03	-5,18E+03	-4,60E+03	-4,06E+03	-3,60E+03
8 = 31	-7,63E+03	-6,80E+03	-5,95E+03	-5,20E+03	-4,57E+03

continua

continuação

	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
9 = 30	-9,79E+03	-8,53E+03	-7,34E+03	-6,35E+03	-5,54E+03
10 = 29	-1,21E+04	-1,03E+04	-8,71E+03	-7,46E+03	-6,47E+03
11 = 28	-1,44E+04	-1,20E+04	-1,00E+04	-8,51E+03	-7,33E+03
12 = 27	-1,68E+04	-1,36E+04	-1,12E+04	-9,45E+03	-8,10E+03
13 = 26	-1,90E+04	-1,51E+04	-1,23E+04	-1,03E+04	-8,75E+03
14 = 25	-2,11E+04	-1,64E+04	-1,32E+04	-1,09E+04	-9,18E+03
15 = 24	-2,28E+04	-1,74E+04	-1,39E+04	-1,14E+04	-9,68E+03
16 = 23	-2,42E+04	-1,81E+04	-1,43E+04	-1,18E+04	-9,95E+03
17 = 22	-2,51E+04	-1,86E+04	-1,46E+04	-1,20E+04	-1,01E+04
18 = 21	-2,56E+04	-1,88E+04	-1,48E+04	-1,21E+04	-1,02E+04
19 = 20	-2,58E+04	-1,89E+04	-1,48E+04	-1,21E+04	-1,02E+04
B	-2,58E+04	-1,89E+04	-1,48E+04	-1,21E+04	-1,02E+04

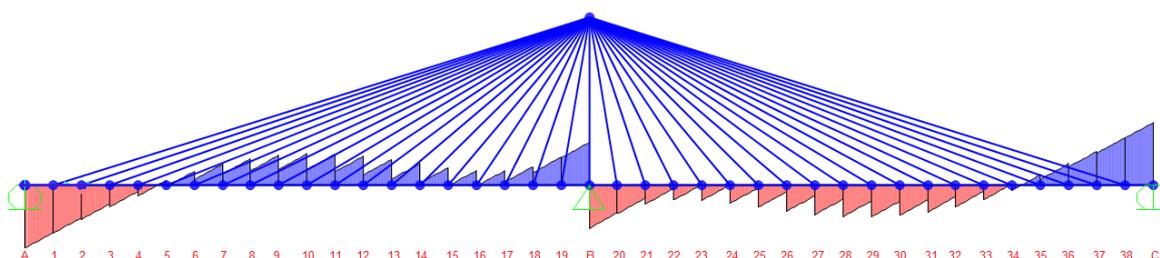
Fonte: Autora (2017).

Quadro 14 – Forças axiais no pilone, modelo 1.

Força normal - Pilone (kN)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
Pilone	-3,66E+04	-3,66E+04	-3,64E+04	-3,60E+04	-3,57E+04

Fonte: Autora (2017).

Figura 32 – Diagrama de força cortante, modelo 1.



Fonte: Autora (2017).

Quadro 15 – Forças cortantes, modelo 1.

Força cortante (kN)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
A = C	-5,59E+03	-4,83E+03	-4,41E+03	-4,17E+03	-4,03E+03
1 = 38	-4,21E+03	-3,44E+03	-3,02E+03	-2,78E+03	-2,64E+03
2 = 37	-2,88E+03	-2,14E+03	-1,75E+03	-1,53E+03	-1,40E+03
3 = 36	-1,65E+03	-9,92E+02	-6,57E+02	-4,79E+02	-3,87E+02
4 = 35	-5,40E+02	-5,40E+00	2,40E+02	3,54E+02	4,00E+02

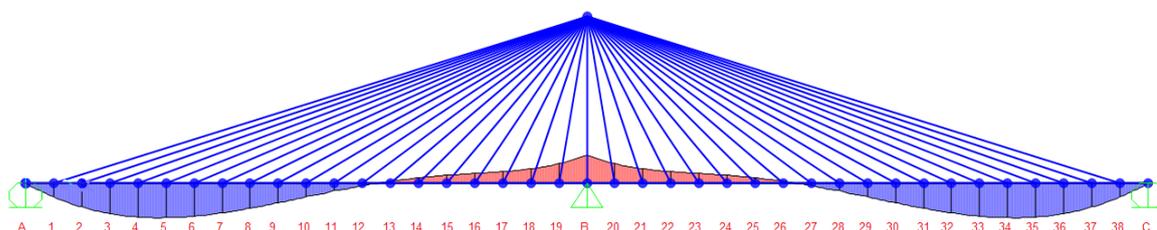
continua

continuação

	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
5 = 34	4,29E+02	8,03E+02	9,35E+02	9,72E+02	9,66E+02
6 = 33	1,25E+03	1,43E+03	1,43E+03	1,39E+03	1,33E+03
7 = 32	1,90E+03	1,86E+03	1,74E+03	1,62E+03	1,52E+03
8 = 31	2,38E+03	2,12E+03	1,88E+03	1,70E+03	1,56E+03
9 = 30	2,69E+03	2,21E+03	1,88E+03	1,65E+03	1,49E+03
10 = 29	2,82E+03	2,16E+03	1,76E+03	1,51E+03	1,36E+03
11 = 28	2,79E+03	2,00E+03	1,57E+03	1,33E+03	1,19E+03
12 = 27	2,61E+03	1,76E+03	1,35E+03	1,15E+03	1,04E+03
13 = 26	2,32E+03	1,49E+03	1,15E+03	1,01E+03	9,59E+02
14 = 25	1,95E+03	1,24E+03	1,02E+03	9,71E+02	9,87E+02
15 = 24	1,59E+03	1,11E+03	1,04E+03	1,09E+03	1,18E+03
16 = 23	1,33E+03	1,15E+03	1,26E+03	1,42E+03	1,59E+03
17 = 22	1,30E+03	1,47E+03	1,75E+03	2,01E+03	2,25E+03
18 = 21	1,66E+03	2,15E+03	2,57E+03	2,91E+03	3,20E+03
19 = 20	2,51E+03	3,21E+03	3,71E+03	4,10E+03	4,42E+03
B	3,83E+03	4,60E+03	5,13E+03	5,53E+03	5,86E+03

Fonte: Autora (2017).

Figura 33 – Diagrama de o momento fletor, modelo 1.



Fonte: Autora (2017).

Quadro 16 – Momentos fletores, modelo 1.

Momento fletor (kN.m)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
A = C	2,33E-10	1,16E-10	1,16E-10	0,00E+00	2,33E-10
1 = 38	2,45E+04	2,07E+04	1,86E+04	1,74E+04	1,67E+04
2 = 37	4,24E+04	3,49E+04	3,08E+04	2,85E+04	2,72E+04
3 = 36	5,41E+04	4,33E+04	3,75E+04	3,43E+04	3,26E+04
4 = 35	6,02E+04	4,68E+04	3,98E+04	3,60E+04	3,40E+04
5 = 34	6,15E+04	4,62E+04	3,86E+04	3,46E+04	3,27E+04
6 = 33	5,88E+04	4,26E+04	3,49E+04	3,11E+04	2,95E+04
7 = 32	5,28E+04	3,67E+04	2,96E+04	2,65E+04	2,53E+04

continua

continuação

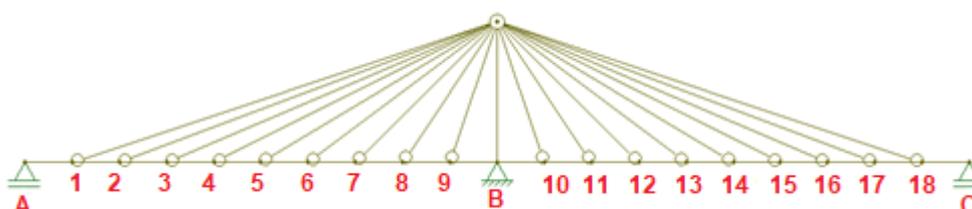
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
8 = 31	4,43E+04	2,96E+04	2,37E+04	2,15E+04	2,10E+04
9 = 30	3,43E+04	2,20E+04	1,78E+04	1,67E+04	1,70E+04
10 = 29	2,37E+04	1,46E+04	1,24E+04	1,26E+04	1,37E+04
11 = 28	1,32E+04	8,09E+03	8,06E+03	9,42E+03	1,12E+04
12 = 27	3,65E+03	2,77E+03	4,77E+03	7,15E+03	9,45E+03
13 = 26	-4,47E+03	-1,19E+03	2,49E+03	5,57E+03	8,12E+03
14 = 25	-1,08E+04	-3,95E+03	8,35E+02	4,18E+03	6,65E+03
15 = 24	-1,53E+04	-6,01E+03	-8,95E+02	2,19E+03	4,21E+03
16 = 23	-1,85E+04	-8,31E+03	-3,73E+03	-1,44E+03	-2,58E+02
17 = 22	-2,15E+04	-1,22E+04	-9,03E+03	-8,05E+03	-8,04E+03
18 = 21	-2,63E+04	-1,95E+04	-1,84E+04	-1,91E+04	-2,06E+04
19 = 20	-3,54E+04	-3,21E+04	-3,35E+04	-3,61E+04	-3,92E+04
B	-5,11E+04	-5,16E+04	-5,57E+04	-6,03E+04	-6,50E+04

Fonte: Autora (2017).

4.2 MODELO 2

A Figura 34 representa o modelo estrutural 2. A partir deste modelo que as demais esquematizações foram criadas, o espaçamento entre ancoragem é igual a 10 metros, totalizando 18 estais. O aumento da distância entre os cabos interfere diretamente nas solicitações, como pode ser visto nos resultados apresentados nas tabelas deste item. As reações obtidas para todos os tamanhos de mastro são apresentadas no Quadro 17. Comparando com a modelagem 1, as reações no apoio central tiveram valores menores, uma queda de aproximadamente 4% do valor, enquanto que os apoios nas extremidades resultaram em valores maiores, chegando a uma diferença de até 20% do valor. Isto ocorre devido à diminuição dos pontos de ancoragem, reduzindo o número de esforços dos hiperestáticos.

Figura 34 – Modelo estrutural 2.



Fonte: Autora (2017).

Quadro 17 – Reações obtidas nos pontos de apoio, modelo 2.

Reação (kN)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
RA	6451,18	5657,68	5218,89	4972,41	4841,09
RB	42523,64	44110,64	44988,22	45481,17	45743,82
RC	6451,18	5657,68	5218,89	4972,41	4841,09

Fonte: Autora (2017).

No Quadro 18 a 20 são indicadas as componentes verticais, horizontais das forças dos estais, e tensão dos cabos. De forma análoga ao modelo 1, o comportamento dos cabos variam conforme se aproxima do pilone, ou seja, de modo geral o aumento da verticalidade dos estais gera menores forças verticais, e conseqüentemente, menores forças horizontais.

Na sequência são indicados os valores obtidos para os alongamentos dos estais (Quadro 21). Os pontos próximos às extremidades e ao pilone são os de menores valores, enquanto no trecho central destacam-se os maiores valores. Analisando de forma geral, à medida que as alturas dos mastros aumentando o alongamento sofrido pelos estais também aumentam, conforme o comprimento do elemento. O encurtamento do pilone é apresentado no Quadro 22. De forma análoga ao modelo 1, quanto maior altura do pilone, maior é o encurtamento que ocorre no elemento.

Quadro 18 - Forças verticais impostas aos estais, modelo 2.

Força vertical (kN) - X_i					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
1 = 18	2,44E+02	3,75E+02	4,83E+02	5,67E+02	6,30E+02
2 = 17	6,31E+02	9,16E+02	1,13E+03	1,28E+03	1,38E+03
3 = 16	1,13E+03	1,54E+03	1,81E+03	1,97E+03	2,07E+03
4 = 15	1,72E+03	2,19E+03	2,42E+03	2,53E+03	2,57E+03
5 = 14	2,36E+03	2,74E+03	2,84E+03	2,84E+03	2,80E+03
6 = 13	2,94E+03	3,03E+03	2,93E+03	2,79E+03	2,67E+03
7 = 12	3,21E+03	2,86E+03	2,54E+03	2,31E+03	2,14E+03
8 = 11	2,70E+03	2,02E+03	1,65E+03	1,43E+03	1,29E+03
9 = 10	1,11E+03	6,76E+02	5,01E+02	4,09E+02	3,51E+02

Fonte: Autora (2017).

Quadro 19 - Forças horizontais impostas ao tabuleiro, modelo 2.

Força horizontal (kN) - H_i					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
1 = 18	7,31E+02	7,49E+02	7,24E+02	6,80E+02	6,30E+02
2 = 17	1,68E+03	1,63E+03	1,50E+03	1,36E+03	1,23E+03
3 = 16	2,64E+03	2,40E+03	2,11E+03	1,84E+03	1,61E+03
4 = 15	3,45E+03	2,92E+03	2,42E+03	2,02E+03	1,72E+03
5 = 14	3,94E+03	3,04E+03	2,37E+03	1,89E+03	1,56E+03
6 = 13	3,92E+03	2,70E+03	1,95E+03	1,49E+03	1,19E+03
7 = 12	3,21E+03	1,91E+03	1,27E+03	9,25E+02	7,14E+02
8 = 11	1,80E+03	8,96E+02	5,50E+02	3,82E+02	2,86E+02
9 = 10	3,69E+02	1,50E+02	8,36E+01	5,45E+01	3,90E+01

Fonte: Autora (2017).

As tensões obtidas nos pontos próximos ao pilone, descresem a medida em que as alturas dos mastros aumentam, enquanto, os pontos mais afastados esse valor tende a aumentar. Em um modo geral, as tensões geradas nos pontos centrais tendem a diminuir com o aumento do mastro, conforme é indicado no Quadro 20. Seus resultados são diretamente proporcionais aos valores das forças verticais geradas nos hiperestáticos.

Quadro 20 – Tensões dos estais, modelo 2.

Tensão nos estais (kN/m ²)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
1 = 18	7,71E+04	8,38E+04	8,70E+04	8,85E+04	8,91E+04
2 = 17	1,80E+05	1,87E+05	1,88E+05	1,87E+05	1,85E+05
3 = 16	2,87E+05	2,85E+05	2,78E+05	2,70E+05	2,62E+05
4 = 15	3,85E+05	3,64E+05	3,42E+05	3,24E+05	3,09E+05
5 = 14	4,60E+05	4,09E+05	3,70E+05	3,41E+05	3,20E+05
6 = 13	4,91E+05	4,06E+05	3,52E+05	3,16E+05	2,92E+05
7 = 12	4,54E+05	3,44E+05	2,84E+05	2,49E+05	2,26E+05
8 = 11	3,24E+05	2,21E+05	1,74E+05	1,48E+05	1,32E+05
9 = 10	1,17E+05	6,93E+04	5,08E+04	4,12E+04	3,53E+04

Fonte: Autora (2017).

Quadro 21 – Alongamentos dos estais, modelo 2.

Alongamento dos estais (m)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
1 = 18	3,75E-02	4,32E-02	4,83E-02	5,32E-02	5,81E-02
2 = 17	7,87E-02	8,79E-02	9,64E-02	1,05E-01	1,14E-01
3 = 16	1,12E-01	1,22E-01	1,31E-01	1,42E-01	1,53E-01
4 = 15	1,33E-01	1,40E-01	1,49E-01	1,60E-01	1,72E-01
5 = 14	1,37E-01	1,41E-01	1,48E-01	1,58E-01	1,69E-01
6 = 13	1,26E-01	1,25E-01	1,30E-01	1,38E-01	1,47E-01
7 = 12	9,88E-02	9,53E-02	9,78E-02	1,03E-01	1,10E-01
8 = 11	6,00E-02	5,57E-02	5,64E-02	5,90E-02	6,23E-02
9 = 10	1,89E-02	1,64E-02	1,59E-02	1,60E-02	1,64E-02

Fonte: Autora (2017).

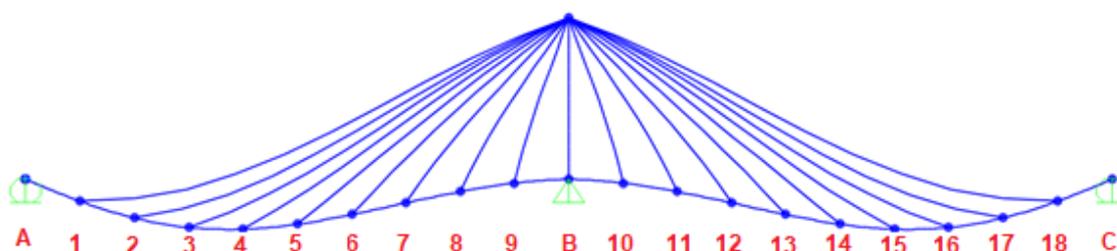
Quadro 22 - Encurtamento do pilone, modelo 2.

Encurtamento do pilone (m)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
Δp	2,68E-03	4,17E-03	5,67E-03	7,17E-03	8,65E-03

Fonte: Autora (2017).

A Figura 35, indica a deformação que ocorre nas estruturas do modelo 2. Os valores para estes deslocamentos estão indicados no Quadro 23. À medida que os pontos de análise se aproximam dos apoios fixos a deformação diminui, isto ocorre devido às condições de contorno, sendo as mesmas, responsáveis pela restrição de movimentos verticais.

Figura 35 – Deformação estrutural, modelo 2.



Fonte: Autora (2017).

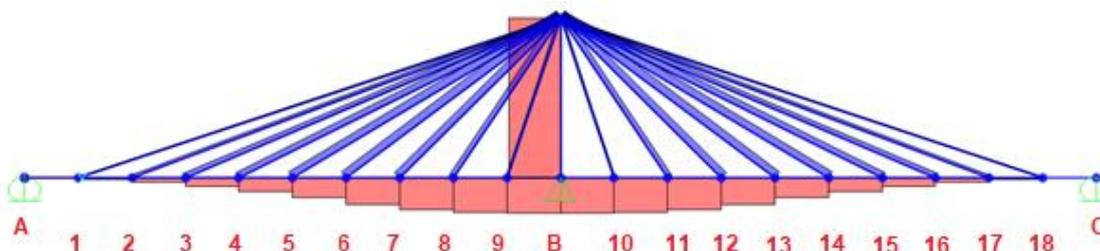
Quadro 23 – Deslocamentos verticais finais, modelo 2.

Deslocamento final (m)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
1 = 18	-1,34E-01	-1,07E-01	-9,55E-02	-9,11E-02	-9,04E-02
2 = 17	-2,38E-01	-1,89E-01	-1,69E-01	-1,61E-01	-1,60E-01
3 = 16	-2,96E-01	-2,34E-01	-2,09E-01	-2,01E-01	-2,02E-01
4 = 15	-3,07E-01	-2,41E-01	-2,17E-01	-2,11E-01	-2,13E-01
5 = 14	-2,75E-01	-2,17E-01	-1,99E-01	-1,96E-01	-2,00E-01
6 = 13	-2,16E-01	-1,73E-01	-1,62E-01	-1,62E-01	-1,68E-01
7 = 12	-1,44E-01	-1,19E-01	-1,14E-01	-1,17E-01	-1,22E-01
8 = 11	-7,53E-02	-6,46E-02	-6,39E-02	-6,63E-02	-7,00E-02
9 = 10	-2,23E-02	-2,00E-02	-2,03E-02	-2,13E-02	-2,26E-02

Fonte: Autora (2017).

Os Quadros 24 a 27, indicam os valores encontrados nos diagramas das forças axiais (tabuleiro e pilone), dos esforços cortantes e dos momentos fletores. As figuras 36, 37 e 38, representam os diagramas das forças internas das esquematizações do modelo 2. Conforme a Figura 36, o esforço normal ao tabuleiro ocorre de maneira crescente ao modo que o ponto de análise se aproxima do pilone, conforme ocorre no modelo 1. Os valores obtidos para força cortante e momento fletor, comparados ao modelo 1, de modo geral, são maiores devido ao aumento entre as ancoragens.

Figura 36 – Diagrama de força axial, modelo 2.



Fonte: Autora (2017).

Quadro 24 – Forças axiais no tabuleiro, modelo 2.

Força normal - Tabuleiro(kN)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
A = C	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
1 = 18	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
2 = 17	-7,31E+02	-7,49E+02	-7,24E+02	-6,80E+02	-6,30E+02
3 = 16	-2,41E+03	-2,38E+03	-2,23E+03	-2,04E+03	-1,86E+03
4 = 15	-5,05E+03	-4,78E+03	-4,34E+03	-3,88E+03	-3,46E+03
5 = 14	-8,50E+03	-7,69E+03	-6,76E+03	-5,91E+03	-5,18E+03
6 = 13	-1,24E+04	-1,07E+04	-9,12E+03	-7,80E+03	-6,74E+03
7 = 12	-1,64E+04	-1,34E+04	-1,11E+04	-9,29E+03	-7,92E+03
8 = 11	-1,96E+04	-1,53E+04	-1,23E+04	-1,02E+04	-8,64E+03
9 = 10	-2,14E+04	-1,62E+04	-1,29E+04	-1,06E+04	-8,92E+03
B	-2,17E+04	-1,64E+04	-1,30E+04	-1,06E+04	-8,96E+03

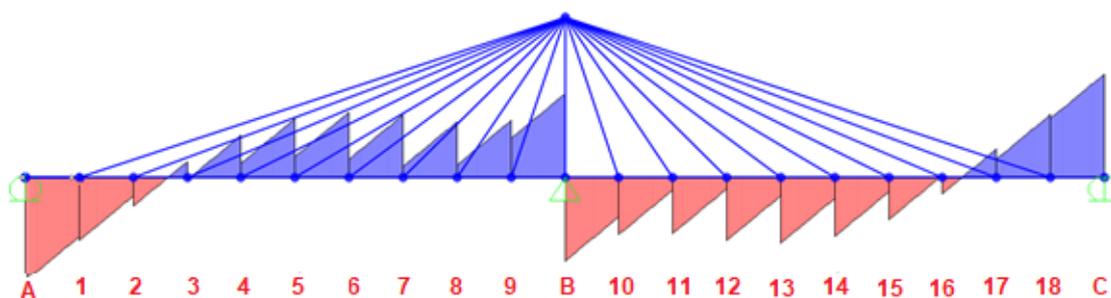
Fonte: Autora (2017).

Quadro 25 – Forças axiais no pilone, modelo 2.

Força normal - Pilone (kN)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
Pilone	-3,21E+04	-3,27E+04	-3,26E+04	-3,23E+04	-3,18E+04

Fonte: Autora (2017).

Figura 37 – Diagrama de força cortante, modelo 2.



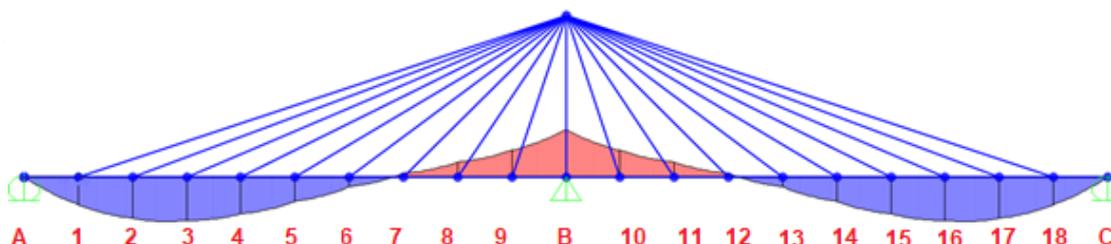
Fonte: Autora (2017).

Quadro 26 – Forças cortantes, modelo 2.

Força cortante (kN)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
A = C	-6,45E+03	-5,66E+03	-5,22E+03	-4,97E+03	-4,84E+03
1 = 18	-3,68E+03	-2,89E+03	-2,45E+03	-2,20E+03	-2,07E+03
2 = 17	-1,15E+03	-4,90E+02	-1,59E+02	3,44E+00	7,16E+01
3 = 16	9,88E+02	1,37E+03	1,48E+03	1,50E+03	1,46E+03
4 = 15	2,63E+03	2,59E+03	2,45E+03	2,30E+03	2,17E+03
5 = 14	3,68E+03	3,18E+03	2,80E+03	2,54E+03	2,36E+03
6 = 13	4,08E+03	3,21E+03	2,73E+03	2,47E+03	2,34E+03
7 = 12	3,91E+03	2,95E+03	2,58E+03	2,45E+03	2,44E+03
8 = 11	3,47E+03	2,86E+03	2,80E+03	2,91E+03	3,07E+03
9 = 10	3,55E+03	3,62E+03	3,93E+03	4,25E+03	4,55E+03
B	5,21E+03	5,71E+03	6,20E+03	6,61E+03	6,97E+03

Fonte: Autora (2017).

Figura 38 – Diagrama de momento fletor, modelo 2.



Fonte: Autora (2017).

Quadro 27 – Momentos fletores, modelo 2.

Momento fletor (kN.m)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
A = C	1,16E-10	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1,16E-10
1 = 18	5,07E+04	4,27E+04	3,83E+04	3,59E+04	3,46E+04
2 = 17	7,60E+04	6,15E+04	5,38E+04	4,97E+04	4,77E+04
3 = 16	8,00E+04	6,17E+04	5,28E+04	4,86E+04	4,69E+04
4 = 15	6,76E+04	4,96E+04	4,22E+04	3,95E+04	3,91E+04
5 = 14	4,47E+04	3,17E+04	2,80E+04	2,79E+04	2,93E+04
6 = 13	1,77E+04	1,34E+04	1,46E+04	1,71E+04	1,98E+04
7 = 12	-7,58E+03	-2,21E+03	2,69E+03	6,42E+03	9,28E+03
8 = 11	-2,85E+04	-1,70E+04	-1,15E+04	-8,82E+03	-7,56E+03
9 = 10	-5,00E+04	-3,93E+04	-3,69E+04	-3,75E+04	-3,92E+04
B	-8,83E+04	-8,25E+04	-8,50E+04	-8,97E+04	-9,51E+04

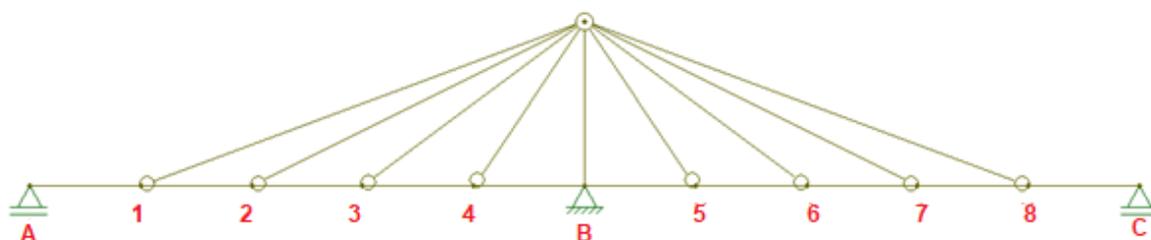
Fonte: Autora (2017).

4.3 MODELO 3

O modelo 3, indicado na Figura 39, apresenta espaçamento entre os estais de 20 metros, totalizando 8 cabos para sustentação da estrutura. Nos quadros 28 a 33 são demonstrados os valores das reações, das forças verticais, horizontais dos esforços hiperestáticos, tensão dos cabos e dos deslocamentos nos estais e no mastro, respectivamente.

As reações obtidas para o modelo 3, comparado com os demais modelos, apresentam redução da reação central e aumento nas reações das extremidades. Quando analisadas as componentes das forças dos hiperestáticos, este modelo apresenta os maiores valores máximos obtidos. O mesmo ocorre nas tensões e nos alongamentos dos cabos, uma vez que este é diretamente proporcional à força vertical. Entretanto, o modelo 3, apresenta redução dos valores de encurtamento, quando comparado aos demais modelos.

Figura 39 – Modelo estrutural 3.



Fonte: Autora (2017).

Quadro 28 – Reações obtidas nos pontos de apoio, modelo 3.

Reação (kN)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
RA	7453,82	6712,73	6311,76	6104,29	6013,26
RB	40518,35	42000,55	42802,47	43217,42	43399,49
RC	7453,82	6712,73	6311,76	6104,29	6013,26

Fonte: Autora (2017).

Quadro 29 – Forças verticais impostas aos estais, modelo 3.

Força vertical (kN) - X_i					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
1 = 8	8,96E+02	1,37E+03	1,51E+03	2,00E+03	2,18E+03
2 = 7	2,54E+03	3,42E+03	3,62E+03	4,11E+03	4,19E+03
3 = 6	4,61E+03	5,01E+03	5,00E+03	4,66E+03	4,41E+03
4 = 5	4,46E+03	3,43E+03	3,18E+03	2,39E+03	2,12E+03

Fonte: Autora (2017).

Quadro 30 – Forças horizontais impostas ao tabuleiro, modelo 3.

Força horizontal (kN) - H_i					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
1 = 8	2,39E+03	2,44E+03	2,32E+03	2,13E+03	1,94E+03
2 = 7	5,08E+03	4,57E+03	3,89E+03	3,29E+03	2,79E+03
3 = 6	6,15E+03	4,46E+03	3,26E+03	2,48E+03	1,96E+03
4 = 5	2,97E+03	1,52E+03	9,28E+02	6,36E+02	4,71E+02

Fonte: Autora (2017).

Quadro 31 – Tensões dos estais, modelo 3.

Tensão nos estais (kN/m ²)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
1 = 8	2,55E+05	2,80E+05	2,90E+05	2,93E+05	2,91E+05
2 = 7	5,68E+05	5,71E+05	5,51E+05	5,27E+05	5,03E+05
3 = 6	7,69E+05	6,71E+05	5,89E+05	5,28E+05	4,83E+05
4 = 5	5,36E+05	3,75E+05	2,94E+05	2,47E+05	2,17E+05

Fonte: Autora (2017).

Quadro 32 – Alongamentos dos estais, modelo 3.

Alongamento dos estais (m)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
1 = 8	1,12E-01	1,32E-01	1,49E-01	1,65E-01	1,80E-01
2 = 7	1,96E-01	2,19E-01	2,40E-01	2,59E-01	2,79E-01
3 = 6	1,97E-01	2,07E-01	2,18E-01	2,30E-01	2,44E-01
4 = 5	9,91E-02	9,47E-02	9,52E-02	9,83E-02	1,03E-01

Fonte: Autora (2017).

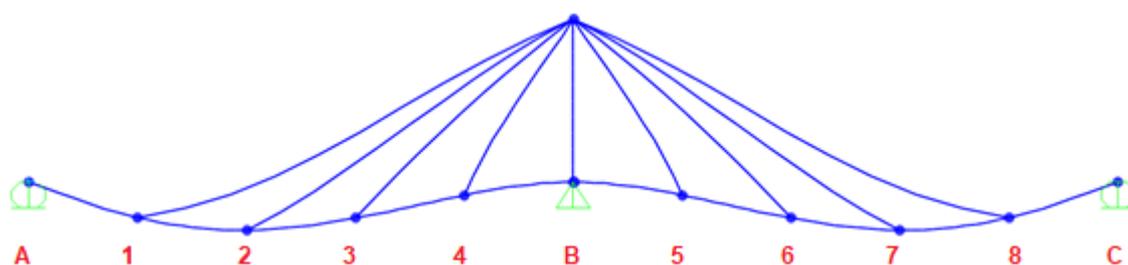
Quadro 33 – Encurtamento do pilone, modelo 3.

Encurtamento do pilone (m)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
Δl_p	2,55E-03	3,97E-03	5,40E-03	6,81E-03	8,21E-03

Fonte: Autora (2017).

No Quadro 34 são indicados os resultados do deslocamento vertical do modelo 3 (Figura 40), conforme observado, as deformações máximas, para este modelo, são maiores do que as máximas apresentadas no modelo 1 e 2.

Figura 40 – Deformação final, modelo 3.



Fonte: Autora (2017).

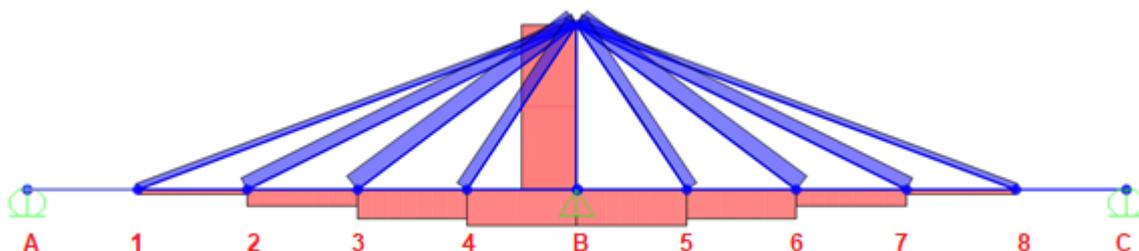
Quadro 34 – Deslocamentos verticais finais, modelo 3.

Deslocamento final (m)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
1 = 8	-3,29E-01	-2,76E-01	-2,54E-01	-2,47E-01	-2,47E-01
2 = 7	-4,45E-01	-3,72E-01	-3,44E-01	-3,38E-01	-3,41E-01
3 = 6	-3,33E-01	-2,81E-01	-2,66E-01	-2,66E-01	-2,72E-01
4 = 5	-1,22E-01	-1,07E-01	-1,04E-01	-1,06E-01	-1,10E-01

Fonte: Autora (2017).

Os diagramas indicados nas figuras 41, 42 e 43 representam o esforço axial, força cortante e momento fletor, respectivamente. Seus resultados são descritos nos quadros 35 a 38. Para as forças cortantes máximas positivas, a medida que a altura do mastro aumenta os valores tendem a diminuir, enquanto as cortantes máximas negativas aumentam. Este comportamento acompanha as condições das reações obtidas nos pontos de apoio A, B e C. Desta forma, os momentos fletores máximos positivos diminuem, enquanto os máximos negativos aumentam.

Figura 41 – Diagrama de força normal, modelo 3.



Fonte: Autora (2017).

Quadro 35 – Forças axiais no tabuleiro, modelo 3.

Força normal - Tabuleiro (kN)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
A = C	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
1 = 8	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
2 = 7	-2,39E+03	-2,44E+03	-2,32E+03	-2,13E+03	-1,94E+03
3 = 6	-7,48E+03	-7,00E+03	-6,21E+03	-5,42E+03	-4,73E+03
4 = 5	-1,36E+04	-1,15E+04	-9,48E+03	-7,91E+03	-6,69E+03
B	-1,66E+04	-1,30E+04	-1,04E+04	-8,55E+03	-7,16E+03

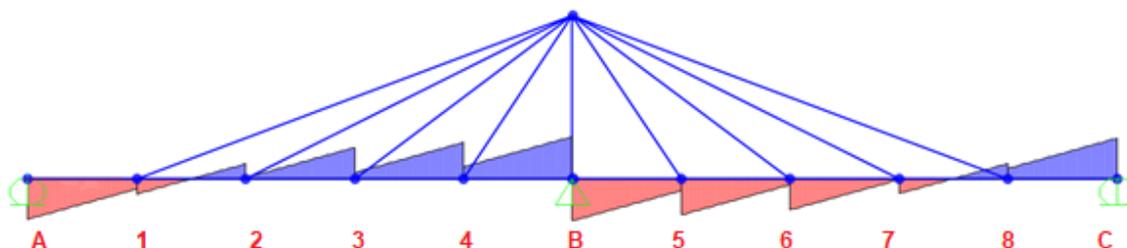
Fonte: Autora (2017).

Quadro 36 – Forças axiais no pilone, modelo 3.

Força normal - Estais (kN)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
Pilone	-2,50E+04	-2,65E+04	-2,66E+04	-2,63E+04	-2,58E+04

Fonte: Autora (2017).

Figura 42 – Diagrama de força cortante, modelo 3.



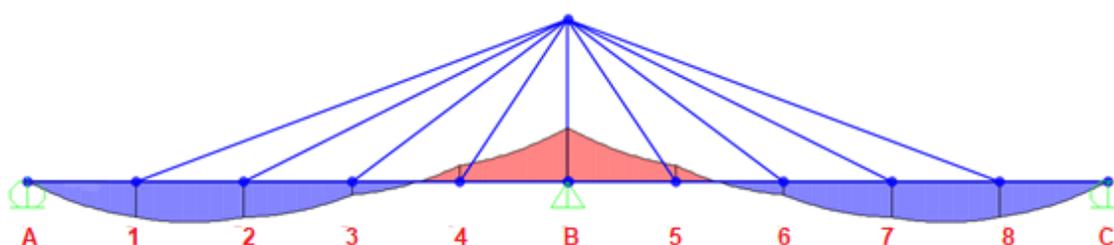
Fonte: Autora (2017).

Quadro 37 – Forças cortantes, modelo 3.

Força cortante (kN)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
A = C	-7,45E+03	-6,71E+03	-6,31E+03	-6,10E+03	-6,01E+03
1 = 8	-1,91E+03	-1,17E+03	-7,69E+02	-5,62E+02	-4,71E+02
2 = 7	2,73E+03	3,00E+03	3,03E+03	2,98E+03	2,89E+03
3 = 6	5,74E+03	5,12E+03	4,68E+03	4,41E+03	4,25E+03
4 = 5	6,66E+03	5,65E+03	5,33E+03	5,29E+03	5,38E+03
B	7,75E+03	7,77E+03	8,09E+03	8,45E+03	8,80E+03

Fonte: Autora (2017).

Figura 43 – Diagrama de momento fletor, modelo 3.



Fonte: Autora (2017).

Quadro 38 – Momentos fletores, modelo 3.

Momento fletor (kN.m)					
	Pilone 30 m	Pilone 45 m	Pilone 60 m	Pilone 75 m	Pilone 90 m
A = C	0,00E+00	1,16E-10	5,82E-11	5,82E-11	5,82E-11
1 = 8	9,37E+04	7,88E+04	7,08E+04	6,67E+04	6,48E+04
2 = 7	9,44E+04	7,42E+04	6,55E+04	6,25E+04	6,24E+04
3 = 6	3,51E+04	2,73E+04	2,73E+04	2,97E+04	3,28E+04
4 = 5	-4,28E+04	-3,02E+04	-2,39E+05	-2,07E+04	-1,93E+04
B	-1,42E+05	-1,30E+05	-1,30E+05	-1,34E+05	-1,40E+05

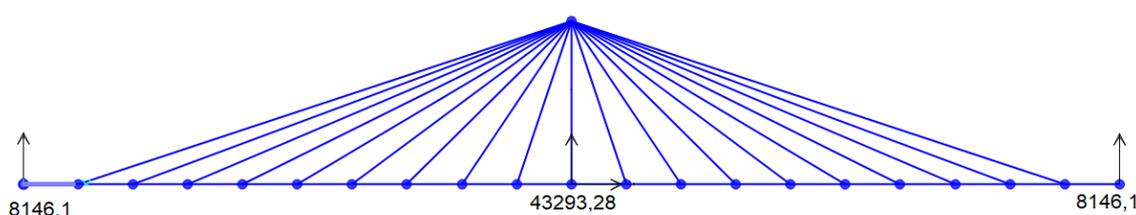
Fonte: Autora (2017).

4.4 ANÁLISE COM CARGA MÓVEL

Em análise realizada no Ftool e SAP2000, com a utilização de carga móvel aplicada para o modelo inicial, espaçamento entre ancoragens de 10 metros e altura da torre igual a 30 metros, é possível verificar o aumento das solicitações e deformações impostas à estrutura.

Na figura 44, mostra os valores encontrados para as reações (kN) nos três apoios quando é considerada a combinação da carga permanente do tabuleiro e carga variável do trem-tipo, com os valores majorados. Comparando os valores obtidos para este caso com os resultados das reações da análise inicial (peso permanente e carga de multidão), observa-se um aumento de 26,27% nas reações das extremidades, enquanto a reação central sofre um aumento de aproximadamente 2%.

Figura 44 – Reações no programa SAP2000.



Fonte: Autora (2017).

Para os valores de compressão do pilone, obtidos no programa Ftool, os esforços de compressão mínimo e máximo são de 32.758,63 kN e 22.286,70 kN, respectivamente. No SAP2000, os resultados de compressão para o mastro são de 32.754,86 kN e 22.286,12 kN para mínimo e máximo, respectivamente, ou seja, uma diferença menor que 1%, permitindo aceitar os carregamentos como corretos.

Ainda, para confirmação de acréscimo de solicitação nos demais componentes da estrutura, tabuleiro e mastro, quando comparado aos carregamentos de carga permanente e multidão, são indicados no Quadro 39 e 40 os valores referentes à força axial nos demais nós para a torre e o tabuleiro, além da força cortante, momentos fletores e deslocamentos verticais finais aplicados ao tabuleiro.

Para analisar as diferenças entre as solicitações obtidas no carregamento inicial, verifica-se com qual valor, entre o máximo e mínimo, a solicitação da análise inicial aproxima-se. Para o tabuleiro, a força axial no ponto B obtida na primeira análise aproxima-se do valor mínimo, onde o valor mínimo representa um aumento de 2,1% na solicitação. Para a cortante máxima negativa (A e C), o resultado obtido para a primeira análise aproxima-se do valor mínimo, onde o mínimo representa um acréscimo de 26,3%, enquanto o cortante máximo positivo (B), aproxima-se do valor

máximo, representando um acréscimo de 11,9%. O momento fletor máximo negativo obtido na primeira análise, foi próximo ao valor mínimo, sofrendo um aumento de 2,4% na solicitação.

Para os estais, as comparações foram realizadas nos pontos próximos às extremidades (1 e 18) e ao pilone (9 e 10), os valores obtidos na análise inicial se aproximam dos máximos obtidos. Nos pontos 1 e 18, o aumento é de 158,7%, enquanto, nos pontos 9 e 10, o acréscimo é de 47,2%. A compressão imposta ao pilone, aproxima-se ao mínimo obtido na análise com a carga do trem-tipo, e o aumento desta solicitação é de 2,0%.

Quadro 39 – Solicitações no tabuleiro frente à carga permanente e carga móvel.

Tabuleiro							
Ponto	Deslocamento final (m)	Força axial (kN)		Força Cortante (kN)		Momento fletor (kN.m)	
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín
A = C	-	0,00E+00	0,00E+00	-3,23E+03	-8,15E+03	0,00E+00	0,00E+00
1 = 18	-1,86E-01	0,00E+00	0,00E+00	-1,24E+03	-5,21E+03	6,57E+04	2,27E+04
2 = 17	-3,35E-01	6,33E+02	-1,89E+03	3,71E+02	-2,46E+03	1,00E+05	3,25E+04
3 = 16	-4,24E-01	5,87E+01	-4,21E+03	1,88E+03	-2,76E+02	1,08E+05	3,17E+04
4 = 15	-4,50E-01	-1,77E+03	-6,92E+03	3,36E+03	1,36E+03	9,51E+04	2,33E+04
5 = 14	-4,18E-01	-4,60E+03	-1,00E+04	4,50E+03	1,97E+03	6,82E+04	1,05E+04
6 = 13	-3,44E-01	-7,87E+03	-1,35E+04	4,97E+03	2,13E+03	3,56E+04	-3,38E+03
7 = 12	-2,49E-01	-1,10E+04	-1,71E+04	4,96E+03	2,04E+03	8,07E+03	-1,92E+04
8 = 11	-1,49E-01	-1,35E+04	-2,01E+04	4,27E+03	1,88E+03	-1,15E+04	-3,60E+04
9 = 10	-6,16E-02	-1,48E+04	-2,18E+04	4,08E+03	2,13E+03	-3,07E+04	-5,43E+04
B	-	-1,51E+04	-2,22E+04	5,83E+03	3,23E+03	-6,13E+04	-9,04E+04

Fonte: Autora (2017).

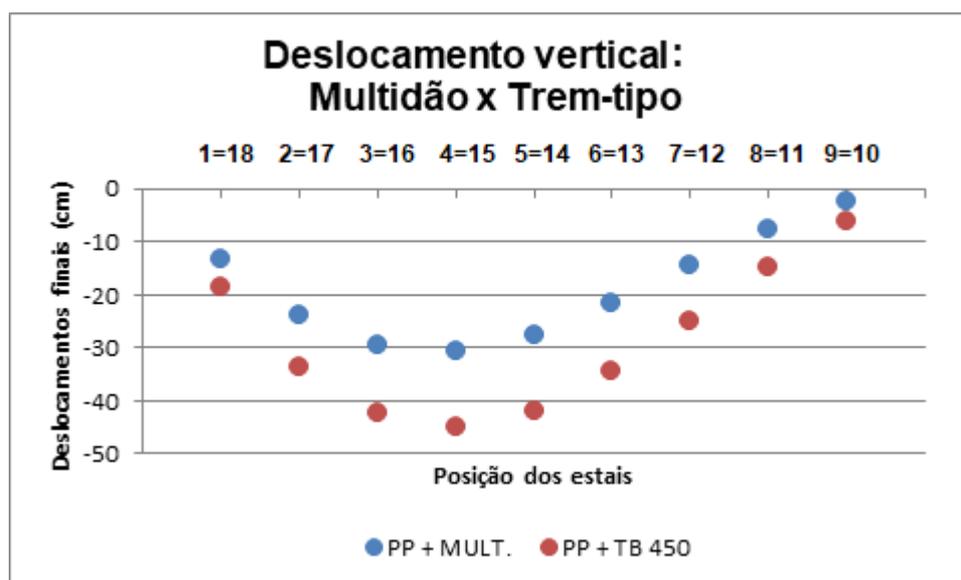
Quadro 40 – Solicitação nos estais frente à carga permanente e carga móvel.

Estais		
Ponto	Força axial (kN)	
	Máx	Mín
1 = 18	1,99E+03	-6,67E+02
2 = 17	2,48E+03	6,10E+02
3 = 16	3,14E+03	1,78E+03
4 = 15	3,98E+03	2,64E+03
5 = 14	4,74E+03	3,19E+03
6 = 13	5,10E+03	3,37E+03
7 = 12	4,97E+03	2,87E+03
8 = 11	3,86E+03	1,75E+03
9 = 10	1,72E+03	3,05E+02

Fonte: Autora (2017).

A figura 45 mostra que os deslocamentos verticais no tabuleiro, quando analisados frente ao carregamento do trem-tipo, são maiores do que quando considerado apenas com o carregamento de multidão. Comparando as posições 4 e 15, pontos onde se obtém o maior deslocamento, o aumento em relação ao carregamento do trem-tipo é de 46,4%.

Figura 45 – Comparação dos deslocamentos verticais no tabuleiro utilizando as combinação com multidão e trem-tipo.



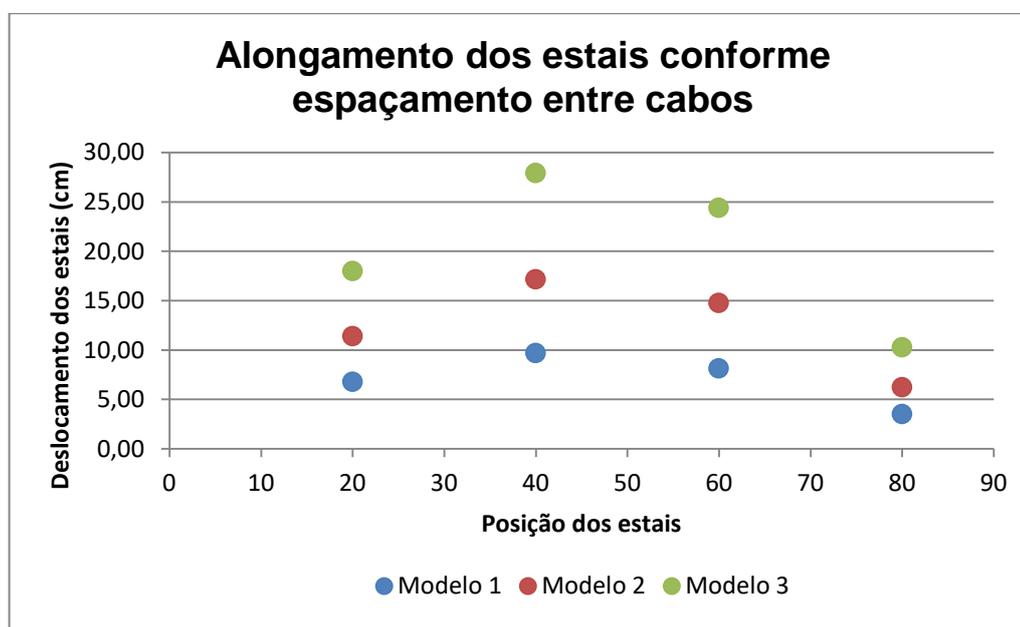
Fonte: Autora (2017).

4.5 RESUMO DAS ANÁLISES

Neste item é realizada a comparação entre os modelos apresentados, 1, 2 e 3. Conforme o aumento dos espaçamentos entre os estais, observa-se, de modo geral, o aumento das solicitações. A seguir, nas figuras 46 a 49, são apresentadas as diferenças quanto ao alongamento dos estais, deslocamentos verticais do tabuleiro, e as solicitações de força cortante e momento fletor. Para esta análise a altura dos mastros não foi alterada, sendo esta fixada a uma altura igual 90 metros.

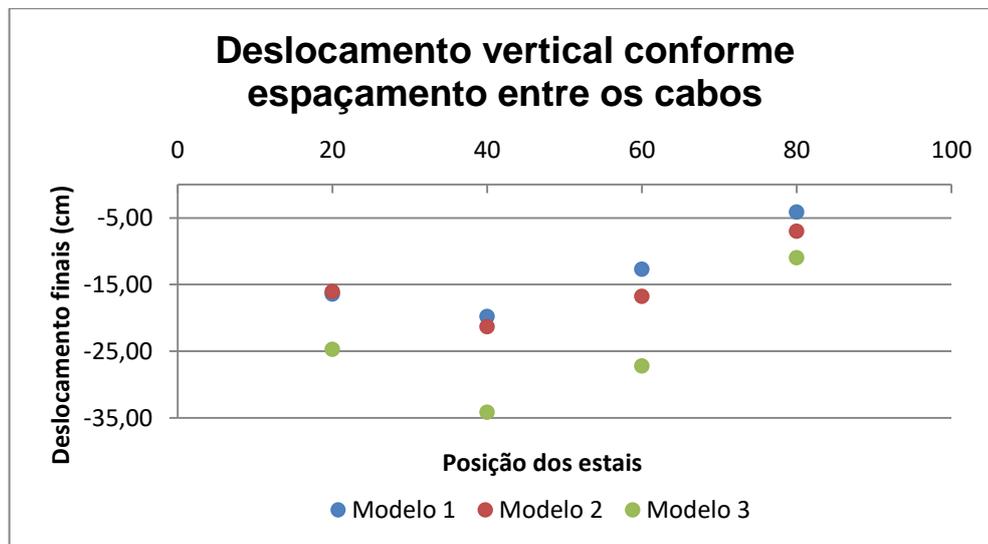
Avaliando os pontos com maiores alongamentos (Figura 46), distância de 40 metros das extremidades, do modelo 1 para o modelo 2, tem-se um acréscimo de 77,2%, enquanto o acréscimo do modelo 2 para o modelo 3, é de 62,0%. Analisando os mesmo pontos quanto ao deslocamento vertical (Figura 47), o acréscimo do modelo 1 para o modelo 2 é de 7,9%, e do modelo 2 para o modelo 3 é de 59,9%.

Figura 46 – Comparação dos alongamentos nos estais entre os pontos de ancoragens similares dos modelos 1, 2 e 3.



Fonte: Autora (2017).

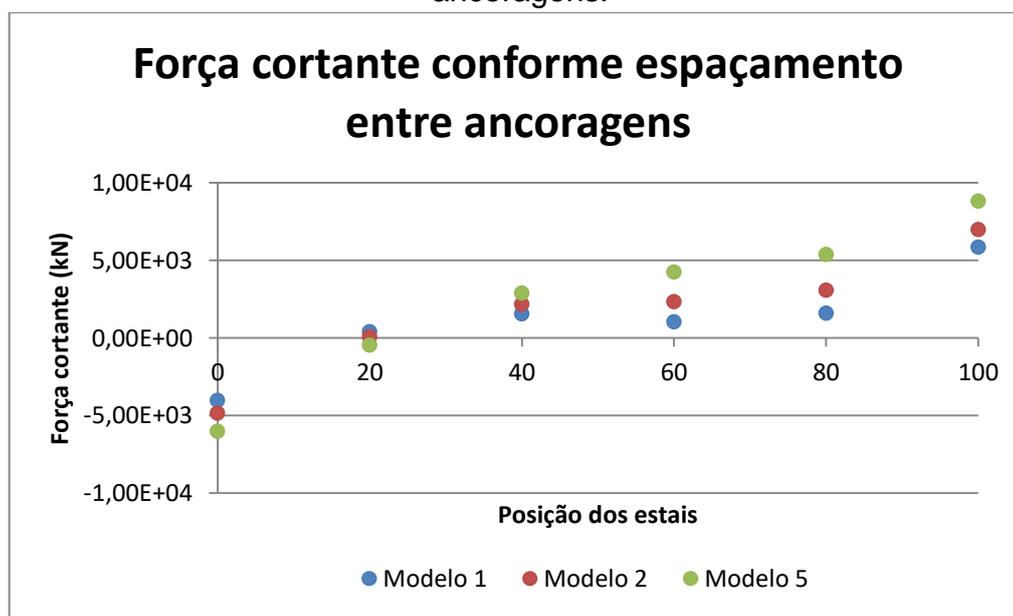
Figura 47 – Comparação dos alongamentos nos estais entre os pontos de ancoragens similares dos modelos 1, 2 e 3.



Fonte: Autora (2017).

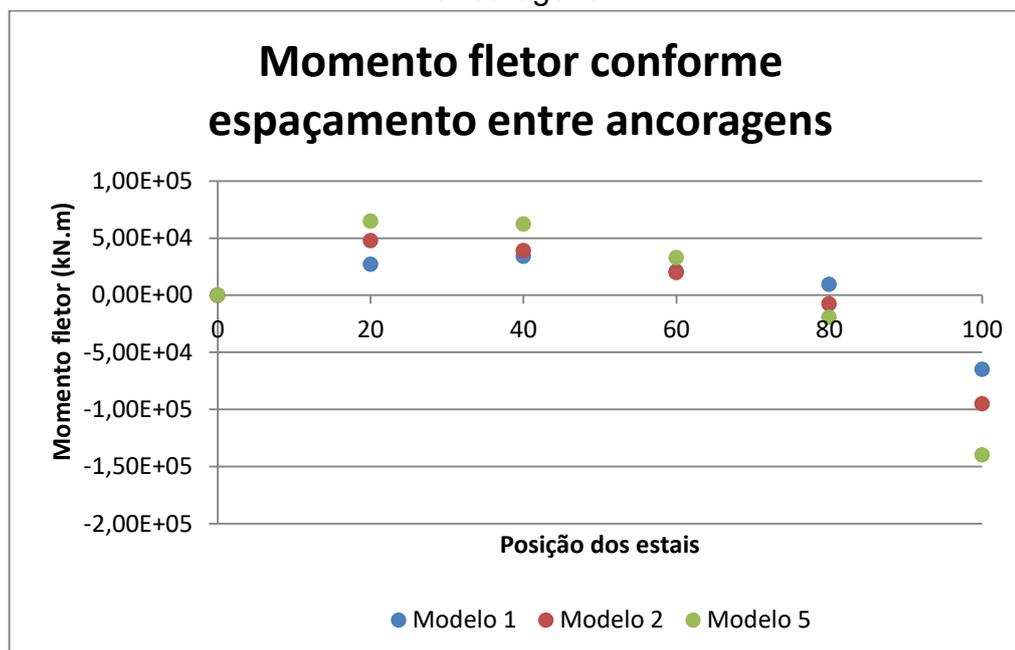
Com o aumento dos espaçamentos entre as ancoragens do tabuleiro, o aumento da força máxima negativa e positiva (Figura 48), aumentam em aproximadamente 20%, do modelo 1 para o modelo 2. Na comparação entre os modelos 2 e 3, o acréscimo de aproximadamente 26%. Já para o momento fletor máximo negativo (Figura 49), o aumento é de aproximadamente 47%, em relação a cada modelo.

Figura 48 – Comparação das forças cortantes conforme espaçamento entre ancoragens.



Fonte: Autora (2017).

Figura 49 – Comparação dos momentos fletores conforme espaçamento entre ancoragens.



Fonte: Autora (2017).

Em termos de dimensionamento, a seção transversal do tabuleiro para o modelo 3 deve ser mais robusta que as demais, sendo assim capaz de suportar os momentos gerados. A mesma solução deve ser considerada para o aumento das forças axiais no estais, onde a necessidade de sistemas de ancoragem mais resistentes. Outro ponto que deve ser levado em consideração é a possibilidade de modificar os materiais por de maior resistência.

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho apresentou o método analítico (Método das Forças) para estudo das solicitações numa ponte estaiada tipo leque, validando esta metodologia com auxílio de programas computacionais, como o Ftool e SAP2000. Desta forma, o desenvolvimento de um modelo inicial foi elaborado, sendo realizado a partir de aproximações de concepções e indicações já existentes. Os resultados provenientes da análise inicial são concisos, quando obtidos nas metodologias analíticas e computacionais. Quando avaliado a consideração do trem-tipo, a análise foi realizada apenas para pelos *softwares* Ftool e SAP2000. Os valores obtidos apresentaram pequenas diferenças, justificando que cada programa considera um posicionamento crítico perante o trem-tipo inserido.

Com as modificações, frente ao espaçamento entre os estais e altura do pilone, partindo do modelo inicial, verificou-se a influência destes nas solicitações geradas pela estrutura. Ainda, é válido ressaltar que a geometria e as seções transversais dos elementos, além das características dos materiais empregados, também alteram a distribuição dos esforços.

A partir das comparações entre os modelos elaborados no capítulo 4, notou-se que na maioria dos pontos analisados o aumento da verticalidade dos cabos proporcionou diminuição dos valores das forças verticais geradas. Essa tendência é constatada a partir de uma avaliação prévia, onde o espaçamento entre as ancoragens é constante, modificando-se apenas as alturas da torre.

O encurtamento imposto ao pilone varia de modo proporcional à altura da torre. Em todos os modelos ocorre uma deformação pouco expressiva, equivalente a 1,0 % da altura avaliada. Estas análises são baseadas apenas para um item alterado, sendo assim, para se obter valores médios entre as modelagens elaboradas é necessário avaliar a influência dos espaçamentos entre as ancoragens.

Quando se aumenta a distância entre os estais tem-se um acréscimo das solicitações internas no tabuleiro e nos deslocamentos verticais. Desta forma, é

necessário dimensionar seções mais robustas para o tabuleiro e mastro da estrutura, buscando maior rigidez global da ponte.

Como apresentado no item 4.4, os deslocamentos são maiores quando avaliado juntamente com a carga do trem-tipo, resultando em um aumento de até 50% dos valores. Esta condicionante altera todos os esforços desenvolvidos na estrutura, sendo indispensável para o estudo real dos projetos de concepção de uma ponte.

Comparando todos os resultados obtidos, constatou-se que para o presente estudo, a escolha ideal de modelo depende do projeto como um todo. Menores espaçamentos geram aumento no consumo de material para os cabos, em contrapartida, maiores vãos impactam no aumento das seções transversais da torre e do tabuleiro. Sendo assim, fica a sugestão da utilização de valores intermediários. Perante as alturas analisadas, para que haja seguimento à referência da literatura apresentada no item 2.4.3, onde demonstra ser ideal obter um ângulo mínimo de 25° , a altura mínima a ser empregada para esta configuração é de 45 metros. Quanto aos espaçamentos, para que não ocorram fenômenos de compressão nos cabos, é indicado um vão livre entre as ancoragens a partir de 10 metros.

Como proposta para trabalhos futuros, propõe-se a análise das diferentes configurações longitudinais dos cabos, assim elaboração de uma estrutura assimétrica para fins de avaliação das solicitações e utilização do método analítico. Também, sugere-se o estudo de outros métodos analíticos para solução de pontes estaiadas, como o Método dos Deslocamentos ou o Método da Análise Matricial. É interessante a aplicação de carga móvel desde as primeiras avaliações, assim como consideração dos ventos e solicitações provenientes da aceleração e frenagem dos veículos.

REFERÊNCIAS

ANDMAX. Primeira ponte estaiada em curva do sul é inaugurada em Laguna, Santa Catarina. **AndMax Equipamentos de Acesso**. [Infraestrutura Urbana] Disponível em: <<http://andmax.com.br/noticias/primeira-ponte-estaiada-em-curva-do-sul-e-inaugurada-em-laguna-santa-catarina/>>. Acesso em: 20 maio 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. 2 ed. Rio de Janeiro, 2013.

BASTOS, V.L.; CERQUEIRA T. S. L.; TACHARD L. E. A.; MACHADO, D. S. Desenvolvimento das Pontes Estaiadas. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 2014, Rio de Janeiro. **Anais...** Disponível em: <http://www.abpe.org.br/trabalhos/trab_77.pdf>. Acesso em: 28 mar. 2017.

BRASIL. Ministério do Planejamento. Programa de Aceleração e Crescimento. **Ponte Anita Garibaldi é inaugurada em Laguna (SC)**. 2015. Disponível em: <<http://www.pac.gov.br/noticia/e673a904>> Acesso em: 20 maio 2017.

BRUSQUE. Prefeitura Municipal. Ponte Estaiada Ireneu Bornhausen. **City Brazil**. Disponível: <<http://www.citybrazil.com.br/sc/brusque/atracoes-turisticas/atrativos-diversos/2>>. Acesso em: 20 maio 2017.

CHIZZOTTI, A. **Pesquisa qualitativa em ciências humanas e sociais**. Petrópolis, RJ: Vozes, 2006.

CLÁUDIO, R. G. **Tipologia das pontes estaiadas com tabuleiro de concreto**. 2010. 86 p. Monografia (Graduação) – Programa de graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará, 2010.

CLIPPING. Brusque inaugura primeira ponte de concreto branco. **CLIPPING**. 2004. [A Notícia] Disponível em: <<http://notes.abcp.org.br:8080/producao/clipp/clipp.nsf/59dac160bc7df2ba03256aef00407549/368d8d304b2a468883256e7c005d4d73?OpenDocument>>. Acesso em: 20 maio 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Divisão de Capacitação Tecnológica. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. 225 p. Rio de Janeiro, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTE.
Projeto de duplicação da BR-101.

FERRAZ, M. A. C. **Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas.** 2001. 258 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2001.

GIMSING, N. J. **Cable-supported bridges.** Chichester: John Wiley, 1983.

GOMES, R. R. S. **Aspectos técnicos e construtivos do projeto de uma ponte estaiada.** 2013. 131 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2013.

LAZZARI, P. M. **Ponte estaiada simétrica: Método das Forças.** Joinville: Slide, 2017. Color.

LAZZARI, P. M. **Simulação numérica das etapas construtivas de pontes estaiadas através do método dos elementos finitos.** 2016. 301 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2016.

MARTHA, F. L. **Métodos básicos da análise de estruturas.** Rio de Janeiro. Disponível em:
https://www.academia.edu/9708589/M%C3%89TODOS_B%C3%81SICOS_DA_ANALISE_DE ESTRUTURAS. Acesso em: 29 mar. 2017.

MAZARIM, D. M. **Histórico das pontes estaiadas e sua aplicação no Brasil.** 2011. 125 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Universidade de São Paulo, 2011.

PFEIL, W. **Pontes de concreto armado.** 3. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979.

VARGAS, L. A. B. **Comportamento estrutural de pontes estaiadas: efeitos de segunda ordem.** 2007. 153 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Universidade de São Paulo, 2007.

TORNERI, P. **Comportamento estrutural de pontes estaiadas: comparação de alternativas.** 2002. 292 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Universidade de São Paulo, 2002.

TROITSKY, M. S. **Cable stayed bridges: theory and desing.** William Clowes & Sons Limited, 1977.

YTZA, M. F. Q. **Métodos construtivos de pontes estaiadas – estudo da distribuição de forças nos estais**. 2009. 151 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Universidade de São Paulo, 2009.

WALTHER, R.; HOURIET, B.; ISLER, W.; MOIA, P. **Ponts hubanés**. Lausanne: Presses Polytechniques Romandes, 1985.

WALTHER, R.; HOURIET, B.; ISLER, W.; MOIA, P. **Cable stayed brigdes**. London: Thomas Telford, 1999.

WIKIPÉDIA. A enciclopédia livre. **Pontes**. 2017. Disponível em: <<http://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte>>. Acesso em: 30 set. 2017.

APÊNDICES

APÊNDICE A – Planilha de cálculo analítico, modelo inicial (espaçamento entre ancoragens de 10 metros e pilone de 30 metros).

A.1) Dados de entrada para montagem das matrizes.

Quadro 1 – Características dos elementos e carregamento da estrutura.

Elementos	A (m ²)	I (m ⁴)	E (kN/m ²)
Tabuleiro	5,70	3,80	43267100
Pilone	11,00	-	43267100
Estais	0,01	-	195000000
Cargas (kN/m)			
		Majoração	
Peso próprio	142,50	1,35	
Multidão	56,50	1,50	
Total	277,13		

Fonte: Autora (2017).

Quadro 2 – Distâncias entre trechos de ancoragem.

Trecho	
AD	10
DE	10
EF	10
FG	10
GH	10
HI	10
IJ	10
JK	10
KL	10
LB	10
BM	10
MN	10
NO	10
OP	10
PQ	10
QR	10
RS	10
ST	10
TU	10
UC	10
Pilone	30
Extensão	200

Fonte: Autora (2017).

Quadro 3 – Comprimentos dos estais e ângulos horizontais.

Ponto	Li	θ_i
D	94,87	18,43
E	85,44	20,56
F	76,16	23,20
G	67,08	26,57
H	58,31	30,96
I	50,00	36,87
J	42,43	45,00
K	36,06	56,31
L	31,62	71,57
B	0,00	0,00
M	31,62	71,57
N	36,06	56,31
O	42,43	45,00
P	50,00	36,87
Q	58,31	30,96
R	67,08	26,57
S	76,16	23,20
T	85,44	20,56
U	94,87	18,43

Fonte: Autora (2017).

A.2) Definição do grau de hiperestaticidade.

Quadro 4 – Verificação de vínculos e definição do grau de hiperestaticidade.

Elementos	
C1	20
C2	1
C3	19
Barras	20
Graus de liberdade	
19	

Fonte: Autora (2017).

A.3) Vetor de deslocamento.

Quadro 5 – Vetor de deslocamento.

δi_0	
D	5,59E+00
E	1,10E+01
F	1,62E+01
G	2,09E+01
H	2,50E+01
I	2,86E+01
J	3,14E+01
K	3,34E+01
L	3,47E+01
B	3,51E+01
M	3,47E+01
N	3,34E+01
O	3,14E+01
P	2,86E+01
Q	2,50E+01
R	2,09E+01
S	1,62E+01
T	1,10E+01
U	5,59E+00

Fonte: Autora (2017).

A.4) Matriz flexibilidade.

Quadro 6 – Matriz flexibilidade.

	D	E	F	G	H	I	J	K	L	B	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
D	3,66E-05	6,84E-05	9,48E-05	1,16E-04	1,32E-04	1,44E-04	1,52E-04	1,55E-04	1,55E-04	1,52E-04	1,45E-04	1,36E-04	1,24E-04	1,10E-04	9,48E-05	7,76E-05	5,93E-05	4,00E-05	2,02E-05
E	6,84E-05	1,31E-04	1,84E-04	2,27E-04	2,60E-04	2,84E-04	2,99E-04	3,07E-04	3,07E-04	3,00E-04	2,87E-04	2,69E-04	2,46E-04	2,19E-04	1,88E-04	1,54E-04	1,18E-04	7,95E-05	4,00E-05
F	9,48E-05	1,84E-04	2,64E-04	3,28E-04	3,79E-04	4,15E-04	4,39E-04	4,51E-04	4,52E-04	4,42E-04	4,24E-04	3,98E-04	3,64E-04	3,24E-04	2,78E-04	2,28E-04	1,74E-04	1,18E-04	5,93E-05
G	1,16E-04	2,27E-04	3,28E-04	4,15E-04	4,84E-04	5,34E-04	5,67E-04	5,84E-04	5,87E-04	5,76E-04	5,53E-04	5,19E-04	4,75E-04	4,23E-04	3,64E-04	2,98E-04	2,28E-04	1,54E-04	7,76E-05
H	1,32E-04	2,60E-04	3,79E-04	4,84E-04	5,70E-04	6,35E-04	6,79E-04	7,02E-04	7,08E-04	6,97E-04	6,71E-04	6,31E-04	5,78E-04	5,15E-04	4,43E-04	3,64E-04	2,78E-04	1,88E-04	9,48E-05
I	1,44E-04	2,84E-04	4,15E-04	5,34E-04	6,35E-04	7,15E-04	7,71E-04	8,03E-04	8,13E-04	8,03E-04	7,75E-04	7,30E-04	6,71E-04	5,98E-04	5,15E-04	4,23E-04	3,24E-04	2,19E-04	1,10E-04
J	1,52E-04	2,99E-04	4,39E-04	5,67E-04	6,79E-04	7,71E-04	8,39E-04	8,81E-04	8,98E-04	8,91E-04	8,62E-04	8,15E-04	7,50E-04	6,71E-04	5,78E-04	4,75E-04	3,64E-04	2,46E-04	1,24E-04
K	1,55E-04	3,07E-04	4,51E-04	5,84E-04	7,02E-04	8,03E-04	8,81E-04	9,34E-04	9,59E-04	9,57E-04	9,31E-04	8,82E-04	8,15E-04	7,30E-04	6,31E-04	5,19E-04	3,98E-04	2,69E-04	1,36E-04
L	1,55E-04	3,07E-04	4,52E-04	5,87E-04	7,08E-04	8,13E-04	8,98E-04	9,59E-04	9,94E-04	9,99E-04	9,77E-04	9,31E-04	8,62E-04	7,75E-04	6,71E-04	5,53E-04	4,24E-04	2,87E-04	1,45E-04
B	1,52E-04	3,00E-04	4,42E-04	5,76E-04	6,97E-04	8,03E-04	8,91E-04	9,57E-04	9,99E-04	1,01E-03	9,99E-04	9,57E-04	8,91E-04	8,03E-04	6,97E-04	5,76E-04	4,42E-04	3,00E-04	1,52E-04
M	1,45E-04	2,87E-04	4,24E-04	5,53E-04	6,71E-04	7,75E-04	8,62E-04	9,31E-04	9,77E-04	9,99E-04	9,94E-04	9,59E-04	8,98E-04	8,13E-04	7,08E-04	5,87E-04	4,52E-04	3,07E-04	1,55E-04
N	1,36E-04	2,69E-04	3,98E-04	5,19E-04	6,31E-04	7,30E-04	8,15E-04	8,82E-04	9,31E-04	9,57E-04	9,59E-04	9,34E-04	8,81E-04	8,03E-04	7,02E-04	5,84E-04	4,51E-04	3,07E-04	1,55E-04
O	1,24E-04	2,46E-04	3,64E-04	4,75E-04	5,78E-04	6,71E-04	7,50E-04	8,15E-04	8,62E-04	8,91E-04	8,98E-04	8,81E-04	8,39E-04	7,71E-04	6,79E-04	5,67E-04	4,39E-04	2,99E-04	1,52E-04
P	1,10E-04	2,19E-04	3,24E-04	4,23E-04	5,15E-04	5,98E-04	6,71E-04	7,30E-04	7,75E-04	8,03E-04	8,13E-04	8,03E-04	7,71E-04	7,15E-04	6,35E-04	5,34E-04	4,15E-04	2,84E-04	1,44E-04
Q	9,48E-05	1,88E-04	2,78E-04	3,64E-04	4,43E-04	5,15E-04	5,78E-04	6,31E-04	6,71E-04	6,97E-04	7,08E-04	7,02E-04	6,79E-04	6,35E-04	5,70E-04	4,84E-04	3,79E-04	2,60E-04	1,32E-04
R	7,76E-05	1,54E-04	2,28E-04	2,98E-04	3,64E-04	4,23E-04	4,75E-04	5,19E-04	5,53E-04	5,76E-04	5,87E-04	5,84E-04	5,67E-04	5,34E-04	4,84E-04	4,15E-04	3,28E-04	2,27E-04	1,16E-04
S	5,93E-05	1,18E-04	1,74E-04	2,28E-04	2,78E-04	3,24E-04	3,64E-04	3,98E-04	4,24E-04	4,42E-04	4,52E-04	4,51E-04	4,39E-04	4,15E-04	3,79E-04	3,28E-04	2,64E-04	1,84E-04	9,48E-05
T	4,00E-05	7,95E-05	1,18E-04	1,54E-04	1,88E-04	2,19E-04	2,46E-04	2,69E-04	2,87E-04	3,00E-04	3,07E-04	3,07E-04	2,99E-04	2,84E-04	2,60E-04	2,27E-04	1,84E-04	1,31E-04	6,84E-05
U	2,02E-05	4,00E-05	5,93E-05	7,76E-05	9,48E-05	1,10E-04	1,24E-04	1,36E-04	1,45E-04	1,52E-04	1,55E-04	1,55E-04	1,52E-04	1,44E-04	1,32E-04	1,16E-04	9,48E-05	6,84E-05	3,66E-05

Fonte: Autora (2017).

A.5) Deslocamento vertical: alongamento dos estais, caso I.

Quadro 7 – Matriz de deslocamento para alongamento dos estais.

	D	E	F	G	H	I	J	K	L	B	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
D	4,87E-04																		
E		3,55E-04																	
F			2,52E-04																
G				1,72E-04															
H					1,13E-04														
I						7,12E-05													
J							4,35E-05												
K								2,67E-05											
L									1,80E-05										
B										0,00E+00									
M											1,80E-05								
N												2,67E-05							
O													4,35E-05						
P														7,12E-05					
Q															1,13E-04				
R																1,72E-04			
S																	2,52E-04		
T																		3,55E-04	
U																			4,87E-04

Fonte: Autora (2017).

A.7) Deslocamento vertical: encurtamento do tabuleiro, caso IV.

Quadro 9 – Matriz deslocamento para encurtamento do tabuleiro.

	D	E	F	G	H	I	J	K	L	B	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
D	3,28E-06	2,60E-06	1,99E-06	1,46E-06	1,01E-06	6,49E-07	3,65E-07	1,62E-07	4,05E-08										
E	2,60E-06	2,31E-06	1,77E-06	1,30E-06	9,01E-07	5,77E-07	3,24E-07	1,44E-07	3,60E-08										
F	1,99E-06	1,77E-06	1,55E-06	1,14E-06	7,88E-07	5,05E-07	2,84E-07	1,26E-07	3,15E-08										
G	1,46E-06	1,30E-06	1,14E-06	9,73E-07	6,76E-07	4,33E-07	2,43E-07	1,08E-07	2,70E-08										
H	1,01E-06	9,01E-07	7,88E-07	6,76E-07	5,63E-07	3,60E-07	2,03E-07	9,01E-08	2,25E-08										
I	6,49E-07	5,77E-07	5,05E-07	4,33E-07	3,60E-07	2,88E-07	1,62E-07	7,21E-08	1,80E-08										
J	3,65E-07	3,24E-07	2,84E-07	2,43E-07	2,03E-07	1,62E-07	1,22E-07	5,41E-08	1,35E-08										
K	1,62E-07	1,44E-07	1,26E-07	1,08E-07	9,01E-08	7,21E-08	5,41E-08	3,60E-08	9,01E-09										
L	4,05E-08	3,60E-08	3,15E-08	2,70E-08	2,25E-08	1,80E-08	1,35E-08	9,01E-09	4,51E-09										
B																			
M											4,51E-09	9,01E-09	1,35E-08	1,80E-08	2,25E-08	2,70E-08	3,15E-08	3,60E-08	4,05E-08
N											9,01E-09	3,60E-08	5,41E-08	7,21E-08	9,01E-08	1,08E-07	1,26E-07	1,44E-07	1,62E-07
O											1,35E-08	5,41E-08	1,22E-07	1,62E-07	2,03E-07	2,43E-07	2,84E-07	3,24E-07	3,65E-07
P											1,80E-08	7,21E-08	1,62E-07	2,88E-07	3,60E-07	4,33E-07	5,05E-07	5,77E-07	6,49E-07
Q											2,25E-08	9,01E-08	2,03E-07	3,60E-07	5,63E-07	6,76E-07	7,88E-07	9,01E-07	1,01E-06
R											2,70E-08	1,08E-07	2,43E-07	4,33E-07	6,76E-07	9,73E-07	1,14E-06	1,30E-06	1,46E-06
S											3,15E-08	1,26E-07	2,84E-07	5,05E-07	7,88E-07	1,14E-06	1,55E-06	1,77E-06	1,99E-06
T											3,60E-08	1,44E-07	3,24E-07	5,77E-07	9,01E-07	1,30E-06	1,77E-06	2,31E-06	2,60E-06
U											4,05E-08	1,62E-07	3,65E-07	6,49E-07	1,01E-06	1,46E-06	1,99E-06	2,60E-06	3,28E-06

Fonte: Autora (2017).

A.8) Matriz final, com a soma da matriz de flexibilidade e matrizes dos casos de deslocamento.

Quadro 10 – Matriz final.

	D	E	F	G	H	I	J	K	L	B	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
D	5,26E-04	7,11E-05	9,68E-05	1,17E-04	1,33E-04	1,45E-04	1,52E-04	1,55E-04	1,55E-04	1,52E-04	1,45E-04	1,36E-04	1,24E-04	1,10E-04	9,48E-05	7,77E-05	5,94E-05	4,01E-05	2,02E-05
E	7,11E-05	4,89E-04	1,86E-04	2,28E-04	2,61E-04	2,84E-04	3,00E-04	3,07E-04	3,07E-04	3,00E-04	2,87E-04	2,69E-04	2,46E-04	2,19E-04	1,88E-04	1,54E-04	1,18E-04	7,95E-05	4,01E-05
F	9,68E-05	1,86E-04	5,17E-04	3,30E-04	3,79E-04	4,16E-04	4,39E-04	4,51E-04	4,52E-04	4,42E-04	4,24E-04	3,98E-04	3,64E-04	3,24E-04	2,78E-04	2,28E-04	1,74E-04	1,18E-04	5,94E-05
G	1,17E-04	2,28E-04	3,30E-04	5,88E-04	4,84E-04	5,34E-04	5,67E-04	5,84E-04	5,87E-04	5,76E-04	5,53E-04	5,19E-04	4,75E-04	4,23E-04	3,64E-04	2,98E-04	2,28E-04	1,54E-04	7,77E-05
H	1,33E-04	2,61E-04	3,79E-04	4,84E-04	6,84E-04	6,36E-04	6,79E-04	7,03E-04	7,08E-04	6,97E-04	6,71E-04	6,31E-04	5,78E-04	5,16E-04	4,44E-04	3,64E-04	2,78E-04	1,88E-04	9,48E-05
I	1,45E-04	2,84E-04	4,16E-04	5,34E-04	6,36E-04	7,87E-04	7,71E-04	8,03E-04	8,13E-04	8,03E-04	7,75E-04	7,30E-04	6,71E-04	5,99E-04	5,16E-04	4,23E-04	3,24E-04	2,19E-04	1,10E-04
J	1,52E-04	3,00E-04	4,39E-04	5,67E-04	6,79E-04	7,71E-04	8,83E-04	8,81E-04	8,98E-04	8,91E-04	8,62E-04	8,15E-04	7,50E-04	6,71E-04	5,78E-04	4,75E-04	3,64E-04	2,46E-04	1,24E-04
K	1,55E-04	3,07E-04	4,51E-04	5,84E-04	7,03E-04	8,03E-04	8,81E-04	9,61E-04	9,59E-04	9,57E-04	9,31E-04	8,82E-04	8,15E-04	7,30E-04	6,31E-04	5,19E-04	3,98E-04	2,69E-04	1,36E-04
L	1,55E-04	3,07E-04	4,52E-04	5,87E-04	7,08E-04	8,13E-04	8,98E-04	9,59E-04	1,01E-03	9,99E-04	9,77E-04	9,31E-04	8,62E-04	7,75E-04	6,71E-04	5,53E-04	4,24E-04	2,87E-04	1,45E-04
B	1,52E-04	3,00E-04	4,42E-04	5,76E-04	6,97E-04	8,03E-04	8,91E-04	9,57E-04	9,99E-04	1,01E-03	9,99E-04	9,57E-04	8,91E-04	8,03E-04	6,97E-04	5,76E-04	4,42E-04	3,00E-04	1,52E-04
M	1,45E-04	2,87E-04	4,24E-04	5,53E-04	6,71E-04	7,75E-04	8,62E-04	9,31E-04	9,77E-04	9,99E-04	1,01E-03	9,59E-04	8,98E-04	8,13E-04	7,08E-04	5,87E-04	4,52E-04	3,07E-04	1,55E-04
N	1,36E-04	2,69E-04	3,98E-04	5,19E-04	6,31E-04	7,30E-04	8,15E-04	8,82E-04	9,31E-04	9,57E-04	9,59E-04	9,61E-04	8,81E-04	8,03E-04	7,03E-04	5,84E-04	4,51E-04	3,07E-04	1,55E-04
O	1,24E-04	2,46E-04	3,64E-04	4,75E-04	5,78E-04	6,71E-04	7,50E-04	8,15E-04	8,62E-04	8,91E-04	8,98E-04	8,81E-04	8,83E-04	7,71E-04	6,79E-04	5,67E-04	4,39E-04	3,00E-04	1,52E-04
P	1,10E-04	2,19E-04	3,24E-04	4,23E-04	5,16E-04	5,99E-04	6,71E-04	7,30E-04	7,75E-04	8,03E-04	8,13E-04	8,03E-04	7,71E-04	7,87E-04	6,36E-04	5,34E-04	4,16E-04	2,84E-04	1,45E-04
Q	9,48E-05	1,88E-04	2,78E-04	3,64E-04	4,44E-04	5,16E-04	5,78E-04	6,31E-04	6,71E-04	6,97E-04	7,08E-04	7,03E-04	6,79E-04	6,36E-04	6,84E-04	4,84E-04	3,79E-04	2,61E-04	1,33E-04
R	7,77E-05	1,54E-04	2,28E-04	2,98E-04	3,64E-04	4,23E-04	4,75E-04	5,19E-04	5,53E-04	5,76E-04	5,87E-04	5,84E-04	5,67E-04	5,34E-04	4,84E-04	5,88E-04	3,30E-04	2,28E-04	1,17E-04
S	5,94E-05	1,18E-04	1,74E-04	2,28E-04	2,78E-04	3,24E-04	3,64E-04	3,98E-04	4,24E-04	4,42E-04	4,52E-04	4,51E-04	4,39E-04	4,16E-04	3,79E-04	3,30E-04	5,17E-04	1,86E-04	9,68E-05
T	4,01E-05	7,95E-05	1,18E-04	1,54E-04	1,88E-04	2,19E-04	2,46E-04	2,69E-04	2,87E-04	3,00E-04	3,07E-04	3,07E-04	3,00E-04	2,84E-04	2,61E-04	2,28E-04	1,86E-04	4,89E-04	7,11E-05
U	2,02E-05	4,01E-05	5,94E-05	7,77E-05	9,48E-05	1,10E-04	1,24E-04	1,36E-04	1,45E-04	1,52E-04	1,55E-04	1,55E-04	1,52E-04	1,45E-04	1,33E-04	1,17E-04	9,68E-05	7,11E-05	5,26E-04

Fonte: Autora (2017).

A.9) Matriz final (inversa).

Quadro 11 – Matriz final inversa.

	D	E	F	G	H	I	J	K	L	B	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
D	2,02E+03	-6,68E+01	-8,94E+01	-1,05E+02	-1,11E+02	-1,04E+02	-8,18E+01	-4,79E+01	-1,66E+01	1,12E+02	-2,74E+00	-7,00E-01	2,27E-03	1,16E-01	6,76E-02	-2,48E-03	-5,96E-02	-9,90E-02	-1,23E-01
E	-6,68E+01	2,67E+03	-2,09E+02	-2,60E+02	-2,86E+02	-2,79E+02	-2,31E+02	-1,45E+02	-5,29E+01	2,43E+02	9,26E+00	8,47E+00	4,73E+00	2,23E+00	9,61E-01	3,62E-01	8,54E-02	-4,14E-02	-9,90E-02
F	-8,94E+01	-2,09E+02	3,62E+03	-4,80E+02	-5,59E+02	-5,72E+02	-4,99E+02	-3,36E+02	-1,34E+02	4,04E+02	3,85E+01	3,10E+01	1,64E+01	7,48E+00	3,18E+00	1,26E+00	4,34E-01	8,54E-02	-5,96E-02
G	-1,05E+02	-2,60E+02	-4,80E+02	5,07E+03	-9,55E+02	-1,05E+03	-9,85E+02	-7,19E+02	-3,19E+02	5,20E+02	1,08E+02	8,53E+01	4,47E+01	2,02E+01	8,56E+00	3,43E+00	1,26E+00	3,62E-01	-2,48E-03
H	-1,11E+02	-2,86E+02	-5,59E+02	-9,55E+02	7,41E+03	-1,79E+03	-1,85E+03	-1,49E+03	-7,33E+02	3,29E+02	2,72E+02	2,13E+02	1,11E+02	5,03E+01	2,13E+01	8,56E+00	3,18E+00	9,61E-01	6,76E-02
I	-1,04E+02	-2,79E+02	-5,72E+02	-1,05E+03	-1,79E+03	1,13E+04	-3,27E+03	-2,97E+03	-1,63E+03	-9,97E+02	6,41E+02	5,03E+02	2,63E+02	1,19E+02	5,03E+01	2,02E+01	7,48E+00	2,23E+00	1,16E-01
J	-8,18E+01	-2,31E+02	-4,99E+02	-9,85E+02	-1,85E+03	-3,27E+03	1,80E+04	-5,49E+03	-3,42E+03	-5,78E+03	1,41E+03	1,11E+03	5,82E+02	2,63E+02	1,11E+02	4,47E+01	1,64E+01	4,73E+00	2,27E-03
K	-4,79E+01	-1,45E+02	-3,36E+02	-7,19E+02	-1,49E+03	-2,97E+03	-5,49E+03	2,94E+04	-6,10E+03	-1,91E+04	2,68E+03	2,12E+03	1,11E+03	5,03E+02	2,13E+02	8,53E+01	3,10E+01	8,47E+00	-7,00E-01
L	-1,66E+01	-5,29E+01	-1,34E+02	-3,19E+02	-7,33E+02	-1,63E+03	-3,42E+03	-6,10E+03	4,88E+04	-4,51E+04	3,36E+03	2,68E+03	1,41E+03	6,41E+02	2,72E+02	1,08E+02	3,85E+01	9,26E+00	-2,74E+00
B	1,12E+02	2,43E+02	4,04E+02	5,20E+02	3,29E+02	-9,97E+02	-5,78E+03	-1,91E+04	-4,51E+04	1,36E+05	-4,51E+04	-1,91E+04	-5,78E+03	-9,97E+02	3,29E+02	5,20E+02	4,04E+02	2,43E+02	1,12E+02
M	-2,74E+00	9,26E+00	3,85E+01	1,08E+02	2,72E+02	6,41E+02	1,41E+03	2,68E+03	3,36E+03	-4,51E+04	4,88E+04	-6,10E+03	-3,42E+03	-1,63E+03	-7,33E+02	-3,19E+02	-1,34E+02	-5,29E+01	-1,66E+01
N	-7,00E-01	8,47E+00	3,10E+01	8,53E+01	2,13E+02	5,03E+02	1,11E+03	2,12E+03	2,68E+03	-1,91E+04	-6,10E+03	2,94E+04	-5,49E+03	-2,97E+03	-1,49E+03	-7,19E+02	-3,36E+02	-1,45E+02	-4,79E+01
O	2,27E-03	4,73E+00	1,64E+01	4,47E+01	1,11E+02	2,63E+02	5,82E+02	1,11E+03	1,41E+03	-5,78E+03	-3,42E+03	-5,49E+03	1,80E+04	-3,27E+03	-1,85E+03	-9,85E+02	-4,99E+02	-2,31E+02	-8,18E+01
P	1,16E-01	2,23E+00	7,48E+00	2,02E+01	5,03E+01	1,19E+02	2,63E+02	5,03E+02	6,41E+02	-9,97E+02	-1,63E+03	-2,97E+03	-3,27E+03	1,13E+04	-1,79E+03	-1,05E+03	-5,72E+02	-2,79E+02	-1,04E+02
Q	6,76E-02	9,61E-01	3,18E+00	8,56E+00	2,13E+01	5,03E+01	1,11E+02	2,13E+02	2,72E+02	3,29E+02	-7,33E+02	-1,49E+03	-1,85E+03	-1,79E+03	7,41E+03	-9,55E+02	-5,59E+02	-2,86E+02	-1,11E+02
R	-2,48E-03	3,62E-01	1,26E+00	3,43E+00	8,56E+00	2,02E+01	4,47E+01	8,53E+01	1,08E+02	5,20E+02	-3,19E+02	-7,19E+02	-9,85E+02	-1,05E+03	-9,55E+02	5,07E+03	-4,80E+02	-2,60E+02	-1,05E+02
S	-5,96E-02	8,54E-02	4,34E-01	1,26E+00	3,18E+00	7,48E+00	1,64E+01	3,10E+01	3,85E+01	4,04E+02	-1,34E+02	-3,36E+02	-4,99E+02	-5,72E+02	-5,59E+02	-4,80E+02	3,62E+03	-2,09E+02	-8,94E+01
T	-9,90E-02	-4,14E-02	8,54E-02	3,62E-01	9,61E-01	2,23E+00	4,73E+00	8,47E+00	9,26E+00	2,43E+02	-5,29E+01	-1,45E+02	-2,31E+02	-2,79E+02	-2,86E+02	-2,60E+02	-2,09E+02	2,67E+03	-6,68E+01
U	-1,23E-01	-9,90E-02	-5,96E-02	-2,48E-03	6,76E-02	1,16E-01	2,27E-03	-7,00E-01	-2,74E+00	1,12E+02	-1,66E+01	-4,79E+01	-8,18E+01	-1,04E+02	-1,11E+02	-1,05E+02	-8,94E+01	-6,68E+01	2,02E+03

Fonte: Autora (2017).

A.10) Esforços hiperestáticos.

Quadro 12 – Reações dos esforços hiperestáticos.

Ponto	X_i
D	2,44E+02
E	6,31E+02
F	1,13E+03
G	1,72E+03
H	2,36E+03
I	2,94E+03
J	3,21E+03
K	2,70E+03
L	1,11E+03
B	1,04E+04
M	1,11E+03
N	2,70E+03
O	3,21E+03
P	2,94E+03
Q	2,36E+03
R	1,72E+03
S	1,13E+03
T	6,31E+02
U	2,44E+02

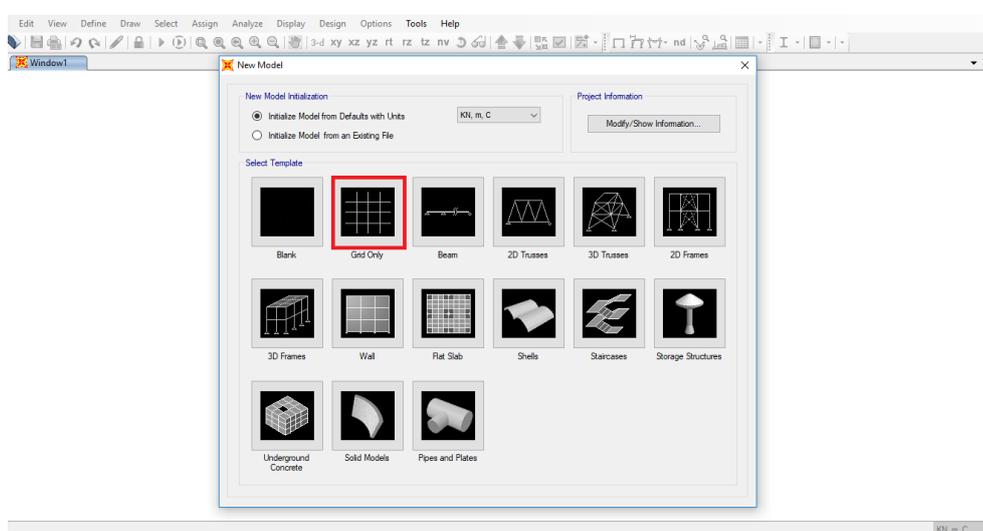
Fonte: Autora (2017).

APÊNDICE B – Modelagem estrutural para o *software* SAP2000 V 18.0.1.

Na modelagem da ponte foram utilizadas informações do projeto conforme descritos no capítulo 4, que prescrevem as especificações do tabuleiro, mastro, estais, materiais e condições de análise. O passo-a-passo para a montagem da estrutura é descrito a seguir:

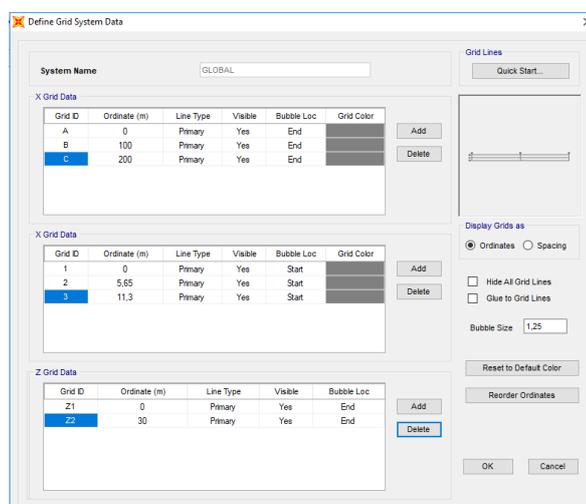
PASSO1) Criar NEW MODEL (Figura 1) no formato de Grid Only para inserir as dimensões no plano x,y,z (Figura 2);

Figura 1 – Painel inicial do programa SAP2000, criação do modelo.



Fonte: Autora (2017).

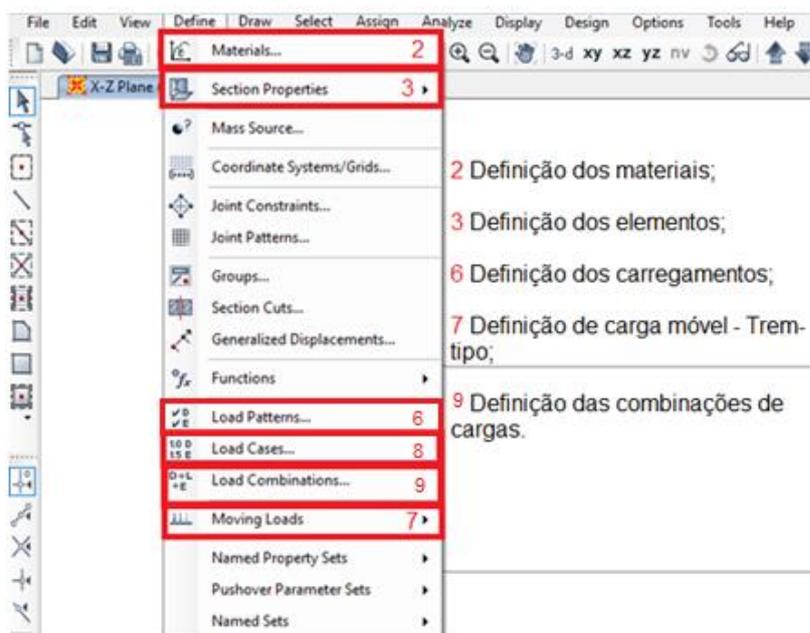
Figura 2 – Especificação do greide de projeto.



Fonte: Autora (2017).

Para os passos 2,3,6,7 e 9 são utilizados a mesma aba na barra de ferramentas, como indica a Figura 3. Os procedimentos serão descritos de acordo com a ordem de realização das tarefas.

Figura 3 – Barra de ferramentas, parâmetros dos materiais, perfis e carregamentos.

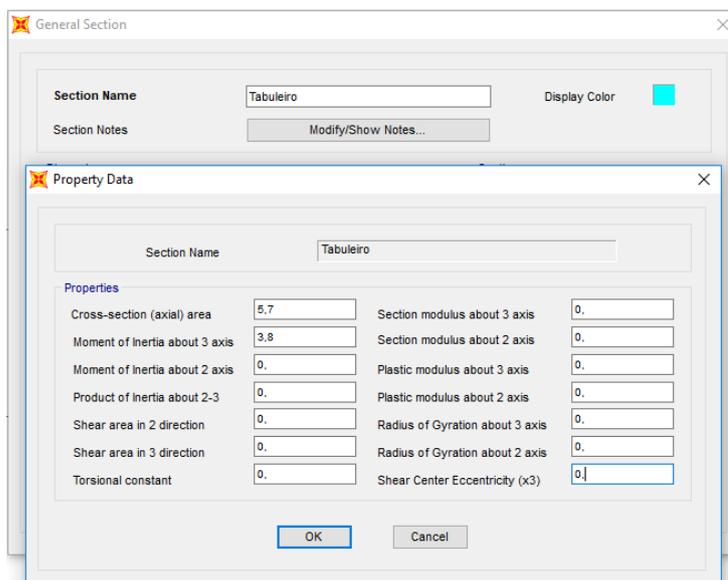


Fonte: Autora (2017).

PASSO2) Definir as características dos materiais empregados para construção da estrutura a partir da palheta de ferramentas DEFINE → MATERIALS, inserindo o dado referente ao módulo de elasticidade do concreto e aço, materiais utilizados para análise. Devem ser desconsideradas as demais informações que não são analisadas para a avaliação geral da pesquisa;

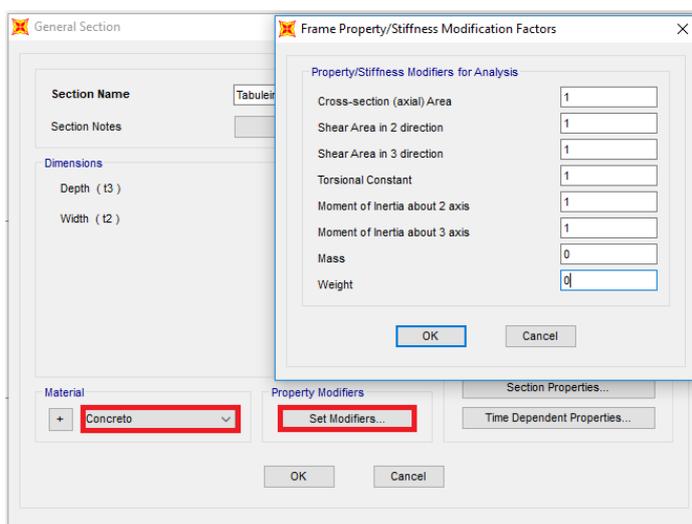
PASSO3) Definir as propriedades dos elementos constituintes através do SECTION PROPERTIES → FRAME PROPERTIES → ADD NEW PROPERTY. Por ser um perfil genérico é selecionada a opção OTHER → GENERAL (Figura 4). Desta forma, são inseridos valores de área transversal e momento de inércia para cada elemento. Vale ressaltar que para realização da análise no programa não são considerados a massa e peso dos componentes, assim, os demais itens devem ter seus valores zerados. Ainda no comando da definição de perfis selecionar SET MODIFIERS zerar MASS e WEIGHT. Após realizar as especificações, é indicado o material referente ao elemento (Figura 5);

Figura 4 – Parâmetros dos elementos, tabuleiro.



Fonte: Autora (2017).

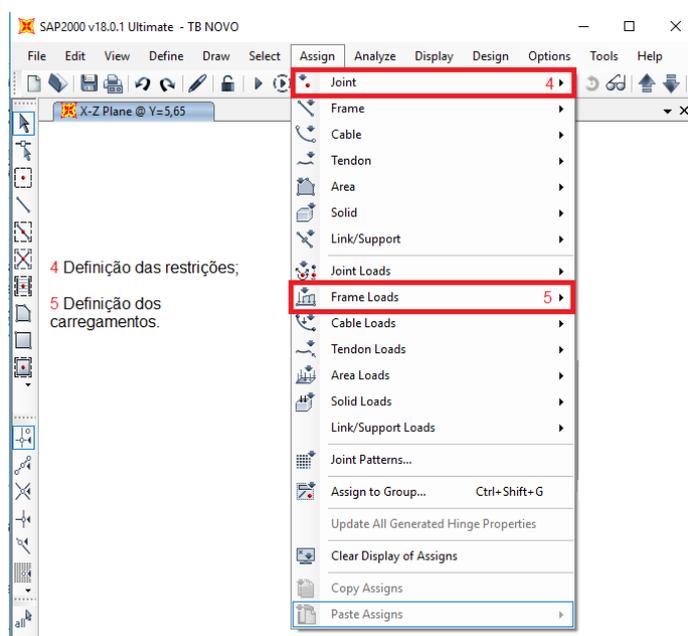
Figura 5 – Propriedades específicas dos perfis.



Fonte: Autora (2017).

Para os passos 4 e 5 são utilizados a mesma aba na barra de ferramentas, como representado na Figura 6, os procedimentos serão descritos de acordo com a ordem de realização das tarefas.

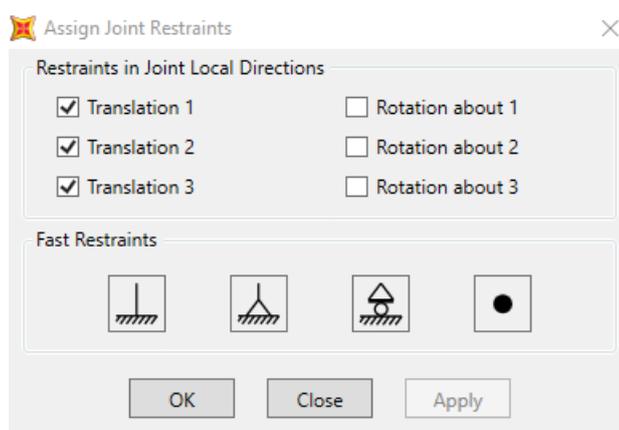
Figura 6 – Barra de ferramentas, extensão para restrições dos apoios e carregamentos estruturais.



Fonte: Autora (2017).

PASSO4) Definir condições de contorno presentes na estrutura, após selecionar o ponto de inserção ir na palheta de ferramentas ASSIGN → JOINT → RESTRAINTS (Figura 7), selecionado a restrição indicada para cada seção da ponte, (A e C: TRANSLATION 3, B: TRANSLATION 1,2 e 3);

Figura 7 – Definição dos apoios estruturais.



Fonte: Autora (2017).

PASSO5) Para definir o carregamento imposto à estrutura, primeiramente deve-se selecionar qual elementos será carregado. Posteriormente, os comandos após ir na

ferramenta são: ASSIGN → FRAME LOADS → DISTRIBUTED, informando o valor do carga aplicada, conforme a Figura 8;

Figura 8 – Definição do carregamento, peso próprio + multidão.

The dialog box 'Assign Frame Distributed Loads' contains the following settings:

- General:**
 - Load Pattern: DEAD
 - Coordinate System: GLOBAL
 - Load Direction: Gravity
 - Load Type: Force
- Options:**
 - Add to Existing Loads
 - Replace Existing Loads
 - Delete Existing Loads
- Uniform Load:** 277,13 kN/m
- Trapezoidal Loads:**

	1.	2.	3.	4.
Relative Distance	0	0,25	0,75	1
Loads	0	0	0	0

Fonte: Autora (2017).

PASSO6) Definir os carregamentos aplicados na estrutura (Figura 9), partindo da palheta DEFINE → LOAD PATTERN NAME → ADD NEW LOAD PATTERN. Nesta etapa são inseridos os casos avaliados, como: carga permanente (TYPE: DEAD e SELF WEIGHT MULTIPLIER: 0), multidão (TYPE: DEAD e SELF WEIGHT MULTIPLIER: 0), e quando analisada a estrutura com o emprego do trem-tipo, carga móvel (TYPE: DEAD e SELF WEIGHT MULTIPLIER: 0), conforme indica a Figura 9.

Figura 9 – Definição dos carregamentos aplicados à estrutura.

The 'Define Load Patterns' dialog box displays the following table:

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
MULTIDAO	DEAD	0	
DEAD	DEAD	1	
CARGA MOVEL	DEAD	0	
CARGA PERMANENTE	DEAD	0	
MULTIDAO	DEAD	0	

Buttons on the right include: Add New Load Pattern, Modify Load Pattern, Modify Lateral Load Pattern..., Delete Load Pattern, Show Load Pattern Notes..., OK, and Cancel.

Fonte: Autora (2017).

PASSO7) Criar o trem-tipo aplicado na estrutura através do MOVING LOADS → ADD VEHICLE, conforme a Figura 10 deve-se inserir os parâmetros do trem-tipo determinado. Posterior a este procedimento é definido o trajeto percorrido pelo veículo por: MOVING LOADS → PATHS, selecionando o perfil do tabuleiro;

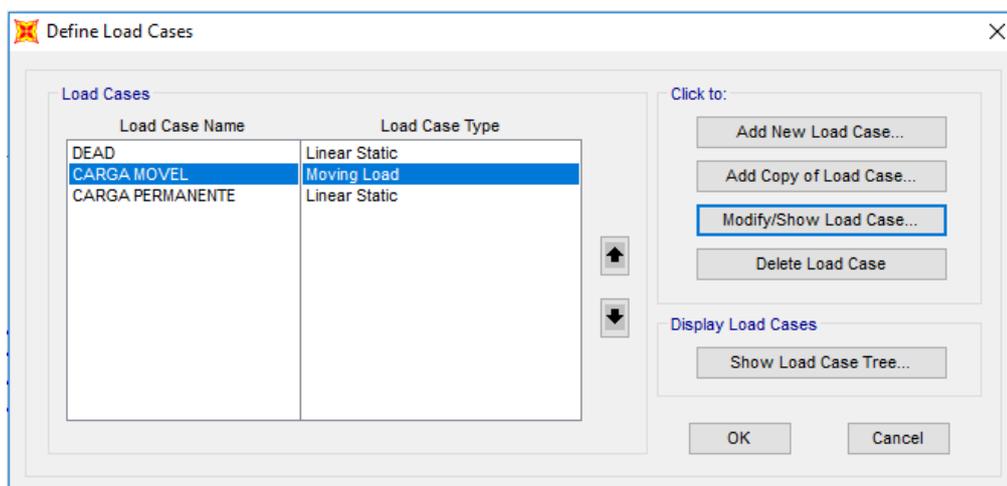
Figura 10 – Definição do trem-tipo.

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		58,2	0,
Leading Load	Infinite		58,2	0,
Fixed Length	1,		14,92	171,
Fixed Length	1,		14,92	171,
Fixed Length	1,		14,92	171,
Fixed Length	1,		14,92	0,
Trailing Load	Infinite		58,2	

Fonte: Autora (2017).

Com a definição do trem-tipo é necessário indicar que este carregamento é analisado como carga móvel. No item 8, indicado na Figura 3, é selecionado a carga móvel e direcionado para o MODIFY/SHOW LOAD CASE (Figura 11), onde será definido como MOVING LOAD, no espaço de LOAD CASE TYPE.

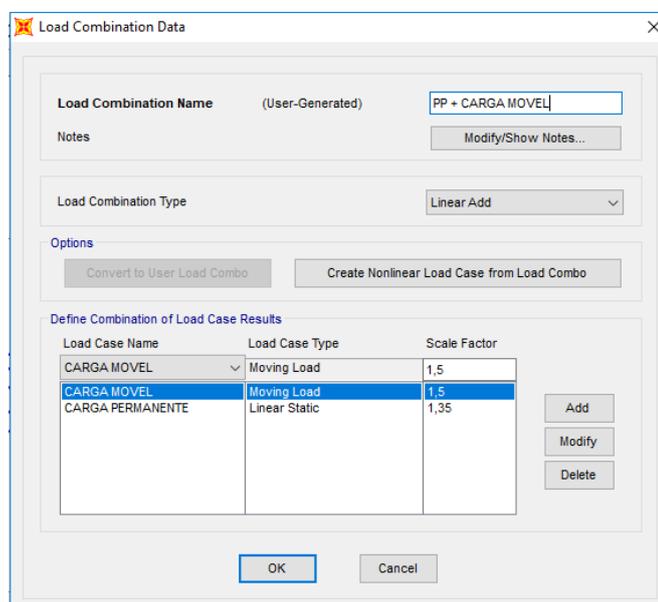
Figura 11 – Tipos de carregamentos.



Fonte: Autora (2017).

PASSO8) Criar combinação de carregamentos através do recurso LOAD COMBINATIONS → ADD NEW COMBO, após nomear a combinação inserir os carregamento pertinentes, com seus respectivos fatores de majoração (Figura 12);

Figura 12 – Definição das combinações entre os carregamentos.

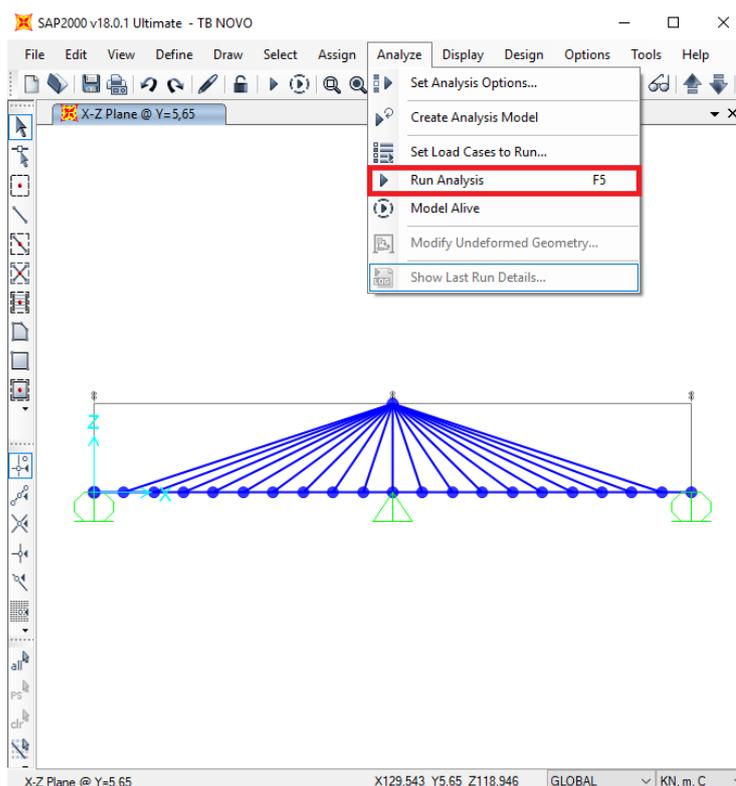


Fonte: Autora (2017).

PASSO9) Rodar as simulações para obter os resultados desejados para análise. ANALYZE → RUN ANALYSIS, selecionar os carregamentos ou combinações para os casos necessários (Figura 13 e 14). Posteriormente, no painel de ferramentas

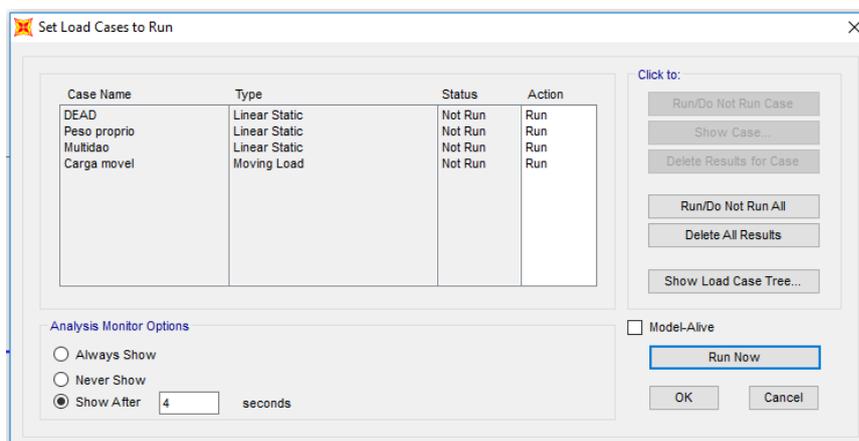
selecionar os resultados desejados, como mostra a Figura 15. O item 1, DEFORMED SHAPE, devolve a deformação final da estrutura, ou ainda o item 2, tem-se a opção da força de reações, SHOW FORCES/STRESSES → JOINT e diagramas de força normal, cortante e momento, SHOW FORCES/STRESSES → FRAMES/CABLES/TENDONS.

Figura 13 – Análise de simulação estrutural.



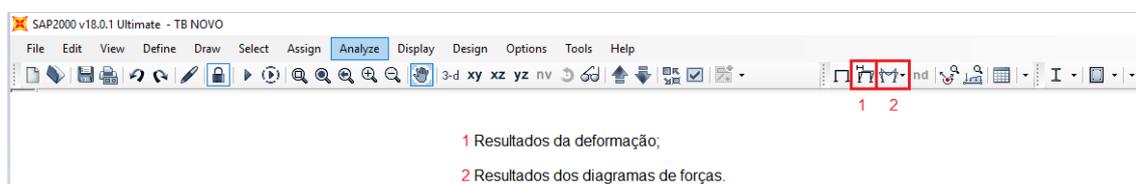
Fonte: Autora (2017).

Figura 14 – Análise de simulação estrutural, especificações dos carregamentos.



Fonte: Autora (2017).

Figura 15 – Barra de ferramentas, comandos para obter resultados das análises.



Fonte: Autora (2017).