



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ROBERTO LIMA GUEDES

AVALIAÇÃO DE MODELO COMPUTACIONAL PARA SUPERESTRUTURAS DE
PONTES COM VIGAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO

FORTALEZA

2014

ROBERTO LIMA GUEDES

**AVALIAÇÃO DE MODELO COMPUTACIONAL PARA SUPERESTRUTURAS DE
PONTES COM VIGAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO**

Monografia apresentada ao Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito para obtenção do Título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota.

FORTALEZA

2014

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca de Ciências e Tecnologia

-
- G959a Guedes, Roberto Lima.
Avaliação de modelo computacional para superestruturas de pontes com vigas pré-moldadas de concreto / Roberto Lima Guedes. – 2014.
79 f.: il., enc.; 30 cm.
- Monografia (Graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2014.
Orientação: Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota.
1. Análise estrutural – Engenharia. 2. Ponte de viga. I. Título.

ROBERTO LIMA GUEDES

**AVALIAÇÃO DE MODELO COMPUTACIONAL PARA SUPERESTRUTURAS DE
PONTES COM VIGAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO**

Monografia apresentada ao Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito para obtenção do Título de Engenheiro Civil.

Área de Concentração: Engenharia Estrutural.

Aprovada em: ____ / ____ / ____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Profª. Dra. Magnólia Maria Campelo Mota
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Profª. Dra. Tereza Denyse Pereira de Araújo
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Aos meus pais: Jacqueline e Francisco, aos meus irmãos: Ângelo e Indira, e à minha avó Francisca, que sempre me deram apoio e carinho.

AGRADECIMENTOS

À minha família, Jacqueline, Indira, Ângelo, Francisco Roberto, Francisca Jandira e Jane Mary, pelo apoio e incentivo ao longo dos anos.

Ao meu orientador, Joaquim Eduardo Mota, pela confiança e orientação no desenvolvimento deste trabalho.

Ao engenheiro Hugo Campelo Mota, pela assistência no uso da ferramenta computacional utilizada neste trabalho.

À professora Verônica Castelo Branco, pelo auxílio prestado no processo de escrita.

À professora Tereza Denyse Pereira de Araújo, pela participação ativa na minha formação.

Aos meus colegas de curso, que tornaram as horas de estudo tão mais agradáveis, em especial, aos pertencentes ao centro acadêmico de engenharia civil, e meus amigos Daniel, Eduardo e Mychayanny.

RESUMO

Atualmente, a análise da estrutura de pontes é feita, em ambiente de projeto, através de uma modelagem integrada da infra-meso-superestrutura, aplicando o método dos elementos finitos (MEF) por meio de *softwares* comerciais poderosos e dedicados a este tipo de análise. Porém, o uso destas ferramentas requer cautela, tendo em vista o risco ao se realizar a análise sem algum parâmetro de comparação e calibragem dos modelos, justificando, assim, a aplicação de métodos de cálculo mais tradicionais para avaliá-los, como, por exemplo, os métodos de Engesser-Courbon, Leonhardt, Homberg-Trenks e Guyon-Massonet-Bares (*apud* ALVES; ALMEIDA; JUDICE, 2004). Neste contexto, o presente trabalho tem como objetivo principal avaliar a aplicabilidade de um modelo de elementos finitos, bem como sugerir algumas recomendações de análise, fazendo uso de um caso real de projeto definido pela ponte sobre o rio Palhano que possui vão de 19,5m e largura de 8,80m, esta composta por quatro longarinas, uma transversina central e duas de extremidades. Para isso, as vigas principais e secundárias são discretizadas em elementos de barras, enquanto a laje do tabuleiro divide-se em elementos de placas, considerando dois cenários distintos para os últimos. O primeiro consiste em analisar a placa como sendo isotrópica e o segundo adotando o material da mesma ortótropo, desprezando a rigidez no sentido das longarinas, e levando em conta apenas a rigidez à flexão das placas no sentido transversal, no qual se dá o apoio das mesmas. A análise é feita utilizando o aplicativo Midas Civil e os resultados são comparados com os valores provenientes do método de Guyon-Massonet-Bares para o momento fletor longitudinal das longarinas centrais e de extremidade devido somente à carga móvel.

Palavras-chave: Avaliação de modelo. Elementos finitos. Superestrutura.

ABSTRACT

Currently, the analysis of bridge structures, in design environments, is developed through an integral modeling of infra, meso and superstructure, applying the finite element method (FEM) and using powerful commercial programs dedicated to this kind of analysis. However, the use of these tools should be done with caution in view of the risk when performing the analysis without a parameter of comparison and also without the calibration of the models, thus, justifying the application of other traditional calculation methods to evaluate them, as for example, the methods of Engesser-Courbon, Leonhardt, Homerg-Trenks and Guyon-Massonet-Bares (*apud* ALVES; ALMEIDA; JUDICE, 2004). In this context, the present work aims to evaluate the applicability of a finite element model and to suggest some recommendations for the analysis, making use of a real case design, bridge over Palhano river, 19.5m span by 8.80m wide, composed by four (4) longitudinal beams and other three (3) transversal, one central and the others two located on opposite ends. For this purpose, the main and secondary beams were divided into bar elements and the slab was splitted into plate elements, considering two distinct scenarios. The first one considers an isotropic plate, and the other one adopts orthotropic plate material, despising the stiffnes on beam's direction, and taking into account only the bending stiffness on transversal direction, which is given the supports condition. The analysis is performed by using Midas Civil application and the results are compared with the values derived from Guyon-Massonet-Bares method for longitudinal bending moment of the principal beams, considering only the moving loads.

Keywords: Model evaluation. Finite elements. Superstructure.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Elementos constituintes de uma ponte em vigas múltiplas.	3
Figura 2: Analogia da distribuição transversal do tabuleiro com apoios em molas.....	4
Figura 3: Linha de influência para vigas externas e internas.	5
Figura 4: Analogia da distribuição transversal com apoios de molas duplas.....	6
Figura 5: Elemento finito do tipo chapa, placa e casca.	11
Figura 6: Representação do tabuleiro para o método de Guyon-Massonet-Bares.	14
Figura 7: Placa ortótropa equivalente sujeita a solicitação excêntrica do tipo senoidal.	15
Figura 8: Deformada de uma laje ortótropa sujeita a carregamento senoidal excêntrico.	16
Figura 9: Geometria para o veículo TB-45 segundo NBR 7188 (1982).	21
Figura 10: Formação do trem-tipo simplificado.	22
Figura 11: Linha de influência de momento para uma seção " <i>m</i> ".	23
Figura 12: Orientação do sistema local para os elementos de placas.	24
Figura 13: Seção transversal para os elementos de barras.	25
Figura 14: Divisão da laje do tabuleiro em elementos de placas.	26
Figura 15: Divisão das vigas principais e secundárias em elementos de barras.	27
Figura 16: Volumetria para os modelos de elementos finitos.	27
Figura 17: Disposição das faixas de tráfego no tabuleiro.	29
Figura 18: Modelo de carga LM1 segundo EN 1991-2 (2003).	29
Figura 19: Parâmetros de LM1 e LM2 para o veículo TB-45 simplificado.	30
Figura 20: Formação de trem-tipo para $y=4/b$ e $y=3b/4$	35
Figura 21: Momento longitudinal segundo o método de Bares e Massonet (1966).	36
Figura 22: Momentos longitudinais para método dos elementos finitos, material isotrópico.	37
Figura 23: Momentos longitudinais para método dos elementos finitos, material ortótropo.	38
Figura 24: Comparação entre resultados para o modelo de placa isotrópica: V.C.	39
Figura 25: Comparação entre resultados para o modelo de placa isotrópica: V.E.	40
Figura 26: Comparação entre resultados para o modelo de placa ortótropa: V.C.	41
Figura 27: Comparação entre resultados para o modelo de placa ortótropa: V.E.	42

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores de rigidez para elementos de placa ortótropa.....	24
Tabela 2: Larguras para faixas de tráfego segundo EN 1991-2 (2003).....	28
Tabela 3: Parâmetros fundamentais para o cálculo de “ α ” e “ θ ”.....	31
Tabela 4: Valores de “ K_θ ” e “ K_I ” para “ θ ”=0,492.....	32
Tabela 5: Valores de “ K_α ” para “ θ =0,492” e “ α =0,037”.....	33
Tabela 6: Coeficientes de repartição transversal (K) do tabuleiro.....	33
Tabela 7: Valores de tens-tipo para cálculo de momento.....	34
Tabela 8: Momento longitudinal segundo o método de BARES e MASSONET, (1966).	36
Tabela 9: Momento longitudinal para VC e VE segundo modelo com placa isotrópica.....	37
Tabela 10: Momento longitudinal para V.C. e V.E. segundo modelo com placa ortótropa. ..	38
Tabela 11: Momento sem impacto para vigas principais segundo Anexo A: “ $\varphi = 1,26$ ”.....	39
Tabela 12: Valores de momentos máximos e desvios para as análises feitas nas longarinas.	42

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Problemática	1
1.2 Objetivos	2
<i>1.2.1 Objetivo geral</i>	<i>2</i>
<i>1.2.2 Objetivos específicos</i>	<i>2</i>
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 Análise da superestrutura	3
2.2 Métodos tradicionais de análise	6
2.3 Análise computacional	8
<i>2.3.1 Método dos elementos finitos</i>	<i>9</i>
<i>2.3.2 Modelos de pontes em elementos finitos</i>	<i>10</i>
3 MATERIAIS E MÉTODOS	13
3.1 Objeto de estudo	13
3.2 Método de Guyon-Massonet-Bares	13
<i>3.2.1 Fundamentos do método</i>	<i>14</i>
<i>3.2.2 Obtenção dos coeficientes de distribuição transversal</i>	<i>16</i>
<i>3.2.3 Obtenção dos parâmetros de rigidez</i>	<i>19</i>
<i>3.2.4 Definição da carga móvel</i>	<i>20</i>
<i>3.2.5 Obtenção do trem-tipo</i>	<i>21</i>
<i>3.2.6 Cálculo do momento longitudinal</i>	<i>22</i>
3.3 Modelagem numérica	23
<i>3.3.1 Definição do material</i>	<i>23</i>
<i>3.3.2 Definição das seções transversais</i>	<i>24</i>
<i>3.3.3 Discretização da estrutura em elementos finitos</i>	<i>25</i>
<i>3.3.4 Condições de apoio</i>	<i>27</i>
<i>3.3.5 Consideração da carga móvel</i>	<i>28</i>
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	31
4.1 Método de Guyon-Massonet-Bares	31
<i>4.1.1 Obtenção dos parâmetros “α” e “θ”</i>	<i>31</i>
<i>4.1.2 Obtenção dos coeficientes de repartição transversal</i>	<i>32</i>
<i>4.1.3 Formação dos trens-tipos</i>	<i>33</i>

<i>4.1.4 Obtenção do momento fletor longitudinal.....</i>	<i>35</i>
4.2 Método dos elementos finitos.....	37
<i>4.2.1 Resultados para modelo numérico com elementos de placa isotrópica: modelo 1</i>	<i>37</i>
<i>4.2.2 Resultados para modelo numérico com elementos de placa ortótropa: modelo 2</i>	<i>38</i>
4.3 Análise de resultados	38
<i>4.3.1 Comparação entre esforços para o modelo 1: vigas centrais.....</i>	<i>39</i>
<i>4.3.2 Comparação entre esforços para o modelo 1: vigas de extremidade.....</i>	<i>40</i>
<i>4.3.3 Comparação entre esforços para o modelo 2: vigas centrais.....</i>	<i>41</i>
<i>4.3.4 Comparação entre esforços para o modelo 2: vigas de extremidade.....</i>	<i>41</i>
5 CONCLUSÕES & SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	43
5.1 Conclusões	43
5.2 Sugestões para trabalhos futuros:.....	44
REFERÊNCIAS	45
APÊNDICE A – PLANILHA ELETRÔNICA UTILIZADA PARA OBTENÇÃO DOS COEFICIENTES DE REPARTIÇÃO TRANSVERSAL PARA O MÉTODO DE GUYON-MASSONET-BARES.....	48
ANEXO A – MEMÓRIA DE CÁLCULO DA SUPERESTRUTURA DA PONTE SOBRE O RIO PALHANO	52
ANEXO B – FORMAS E DETALHES DE PROJETO DA SUPERESTRUTURA DA PONTE SOBRE O RIO PALHANO	69

1 INTRODUÇÃO

1.1 Problemática

Os sistemas de análise estrutural por elementos finitos têm sido cada vez mais utilizados em escritórios de projetos. Isto se deve ao fato de que os computadores tornaram-se mais potentes ao longo das décadas, ou seja, devido ao aumento de capacidade tanto de armazenamento como de processamento, tornando possível gerar resultados mais rápidos de forma satisfatória.

No entanto, o advento computacional não aposenta de maneira alguma o cálculo por métodos tradicionais, os quais foram obtidos por meio de estudos realizados ao longo de vários anos de pesquisa, por vários estudiosos da área, sendo, portanto, métodos consolidados e confiáveis dentro do seu campo de aplicação. Estes métodos podem e devem ser utilizados como controle para aferir a qualidade das modelagens numéricas para representação de um determinado sistema estrutural.

Dentre as análises numéricas, a mais utilizada atualmente é o método dos elementos finitos que surgiu com o avanço da informática e possibilitou a modelagem da estrutura de forma mais abrangente, não se restringindo a algumas particularidades impostas pelos modelos tradicionais de cálculo. Além de permitir a visualização gráfica da estrutura, o método pode ser aplicado para várias formas geométricas, para diversos tipos de carregamentos e para diferentes materiais no mesmo problema.

A modelagem de tabuleiros de pontes pode ser feita utilizando elementos finitos dos tipos unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais. Vários modelos para vários tipos de pontes podem ser encontrados na literatura, dentre os quais, podem se destacar os modelos de grelhas, para pontes em vigas e ponte com seção caixão, modelo de placas, para pontes em laje maciça e modelos de elementos finitos volumétricos para outros tipos de pontes.

Porém, Azevedo (2003) alerta para os riscos inerentes à prática de se utilizar os programas atuais, cujas interfaces são bastante intuitivas e linhas de códigos muito complexas, sem possuir algum parâmetro de comparação com os resultados provenientes da análise computacional, comprometendo a segurança da estrutura. Por isso, deve-se estabelecer um parâmetro confiável para validar o modelo.

Neste trabalho acadêmico pretende-se, através de um estudo de caso, utilizar métodos tradicionais de análise de tabuleiros de pontes com vigas pré-moldadas como

ferramenta para avaliar um modelo de elementos finitos, composto por elementos de barra e por elementos de placa ortótropa, proposto para este tipo de estrutura.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo principal deste trabalho é avaliar o modelo numérico sugerido para a análise de tabuleiro de pontes com vigas pré-moldadas por meio de um estudo de caso.

1.2.2 Objetivos específicos

Definem-se alguns objetivos específicos com o intuito de alcançar o objetivo geral do presente estudo:

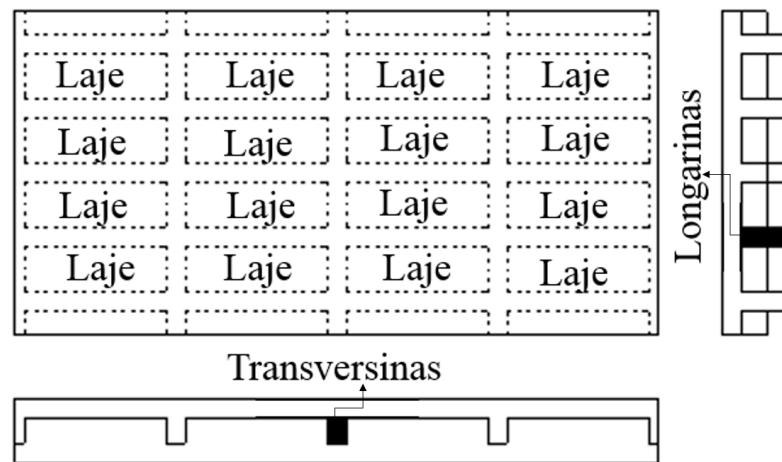
- a) Definir método de análise tradicional cujos resultados servirão de referência para as análises.
- b) Escolher parâmetros de análise que serão utilizados para confrontar os valores provenientes das modelagens.
- c) Analisar a estrutura para o método tradicional escolhido.
- d) Realizar a análise numérica do modelo computacional.
- e) Comparar resultados oriundos das análises
- f) Reunir implicações quanto a avaliação do modelo numérico.
- g) Fazer recomendações quanto ao uso do modelo sugerido.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Análise da superestrutura

“No tabuleiro de uma ponte de vigas, podem-se identificar três elementos: as vigas longitudinais (também chamadas de vigas principais ou longarinas), as vigas transversais (também chamadas de transversinas), e a laje.” (DEBS; TAKEYA, 2009, p. 2). Segundo Mason (1977), as lajes recebem o carregamento proveniente do tráfego e o distribui no sistema de grelha, composto pelas longarinas, destinadas a vencer o vão, e pelas transversinas, responsáveis por regular o carregamento nas vigas principais. A Figura 1 apresenta estes elementos constituintes.

Figura 1: Elementos constituintes de uma ponte em vigas múltiplas.



Fonte: Adaptado de Carril e Lopes, (2003).

O processo de cálculo “exato” destes elementos é bastante laborioso, recorrendo-se a simplificações de forma a reduzir a quantidade de cálculos como, por exemplo, desprezar-se a rigidez à torção das vigas. Com base nisso, diversos trabalhos tabulares foram publicados de forma a facilitar a análise de estruturas antes do surgimento do computador como ferramenta de cálculo (MASON, 1977).

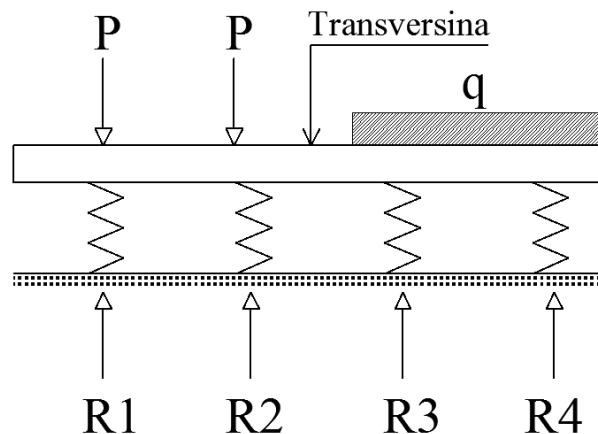
As análises podem ser divididas em três categorias: a primeira consiste em considerar as longarinas trabalhando de forma independente, perfeitamente aplicável em pontes com duas vigas retas; a segunda leva em conta o efeito de grelhas; e a terceira faz a analogia do tabuleiro com uma placa ortótropa. O método dos coeficientes de repartição

transversal, ou método da distribuição transversal, é aplicável à maioria destes processos, (DEBS; TAKEYA, 2009).

O método consiste em representar o efeito da ação do carregamento nas vigas principais por intermédio de molas elásticas, as quais configuram os apoios das longarinas nas transversinas. Faz-se, então, uma analogia da rigidez das molas com a parcela de carga que destina-se a cada longarina, ou seja, quanto maior for a deformação da mola, maior será a parcela de carga absorvida pela viga. Assim, as reações nas molas representam as parcelas de carga nas vigas (MASON, 1977).

A Figura 2 ilustra a analogia feita com as molas e o carregamento nas longarinas. O carregamento incide sobre o tabuleiro na forma de cargas concentradas “ P ”, provenientes dos pneus, e na forma de carga distribuída “ q ”; em que as reações R_1 , R_2 , R_3 e R_4 representam as intensidades dos carregamentos nas longarinas para a posição transversal de carga móvel.

Figura 2: Analogia da distribuição transversal do tabuleiro com apoios em molas.

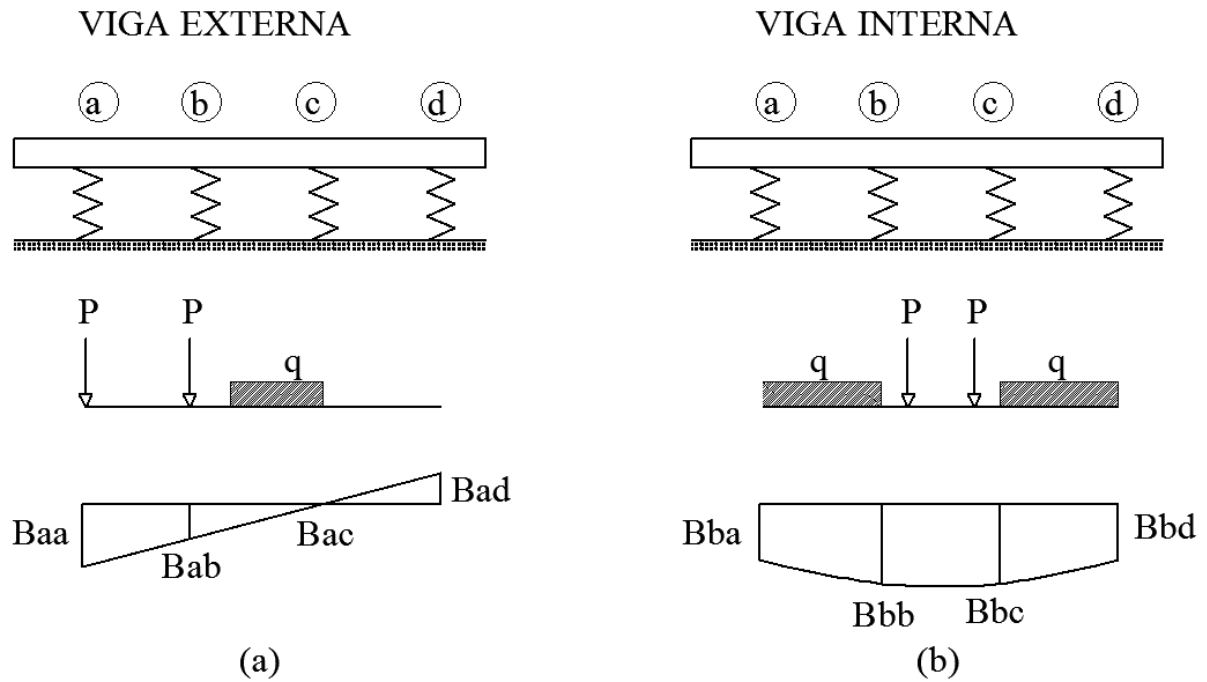


Fonte: Adaptada de Mason (1977).

Percebe-se que os valores das reações variam entre si de acordo com o posicionamento da carga móvel, devendo-se realizar um estudo para as posições mais desfavoráveis em cada viga. Este estudo é feito através das linhas de influência dos coeficientes de repartição transversal, obtidas por meio de uma carga unitária que se move transversalmente no tabuleiro (MASON, 1977).

A Figura 3(a) apresenta a linha de influência dos coeficientes de repartição transversal para as vigas externas, e a Figura 3(b) as linhas de influências para as vigas internas.

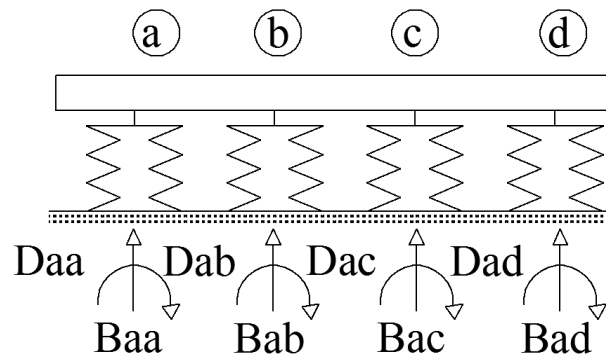
Figura 3: Linha de influência para vigas externas e internas.



Fonte: Adaptada de Mason (1977).

Os valores das reações são dados pelas ordenadas “*Baa*”, “*Bab*”, “*Bac*” e “*Bad*”, onde o primeiro índice indica o local do efeito e o segundo índice a localização da carga. Assim, o efeito de uma carga unitária localizada em “*b*” na seção “*a*”, equivale ao valor da ordenada “*Bab*” para a linha de influência da viga de extremidade. Pode-se também incluir o efeito da rigidez à torção das vigas principais substituindo as molas simples por molas duplas, o que pode ser benéfico para a distribuição transversal, pois o carregamento tende a se distribuir de forma menos acentuada entre as vigas. A Figura 4 apresenta a analogia da distribuição transversal com elementos de molas duplas, onde os momentos “*Daa*”, “*Dab*”, “*Dac*” e “*Dad*” representam a rigidez à torção das vigas (MASON, 1977).

Figura 4: Analogia da distribuição transversal com apoios de molas duplas.



Fonte: Adaptada de Mason (1977).

A repartição transversal de pontes em vigas múltiplas depende da interação entre os elementos de vigas, de forma que uma estrutura se tornará mais econômica quanto maior for a sua capacidade de distribuir o carregamento igualmente nas longarinas, reduzindo a inércia necessária destes elementos (CARRIL; LOPES, 2003).

2.2 Métodos tradicionais de análise

Para a obtenção de solicitações em tabuleiro de vigas múltiplas, são utilizados basicamente quatro métodos aproximados de cálculo: o método de Engesser-Courbon, o método de Leonhardt, o método de Homberg-Trenks (*apud* ALVES; ALMEIDA; JUDICE, 2004) e o método apresentado em Bares e Massonet (1966).

Segundo Alves, Almeida e Judice (2004), o método de Engesser e de Courbon permite determinar os coeficientes de distribuição transversais admitindo-se algumas hipóteses simplificadoras:

- a) O material constituinte trabalha no regime linear-elástico.
- b) As vigas possuem pequenos deslocamentos.
- c) As seções transversais permanecem planas após a deformação.
- d) As longarinas são paralelas, possuem inércia constante e interligam-se por meio de transversinas.
- e) As transversinas apoiam-se sobre as longarinas e possuem rigidez à flexão infinita.

f) Desprezam-se a rigidez à torção das vigas.

Desta forma, as transversinas permanecerão retilíneas após a deformação, admitindo-se uma proporção entre a rigidez das longarinas e os deslocamentos (ALVES; ALMEIDA; JUDICE, 2004).

Em geral, os esforços provenientes do método de Engesser e de Courbon são de fácil obtenção, conforme demonstrado em Carril e Lopes (2003), e permitem uma razoável aproximação dos momentos longitudinais, embora o mesmo não seja verdade para as transversinas, servindo como uma boa ferramenta de anteprojeto.

No método de Leonhardt, além das hipóteses básicas simplificadoras provenientes da teoria das estruturas, admitiu-se que todas as transversinas fossem representadas por meio de uma única viga transversal fictícia localizada no meio do vão. Esta viga é considerada flexível e os valores dos coeficientes de repartição transversais são determinados de forma análoga ao método de Engesser-Courbon, porém considerando a rigidez à flexão de ambos os tipos de vigas. Além disso, o método também despreza a rigidez à torção dos elementos (ALVES; ALMEIDA; JUDICE, 2004).

O método de Homberg e Trenks baseia-se na teoria de grelhas e na ortogonalização dos hiperestáticos, sendo aplicável para um número ilimitado de longarinas de rigidez constante e para transversinas igualmente espaçadas entre si. É levada em consideração a rigidez à flexão de ambos os tipos de vigas e a rigidez à torção apenas das longarinas. Os resultados estão dispostos em formato de tabelas para diversos valores dos parâmetros de entrada (ALVES; ALMEIDA; JUDICE, 2004).

Inicialmente idealizado pelo francês T. Guyon (*apud* DEBS; TAKEYA, 2009), o método consiste em analisar o tabuleiro da ponte como se fosse uma placa ortótropa, elemento cuja rigidez média difere nas duas direções (CARRIL; LOPES, 2003), aplicando a estática dos sistemas contínuos para se efetuar a análise. Para isso, é necessário que o espaçamento entre as vigas longitudinais e entre as vigas transversais sejam suficientemente pequenos. Segundo Alves, Almeida e Judice (2004) o método assume as seguintes hipóteses:

- a) A placa possui espessura constante e pequena com relação às demais dimensões.
- b) As deformações obedecem à lei de Hooke, e os deslocamentos são considerados pequenos com relação à espessura da placa.

- c) Os pontos alinhados perpendicularmente ao plano central da placa permanecem dispostos em um alinhamento normal a mesma na configuração deformada.
- d) Os pontos localizados sobre a superfície média da laje deslocam-se somente perpendicular à mesma.
- e) As propriedades do material são constantes ao longo da mesma direção, porém diferentes em direções ortogonais.

Diversas tabelas contendo os coeficientes de repartição transversal foram confeccionadas a partir da solução das placas ortótropas, levando em consideração a rigidez à torção das longarinas e das transversinas, a excentricidade da carga móvel em relação ao eixo central do tabuleiro e o travamento existente entre as vigas principais e secundárias. A solução das equações para a placa ortótropa bem como as tabelas podem ser encontradas em Bares e Massonet (1966). Uma vez definido as linhas de influência da distribuição transversal, prossegue-se para a obtenção dos esforços longitudinais do tabuleiro.

2.3 Análise computacional

Anteriormente ao surgimento do computador, as análises de meios contínuos eram feitas através da resolução de equações diferenciais que definiam o comportamento estrutural. O uso das séries duplas de Fourier serviu para este propósito. Assim, surgiram simplificações que consistiam em utilizar funções menos aproximadas, porém mais simples, em pontos de grelhas de forma a reduzir a complexidade do problema. O método das diferenças finitas foi um exemplo da aplicação desta técnica (AZEVEDO, 2003).

Um dos problemas de ordem prática constatados foi a quantidade de cálculos envolvendo a solução de um sistema de equações lineares, o que acabou por consolidar a substituição da situação real por outras semelhantes cujas soluções seriam fornecidas pelo uso de tabelas. A mudança ocorreu com o surgimento do computador, o que possibilitou a resolução do sistema de equações lineares devido ao uso do cálculo automático (AZEVEDO, 2004).

Diferente dos métodos numéricos que foram adaptados para serem utilizados em computador, o método dos elementos finitos (MEF) foi um produto da era digital, o que proporcionou uma série de vantagens com relação aos demais métodos como, por exemplo, a

possibilidade de análise de qualquer geometria, o uso de diferentes materiais e a aplicação de qualquer tipo de carregamento (ALVES; ALMEIDA; JUDICE, 2004).

Devido ao grande avanço proporcionado pelo MEF, bem como o aumento da capacidade de processamento dos computadores e de sua massificação, o interesse pelas análises tradicionais reduziu-se, fazendo com que as mesmas praticamente deixassem de serem utilizadas, restringindo-se apenas às análises de problemas mais simples para validar os métodos aproximados (AZEVEDO, 2003).

2.3.1 Método dos elementos finitos

De acordo com Alves, Almeida e Judice (2004), matematicamente, o método dos elementos finitos consiste na aproximação das funções incógnitas, solução das equações diferenciais que regem o problema, por funções aproximadas de interpolação, obtendo-se um sistema de equações algébricas cuja solução se aproxima das equações diferenciais originais.

Segundo Azevedo (2003), a solução pelo MEF requer a existência de uma equação integral, de forma que o somatório das integrais definidas para os subdomínios de cada elemento finito estendam-se ao domínio do problema. De acordo com Alves Almeida e Judice (2004), a aplicação do método é feita levando em conta o conceito de energia potencial, onde as equações diferenciais aproximadas podem ser as de equilíbrio ou as de compatibilidade. No caso do método da rigidez, ou método dos deslocamentos, as funções interpoladoras aplicadas aos campos de deslocamentos originam as equações de equilíbrio aproximadas. Já no método da flexibilidade, ou método das forças, as tensões são aproximadas pelas funções de interpolação originando as equações de compatibilidade. Dentre estes, o método dos deslocamentos apresenta uma maior simplicidade e versatilidade com relação aos demais, sendo atualmente a metodologia que mais é explorada para explicar o M.E.F. conforme exposto em Azevedo (2003).

Ainda segundo Alves, Almeida e Judice (2004), a análise por elementos finitos é composta por duas etapas: obter as equações de equilíbrio através das relações força-deslocamento, e associação destes elementos ao sistema de equações de equilíbrio global da estrutura. As Equações (2) e (3) apresentam as relações força-deslocamento para os elementos e para a estrutura no sistema global respectivamente.

$$F^e = K^e U^e \tag{2}$$

$$F = K U \quad (3)$$

Onde:

F^e = Vetor de forças nodais no elemento;

K^e = Matriz de rigidez do elemento;

U^e = Vetor de deslocamento nodais do elemento;

F = Vetor de forças nodais na estrutura;

K = Matriz de rigidez global da estrutura;

U = Vetor de deslocamento nodais da estrutura

Determinada a matriz de rigidez global da estrutura, função da geometria do problema e das propriedades dos materiais, cuja obtenção é resultado das contribuições da rigidez de cada elemento em relação ao sistema global, pode-se, uma vez conhecidos o carregamento aplicado na estrutura, determinar os deslocamentos nodais na mesma. Obtidos estes deslocamentos, realiza-se mais uma vez a transformação linear do sistema global para o sistema local com o intuito de obter os deslocamentos nodais dos elementos. Assim, é possível, por meio da Equação (2), determinar os esforços em cada elemento.

Segundo Vaz (2011), a transformação linear que faz a conversão de rigidez em relação ao sistema local para o sistema global, ou vice-versa, é dada pela Equação (4).

$$K^g = R^t K^e R \quad (4)$$

Onde:

K^g = Matriz de rigidez do elemento em relação ao sistema global;

R = Matriz de transformação do sistema de eixos local para o sistema de eixos global.

2.3.2 Modelos de pontes em elementos finitos

Azevedo (2003) classificou as estruturas, com relação à geometria, em reticuladas, laminares e sólidas. As estruturas reticuladas caracterizam-se por possuir uma dimensão muito maior com relação às demais, de forma que as seções transversais lhes dão um aspecto

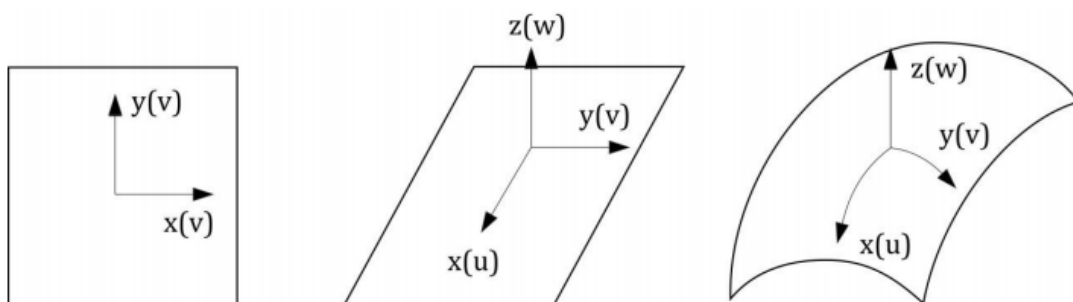
prismático. É comum distinguir neste tipo de estrutura as treliças dos pórticos, pois nestes existe a compatibilidade de rotações dos nós comuns a elementos adjacentes, enquanto que nas treliças, os nós são considerados rotulados. Para a modelagem de estruturas reticuladas, recomenda-se a divisão destas em elementos finitos unidimensionais comumente conhecidos como elementos de barras.

No caso de estruturas laminares, uma das dimensões é muito inferior se comparada as outras, podendo ser classificadas em paredes, lajes ou cascas. As estruturas do tipo parede possuem o carregamento orientado na direção paralela ao plano médio desta, enquanto que as ações nas lajes encontram-se perpendiculares à superfície central, podendo também haver a presença de momentos contidos no plano médio. As cascas ocorrem quando as solicitações não estão orientadas paralelas ou perpendiculares à superfície média, podendo ser planas, ou curvas.

Para este tipo de estrutura, deve-se avaliar a condição de estado plano de deformação, ou seja, carregamento e geometria do problema relativamente constante ao longo de uma direção, cujo elemento finito mais indicado é o elemento de chapa (ASSAN, 2003 *apud* AMPOLINI; JUNIOR; GRUBER, 2012). Quando isto não ocorre, a estrutura se encontra em estado plano de tensão, devendo-se optar pelos elementos de placas ou de cascas na modelagem.

A Figura 5 apresenta os tipos de elementos bidimensionais mais utilizados em análises por elementos finitos.

Figura 5: Elemento finito do tipo chapa, placa e casca.



Fonte: (ASSAN, 2003 *apud* AMPOLINI; JUNIOR; GRUBER, 2012).

As estruturas sólidas são aquelas cujas características geométricas não permitem a classificação nos grupos já citados (AZEVEDO, 2003). São também as estruturas mais complexas de serem modeladas e utilizam elementos finitos do tipo sólidos tridimensionais.

Diversas discretizações de tabuleiro de pontes utilizando estes elementos ou similares podem ser encontradas na bibliografia como em Ampolini, Junior e Gruber (2012) e Mamadapur (2012). Dentre as modelagens mais utilizadas, estão presentes os modelos de grelhas, os modelos compostos por elementos de barras e de placas e os modelos de elementos volumétricos.

As grelhas são modelos simplificados compostos por barras dispostas longitudinalmente, modelando as vigas, e por elementos transversais, as quais concebem as transversinas e a laje. Os pontos de interseção entre os elementos transversais e longitudinais caracterizam os nós dos elementos finitos, que por sua vez são formados pelos segmentos de reta entre os nós, devendo-lhes atribuir as propriedades de inércia e de material das seções. As condições de contorno são definidas para os pontos onde ocorrem os apoios, e é suficiente que se restrinja o grau de liberdade em “z” para se efetuar a análise da carga móvel de uma ponte reta biapoiada. Um exemplo de modelo em gelha pode ser conferido no trabalho de Araújo *et al.* (2005).

Judice *et al.* (2008) modelaram as vigas principais e secundárias utilizando elementos de barra, enquanto que a laje foi modelada utilizando elementos planos de cascas. Este tipo de modelagem, basicamente, consiste em substituir os elementos de barras transversais, destinadas a representar o comportamento da laje, por elementos de placas ou cascas planas, assumindo as mesmas condições de apoio, inércia e material para as longarinas e transversinas, podendo, ou não, considerar a distância entre o plano médio das placas e o plano dos centroides das longarinas.

Um exemplo de modelagem com elementos volumétricos de 20 nós do tipo *serendipity* é abordado no trabalho de Drumond e Teixeira [2005 ou 2006], no qual os autores comparam diversos modelos de grelhas com o modelo constituído por elementos volumétricos, assumindo que este último é a referência para a modelagem.

Além da comparação entre modelos de elementos finitos para tabuleiro de pontes, existem, na literatura, alguns estudos que comparam os métodos tradicionais de análise de superestruturas com alguns dos modelos mencionados, podendo-se citar Batista (2013), Judice *et al.* (2008) e Mamadapur (2012), que comparam o modelo constituído de placas e de barras com o método de Courbon, e também o trabalho de Carril e Lopes (2003) que confronta o método de Guyon, Massonet e Bares com os métodos de Courbon e o MEF.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo trata da metodologia utilizada no presente estudo. O método de Guyon-Massonet-Bares servirá como referência para os resultados, pois se trata de uma metodologia tradicional de cálculo já consolidada no meio acadêmico, além de tirar proveito da rigidez à torção das vigas (ALVES; ALMEIDA; JUDICE, 2004), o que não acontece em outros métodos mais conservadores.

A análise numérica é realizada por meio de dois modelos computacionais gerados em um programa comercial de pontes, com foco nos resultados provenientes das análises para as vigas principais, comparando posteriormente com a modelagem tradicional e com a memória de cálculo disponível no Anexo A.

3.1 Objeto de estudo

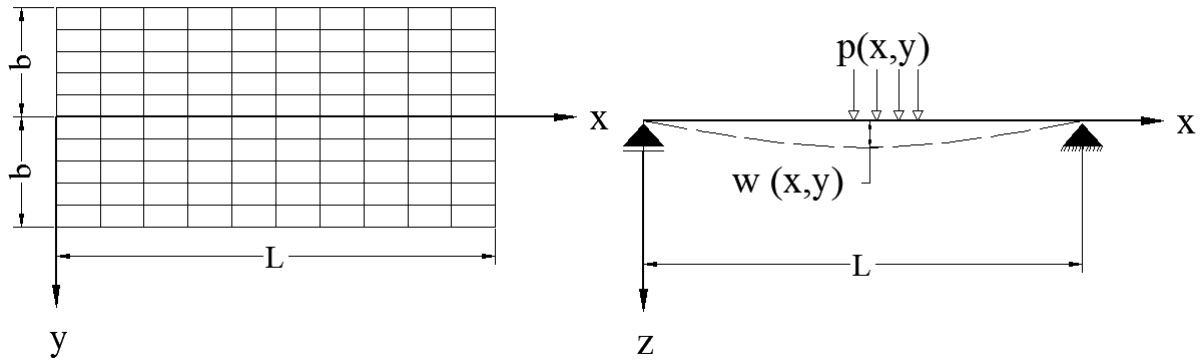
Segundo o Anexo A, o caso estudado trata-se de uma ponte rodoviária classe 45 que se destina a substituir a passagem molhada existente no rio Palhano, localizada na rodovia CE-371 e próxima ao município de mesmo nome. A superestrutura analisada corresponde ao primeiro tramo biapoiado, em um total de cinco, no qual estão dispostas quatro vigas pré-moldadas de concreto protendido. Transversalmente, o tabuleiro apresenta uma largura total de 8,80 m; sendo 8,00 m destinados à pista de rolamento e 80 cm correspondentes à largura de dois guarda-rodas posicionados nos bordos. As vigas principais possuem vão teórico de 19,5m e espaçamento entre eixos de 2,20 m, sobrando 1,10 m para os trechos em balanço. A estrutura também apresenta três transversinas, duas posicionadas nos apoios extremos e uma posicionada na metade do vão. Há também a presença de uma laje de 20 cm de espessura, disposta sobre o conjunto de vigas. Em Anexo B , é apresentado o projeto de fôrmas e detalhes da referida ponte.

3.2 Método de Guyon-Massonet-Bares

Este método consiste na substituição do tabuleiro real por uma laje ortótropa equivalente, ou seja, com as mesmas características de resistências médias, à flexão e à torção, (CARRIL; LOPES, 2003).

A Figura 6 apresenta as posições dos eixos de coordenadas para uma ponte de vão “ l ” e largura “ $2b$ ” submetida à uma carga “ $p(x,y)$ ” que provoca um deslocamento “ $w(x,y)$ ”.

Figura 6: Representação do tabuleiro para o método de Guyon-Massonet-Bares.



Fonte: Adaptado de Mason, (1977).

3.2.1 Fundamentos do método

Segundo Mason (1977), as Equações (5), (6) e (7) definem o comportamento da placa ortótropa quando submetidos à carga “ $p(x,y)$ ”.

$$\rho_P \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\alpha \sqrt{\rho_E \rho_P} \frac{\partial^4 w}{\partial x^4 \partial y^4} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x,y) \quad (5)$$

$$\alpha = \frac{\eta_x \rho_P + \eta_y \rho_E + \gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_E \rho_P}} \quad (6)$$

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} \quad (7)$$

Onde:

$p(x,y)$ = Carregamento aplicado sobre o tabuleiro;

$w(x,y)$ = deslocamento da placa no eixo “z”;

η_x = Coeficientes de Poisson em “x”;

η_y = Coeficientes de Poisson em “y”;

ρ_P = Rigidez à flexão da viga principal por unidade de comprimento;

ρ_E = Rigidez à flexão da viga secundária por unidade de comprimento;

γ_P = Rigidez à torção da viga principal por unidade de comprimento;

γ_E = Rigidez à torção da viga secundária por unidade de comprimento;

α = Parâmetro adimensional de torção da placa;

θ = Parâmetro adimensional de travejamento;

b = Metade da largura do tabuleiro;

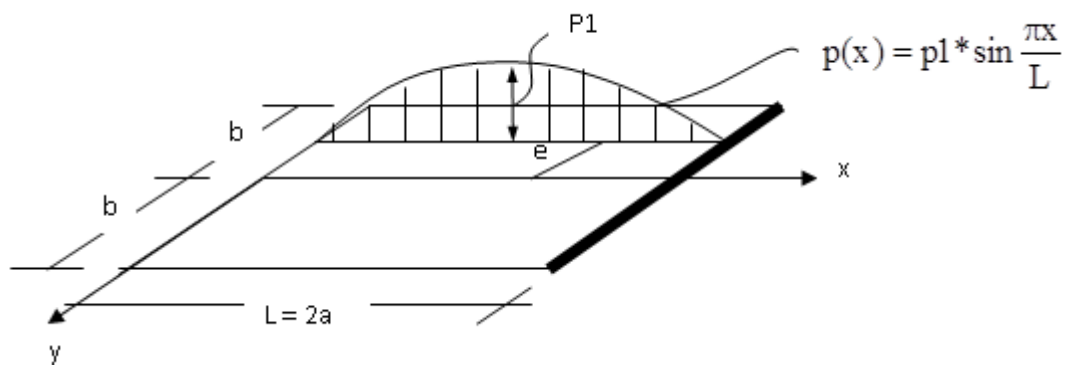
l = Vão da ponte.

O valor de “ α ” define o comportamento da placa à torção. Quanto mais próximo de zero estiver, menor será a contribuição da rigidez à torção para a distribuição transversal, porém quando o valor se aproxima de um, mais a placa se comporta de forma isotrópica. O parâmetro adimensional de travejamento, ou travamento “ θ ”, relaciona a rigidez à flexão das longarinas com a das transversinas, de forma que quanto menor for o valor “ θ ”, melhor será o travamento entre as vigas e, conseqüentemente, o gráfico oriundo da distribuição transversal tenderá para uma reta.

Segundo Mason (1977), a solução da Equação (5) é feita substituindo o carregamento “ $p(x,y)$ ” por uma função “ $p(x)$ ” definida pela Equação (8), solução de Navier (*apud* BARES; MASSONET, 1966) para placas contínuas, posicionada longitudinalmente a uma distância “ e ” da metade do tabuleiro, conforme Figura 7.

$$p(x) = p_1 \cdot \text{sen} \frac{\pi \cdot x}{l} \quad (8)$$

Figura 7: Placa ortotropa equivalente sujeita a solicitação excêntrica do tipo senoidal.



Fonte: Carril e Lopes, (2003).

Este carregamento geraria uma deformada na forma da Equação (9). Essas suposições vêm da teoria geral de placas, na qual Navier sugeriu que “ $w(x,y)$ ” contivesse séries duplas de senos, também conhecidas por séries duplas de Fourier (*apud* BARES; MASSONET, 1966).

$$w(x,y) = w(y) \cdot \text{sen} \frac{\pi \cdot x}{l} \quad (9)$$

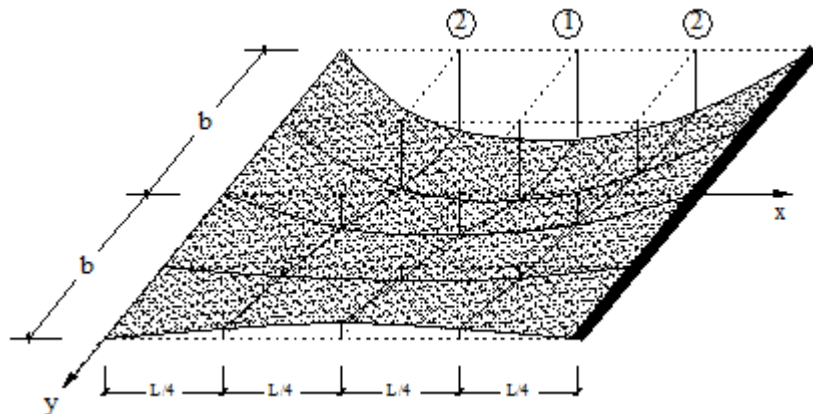
Onde:

p_1 = Ordenada de “ $P(x)$ ” em “ $x=l/2$ ”

$w(y)$ = É função de diversos fatores como “ p_1 ”, “ α ”, “ θ ” e “ y ”.

A Figura 8 apresenta, apenas para efeito ilustrativo, a deformada da placa para a carga senoidal aplicada excêntrica ao eixo longitudinal do tabuleiro em “ $y=b/2$ ”.

Figura 8: Deformada de uma laje ortótropa sujeita a carregamento senoidal excêntrico.



Fonte: Carril e Lopes, (2003).

3.2.2 Obtenção dos coeficientes de distribuição transversal

Para simplificar o problema Bares e Massonet (1966) dividiram uniformemente a carga “ $p(x)$ ” na largura “ $2b$ ” do tabuleiro, fazendo com que as Equações (5) e (8) assumissem a forma das Equações (10) e (11), respectivamente. Ao se igualar as Equações (10) e (11) e

em seguida aplicar as integrações, obtém-se a Equação (12) como resultado. A relação entre o deslocamento vertical “ $w(x,y)$ ” de um ponto da laje sujeita a uma carga linear “ $p(x)$ ”, e a deformada cilíndrica “ $w_0(x)$ ” no mesmo ponto provocada pela carga “ $p(x)$ ” uniformemente distribuída pela largura da laje, dá-se a designação de coeficiente de repartição transversal “ K ” (CARRIL, LOPES, 2003), conforme Equação (13)

$$\rho_p \frac{\partial^4 w_0}{\partial x^4} = p(x,y) \quad (10)$$

$$p(x) = \frac{p_1}{2b} \cdot \text{sen} \frac{\pi \cdot x}{l} \quad (11)$$

$$w_0(x) = \frac{p_1}{2b\rho_p} \cdot \frac{l^4}{\pi^4} \cdot \text{sen} \frac{\pi \cdot x}{l} \quad (12)$$

$$K = \frac{w(x,y)}{w_0(x)} \quad (13)$$

Os autores confeccionaram tabelas que apresentam, para diversos valores de “ θ ”, as linhas de influência para diferentes posições de seções, “ y ”, e para diferentes posições de cargas, “ e ”. Estas tabelas podem ser encontradas em Bares e Massonet (1966) e os valores de “ K_0 ”, e “ K_1 ” representam as ordenadas da linha de influência quando “ $\alpha = 0$ ” e “ $\alpha = 1$ ” respectivamente.

Porém, deve-se observar que os valores fornecidos para os coeficientes são calculados para intervalos de “ θ ” iguais a 0,20. Caso não haja a intenção de se interpolar os valores de “ K_0 ”, e “ K_1 ”, pode-se calcular os coeficientes para qualquer valor de “ θ ” por meio das funções apresentadas em Bares e Massonet (1966), representadas pelas Equações (13) e (14).

$$K_0 = 2\lambda b \frac{1}{\text{sh}^2 2\lambda b - \sin^2 2\lambda b} \left(2 \text{ch } \lambda(b+y) \cos \lambda(b+y) \dots \right. \\ \dots [\text{sh } 2\lambda b \cos \lambda(b+e) \text{ch } \lambda(b-e) - \sin 2\lambda b \text{ch } \lambda(b+e) \cos \lambda(b-e)] + \\ + [\text{ch } \lambda(b+y) \sin \lambda(b+y) + \\ + \text{sh } \lambda(b+y) \cos \lambda(b+y)] \{ \text{sh } 2\lambda b [\sin \lambda(b+e) \text{ch } \lambda(b-e) - \\ - \cos \lambda(b+e) \text{sh } \lambda(b-e)] + \sin 2\lambda b [\text{sh } \lambda(b+e) \cos \lambda(b-e) - \\ - \text{ch } \lambda(b+e) \sin \lambda(b-e)] \} \left. \right) . \quad (13)$$

$$K_1 = \frac{\sigma}{2 \operatorname{sh}^2 \sigma} \left[(\sigma \operatorname{ch} \sigma + \operatorname{sh} \sigma) \operatorname{ch} \vartheta \chi - \vartheta \chi \operatorname{sh} \sigma \operatorname{sh} \vartheta \chi + \frac{R_\varphi R_\psi}{3 \operatorname{sh} \sigma \operatorname{ch} \sigma - \sigma} + \frac{Q_\varphi Q_\psi}{3 \operatorname{sh} \sigma \operatorname{ch} \sigma + \sigma} \right], \quad (14)$$

Onde:

$$\lambda = \frac{\pi \theta}{b \sqrt{2}};$$

$$\sigma = \theta \pi;$$

$$R_\varphi = (\sigma \cosh \sigma - \operatorname{senh} \sigma) \cosh \theta \varphi - \theta \varphi \operatorname{senh} \sigma \operatorname{senh} \theta \varphi;$$

$$R_\psi = (\sigma \cosh \sigma - \operatorname{senh} \sigma) \cosh \theta \psi - \theta \psi \operatorname{senh} \sigma \operatorname{senh} \theta \psi;$$

$$Q_\varphi = (2 \operatorname{senh} \sigma + \sigma \cosh \sigma) \operatorname{senh} \theta \varphi - \theta \varphi \operatorname{senh} \sigma \cosh \theta \varphi;$$

$$Q_\psi = (2 \operatorname{senh} \sigma + \sigma \cosh \sigma) \operatorname{senh} \theta \psi - \theta \psi \operatorname{senh} \sigma \cosh \theta \psi;$$

$$\chi = \pi - |\varphi - \psi|;$$

$$\varphi = \frac{\pi y}{b};$$

$$\psi = \frac{\pi e}{b}.$$

Uma forma de controlar os coeficientes de repartição transversal é através da Equação (15), ou seja, o somatório da área sob a linha de influência “ K ” dividida pela largura do tabuleiro deve ser igual a um. Além disso, para valores intermediários de “ θ ” vale a interpolação de valores entre tabelas; porém, para valores intermediários de “ α ”, Mason (1977) sugere adotar a função de interpolação definidas pela Equação (16).

$$\frac{1}{2b} \int_{-b}^b K \cdot dy = 1; \quad (15)$$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}. \quad (16)$$

Onde:

K_α = Valor da ordenada da linha de influência para valores intermediários de “ α ”.

Os valores de “ K ” correspondem aos valores definidos para as placas, portanto deve-se dividir o valor pela largura “ $2b$ ” do tabuleiro e multiplicar o resultado pelo intereixo “ t_0 ” das longarinas (MASON, 1977).

3.2.3 *Obtensão dos parâmetros de rigidez*

Nas Equações (6) e (7) foram definidos parâmetros de rigidez à flexão e à torção necessários ao cálculo de “ α ” e “ θ ”, os quais dependem da geometria do problema. Primeiramente, é importante destacar que o efeito dos coeficientes de Poisson não possuem tanta relevância no cálculo podendo, na prática, serem desprezados. Caso se queira levar em consideração o efeito de Poisson, pode-se usar o princípio de Maxwell-Betti (*apud* MASON, 1977) para o cálculo dos coeficientes, Equação (17). Além disso, fazem-se necessárias as definições dos parâmetros de rigidez por unidade de comprimento, descritos pelas Equações (18) à (21), e a relação entre os módulos de elasticidade, Equação (22).

$$\rho_P \eta_x = \rho_E \eta_y \quad (17)$$

$$\rho_P = \frac{EJ_P}{t_0} \quad (18)$$

$$\rho_E = \frac{EJ_E}{l_0} \quad (19)$$

$$\gamma_P = \frac{GJ_{TP}}{t_0} \quad (20)$$

$$\gamma_E = \frac{GJ_{TE}}{l_0} \quad (21)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \eta)} \quad (22)$$

Onde:

E = Módulo de elasticidade do material;

J_P = Momento de inércia a flexão da longarina;

J_{TP} = Momento de inércia a torção da longarina;

J_E = Momento de inércia a flexão da transversina;

J_{TE} = Momento de inércia a torção da transversina;

G = Módulo de elasticidade transversal do material;

t_o = Inter eixo das longarinas;

l_o = Inter eixo das transversinas.

O cálculo dos momentos de inércia à flexão é conhecido para seções compostas diversas e pode ser rapidamente executado através de programas computacionais. A determinação dos momentos de inércia à torção para seções compostas pode ser calculada de forma satisfatória ao se dividir a seção em retângulos e somar suas contribuições. As Equações (23) e (24) estabelecem valores de “ α ” para a relação “ b/h ”, menor lado sobre altura, (GERE; WEAVER *apud* STRAMANDINOLI; LORIGGIO, 2003). Desta forma, a contribuição de cada retângulo é dada por:

$$J_{Ti} = \alpha \cdot b \cdot h^3 \quad (23)$$

$$\alpha = \frac{1}{3} - 0,21 \cdot \frac{b}{h} \left[1 - \frac{(b/h)^4}{12} \right] \quad (24)$$

Onde:

J_{Ti} = Momento de inércia à torção do retângulo;

b = Menor dimensão do retângulo ou trapézio;

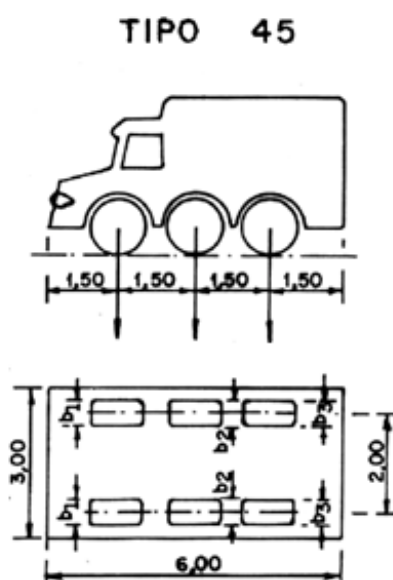
h = Maior lado do retângulo ou média das alturas do trapézio;

3.2.4 Definição da carga móvel

Para o cálculo dos momentos, utiliza-se as definições da Associação Brasileira de normas técnicas (ABNT), NBR 7188 (1982), para um veículo do tipo TB-45. O veículo ocupa uma área de 6x3 metros, pesa 45 tf, e é rodeado por uma carga de multidão de 0,5 tf por metro quadrado. Adota-se uma simplificação deste carregamento com o intuito de reduzir a quantidade de cálculos. Assume-se que a carga de multidão pode ocupar a área do veículo e que o excesso de peso adicionado nessa área é reduzido igualmente da carga de cada roda.

Assim, são geradas uma carga de 6 tf por roda e uma carga de multidão de 0,5tf por metro quadrado sobrepondo o espaço do veículo. A Figura 9 apresenta a geometria para o veículo TB-45 conforme NBR 7188 (1982).

Figura 9: Geometria para o veículo TB-45 segundo NBR 7188 (1982).



Fonte: NBR 7188 (1982).

Além da carga móvel, deve-se adotar um valor para o coeficiente de impacto “ φ ”, utilizado para considerar o efeito dinâmico deste tipo de carregamento. O valor do coeficiente de impacto para pontes rodoviárias segundo a NBR 7188 (1982) é definido pela Equação (25).

$$\varphi = 1,4 - 0,007.l \geq 1,00 \quad (25)$$

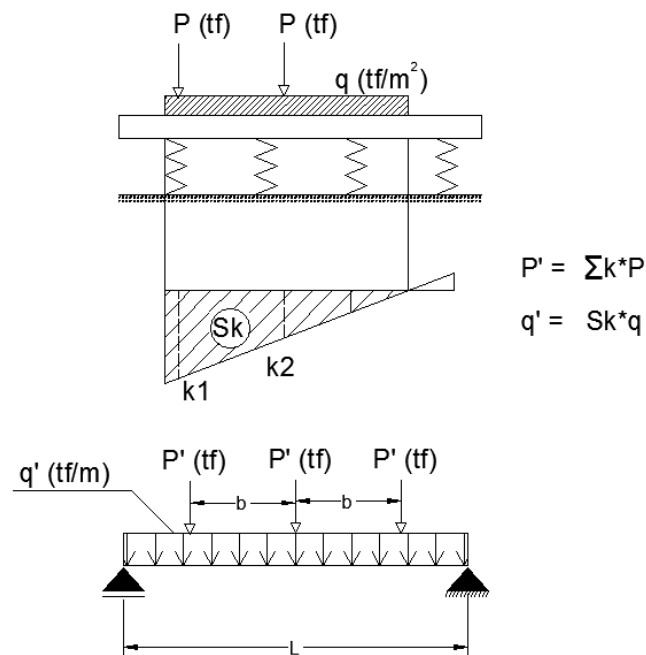
3.2.5 Obtenção do trem-tipo

O momento longitudinal nas vigas principais resulta do efeito proveniente da carga móvel na distribuição transversal. O método de Guyon-Massonet-Bares fornece os valores dos coeficientes “ K ” para que se possa calcular o carregamento que será utilizado na obtenção dos esforços, denominado de trem-tipo (MASON, 1977). Logo, faz-se necessário montar os diagramas compostos por estes coeficientes para cada viga, posicionando o carregamento transversalmente na posição mais desfavorável, majorando-se a carga

concentrada pelo somatório das ordenadas de suas respectivas posições e multiplicando-se a área sob a linha de influência pelo carregamento distribuído.

A Figura 10 apresenta a formação do trem-tipo simplificado para um valor de carga concentrada de “ P ” em “ tf ” e uma carga distribuída “ q ” em “ tf/m^2 ”. Os valores “ k_1 ” e “ k_2 ” representam as ordenadas do gráfico dos coeficientes de distribuição transversal para o posicionamento das cargas concentradas “ P ”, enquanto que “ S_k ” indica o valor da área positiva do mesmo gráfico. O trem-tipo é composto por três cargas concentrada “ P' ”, cujos valores corresponde ao somatório das ordenadas “ k ” multiplicado por “ P ”, e por uma carga linear “ q' ” resultante do produto de “ S_k ” por “ q ”.

Figura 10: Formação do trem-tipo simplificado.

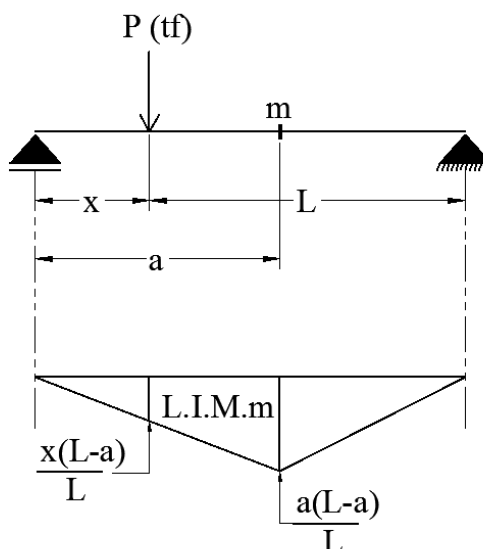


Fonte: Adaptado de Mason (1977).

3.2.6 Cálculo do momento longitudinal

Depois da obtenção dos trens-tipos de cada longarina, o cálculo dos momentos em uma seção é feito por meio das linhas de influência desta, posicionando o carregamento de forma mais desfavorável. A Figura 11 mostra de forma simplificada a construção da linha de influência de momento para uma seção genérica posicionada em “ m ” e uma carga concentrada “ P ” localizada em “ x ”, conforme Pfeil (1979).

Figura 11: Linha de influência de momento para uma seção "m".



Fonte: Adaptado de Pfeil, (1979).

3.3 Modelagem numérica

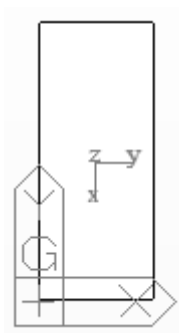
A análise computacional pelo M.E.F. é realizada por meio de dois modelos bidimensionais compostos por elementos de barras, para longarinas e transversinas, e por elementos de placas, simulando os efeitos oriundos da interação viga-laje na superestrutura. Ambos os modelos possuem a mesma geometria, condições de apoio e carregamento, a diferença está presente nas propriedades do material utilizado para os elementos de placa. O modelo 1 é totalmente formado por material isotrópico, enquanto que o modelo 2 tem as propriedades do material modificadas para os elementos de placas, atribuindo-lhes características ortótropas. As análises são realizadas utilizando a versão de avaliação do aplicativo Midas Civil ® 2014 (v.2.1) da empresa Midas ©.

3.3.1 Definição do material

O material utilizado para se realizar a análise computacional é o concreto, cujo módulo de elasticidade considerado é de $2,5E6\text{tf/m}^2$ e o coeficiente de Poisson segue a recomendação da NBR 6118 (2003), " $\nu=0,2$ ". Para o modelo 2, o material da laje tem características ortótropas, ou seja, possui rigidezes distintas nas direções ortogonais.

A Tabela 1 mostra os valores de rigidez utilizados para os elementos de placa do modelo 2. Vale salientar que o eixo local “x” da placa está orientado na direção transversal do tabuleiro, a qual ocorre a flexão da laje, o eixo local “y” orienta-se na direção longitudinal e o eixo local “z” possui a mesma orientação do sistema global. A Figura 12 apresenta a orientação do sistema local usado para os elementos de placas em relação ao sistema global.

Figura 12: Orientação do sistema local para os elementos de placas.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 1: Valores de rigidez para elementos de placa ortótropa.

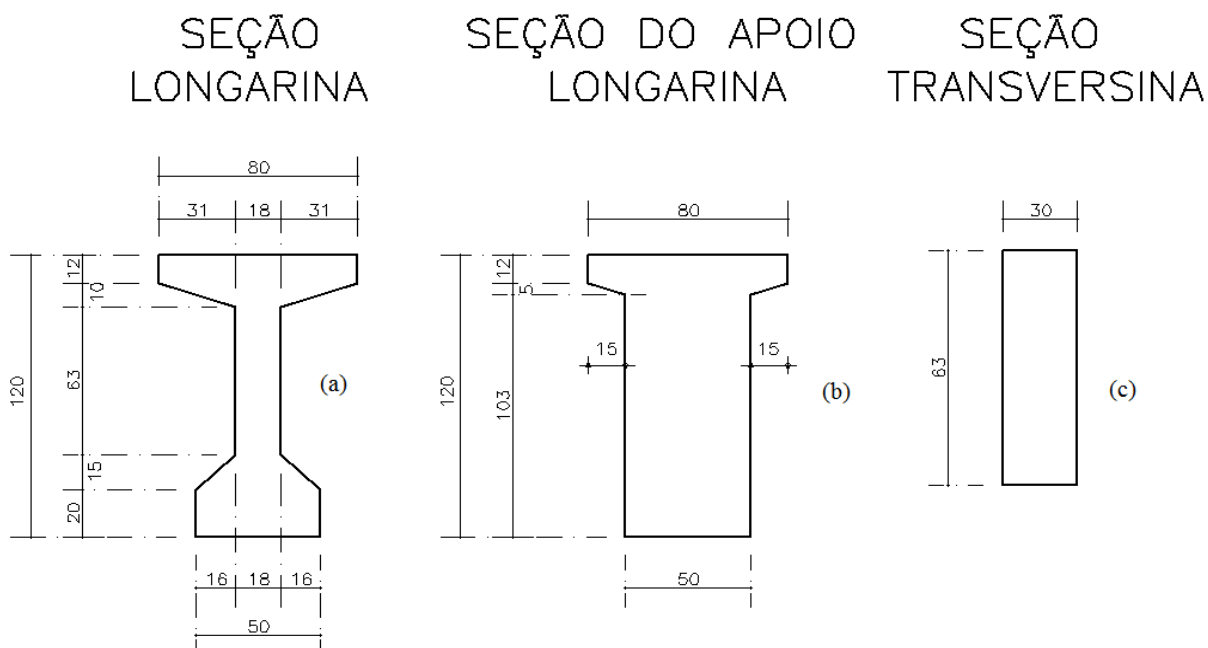
Módulo de elasticidade (tf/m ²)			Módulo de elasticidade transversal (tf/m ²)		
Local-x	Local-y	Local-z	Local-xy	Local-xz	Local-yz
2,50E+06	0,00E+00	2,50E+06	0,00E+00	1,04E+06	0,00E+00

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.3.2 Definição das seções transversais

São utilizados três tipos de seções transversais para compor os elementos de barras, duas das quais estão presentes nas longarinas, pois as mesmas apresentam um alargamento de seção próximo aos apoios. A Figura 13 apresenta a geometria das seções transversais para os elementos de barras dos modelos 1 e 2.

Figura 13: Seção transversal para os elementos de barras.



Fonte: Adaptada da memória de cálculo.

Ao inserir as informações referentes à geometria das seções transversais, o programa calcula as propriedades de rigidez inerentes a cada uma.

3.3.3 Discretização da estrutura em elementos finitos

A geração da malha para o modelo numérico leva em consideração uma série de elementos notáveis à superestrutura da ponte, como por exemplo: eixos de vigas, começo e fim de seções diferenciadas, pontos de aplicação de carga, início e fim de carregamento, bordos do tabuleiro, apoios e regiões onde se deseja um melhor refinamento dos resultados. Com este raciocínio, realiza-se a divisão do tabuleiro em elementos finitos de forma que os elementos de placa, todos com quatro nós, abrangessem todo o tabuleiro e que algumas interseções destes elementos constituiriam os eixos das vigas.

Um total de 225 nós e de 306 elementos finitos constitui a geometria dos modelos, dentre estes 114 são elementos de barras e 192 são elementos de placas, todos conectados por meio de ligações rígidas. A Figura 14 mostra a divisão da laje do tabuleiro em elementos de placas, bem como a numeração de cada elemento e seus respectivos nós.

Figura 14: Divisão da laje do tabuleiro em elementos de placas.

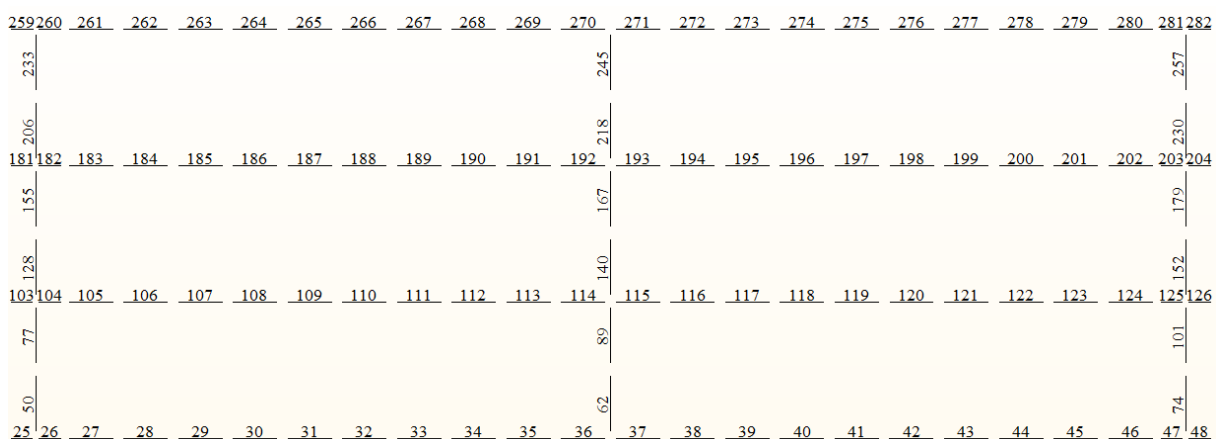
201	202	203	204	205	206	207	208	209	210	211	212	213	214	215	216	217	218	219	220	221	222	223	224	225
283	284	285	286	287	288	289	290	291	292	293	294	295	296	297	298	299	300	301	302	303	304	305	306	
176	177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188	189	190	191	192	193	194	195	196	197	198	199	200
232	234	235	236	237	238	239	240	241	242	243	244	246	247	248	249	250	251	252	253	254	255	256	258	
151	152	153	154	155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165	166	167	168	169	170	171	172	173	174	175
205	207	208	209	210	211	212	213	214	215	216	217	219	220	221	222	223	224	225	226	227	228	229	231	
126	127	128	129	130	131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144	145	146	147	148	149	150
154	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165	166	168	169	170	171	172	173	174	175	176	177	178	180	
101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	123	124	125
127	129	130	131	132	133	134	135	136	137	138	139	141	142	143	144	145	146	147	148	149	150	151	153	
76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
76	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	102	
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75
49	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	75	
26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25

Fonte: Elaborada pelo autor.

Conforme pode ser observado na Figura 14, as dimensões para os elementos de placas localizados próximos aos apoios diferem dos demais, de modo que estes possuem largura igual a 45 cm e altura igual a 1,10 m, enquanto que o restante mede 88,5 cm na horizontal e 1,10 m na vertical. As linhas que constituem as interseções dos elementos de menor dimensão, verticalmente, equivalem aos eixos das transversinas de extremidades e o eixo da transversina central está localizado na interseção dos elementos centrais do tabuleiro. Os eixos das longarinas de extremidades estão localizados nas linhas que interceptam os nós com numeração variando de 26 a 50, e novamente em outro intervalo que varia de 176 a 200. Já os eixos das longarinas centrais estão posicionados nas linhas que compõem os nós com numeração entre 76 a 100 e, analogamente, variando entre 126 a 150.

A Figura 15 ilustra a discretização em elementos finitos das vigas principais e secundárias, bem como apresenta a numeração para cada elemento de barra. Os elementos dispostos na horizontal posicionam-se sobre os eixos das vigas principais; conseqüentemente, os dispostos na vertical indicam o posicionamento das transversinas. As barras que compõem as longarinas podem ter dois tamanhos diferentes: as posicionadas próximas às extremidades possuem 45 cm de comprimento, e as demais medem 88,5 cm longitudinalmente. Todas as barras transversais medem 1,10 m.

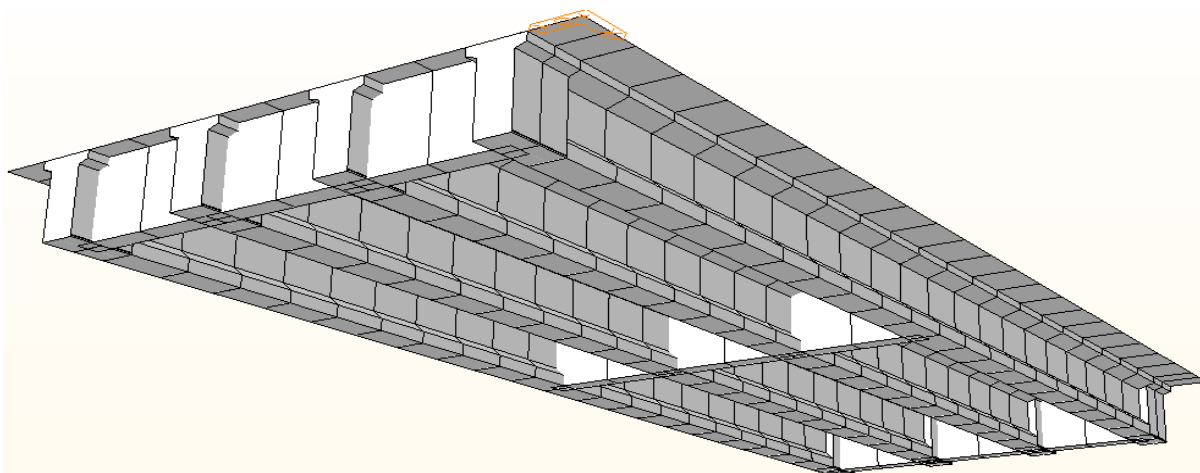
Figura 15: Divisão das vigas principais e secundárias em elementos de barras.



Fonte: Elaborada pelo autor.

A Figura 16 mostra a volumetria gerada para o modelo, utilizando as seções do tipo (a) para os elementos de 45 cm, as do tipo (b) para os elementos de 88,5cm e as do tipo (c) para as demais.

Figura 16: Volumetria para os modelos de elementos finitos.



Fonte: Elaborada pelo autor.

3.3.4 Condições de apoio

Para efeitos de análise apenas dos esforços proveniente da carga móvel para as vigas principais, é concebível que os graus de liberdades restringidos nos apoios correspondam aos deslocamentos orientados na direção “z”, perpendicular ao plano da placa. Estas condições são aplicadas aos pontos de intercessão das longarinas com as transversinas

de extremidade, nós 27, 77, 127, 177, 49, 99, 149 e 199, os quais encontram-se em evidência na Figura 14 e representam a posição dos aparelhos de apoio.

3.3.5 Consideração da carga móvel

O programa computacional utilizado nesta análise permite a obtenção dos esforços considerando cargas móveis definidas para algumas normas internacionais, como por exemplo, a norma EN 1991-2 (2003) do Eurocode. Porém, é possível a modificação dos parâmetros de carregamento pelo usuário, possibilitando a adaptação do veículo TB-45 simplificado.

A EN 1991-2 (2003) estabelece que a largura trafegável do tabuleiro deva ser dividida em faixas de tráfego, de larguras “ w ”, definidas conforme a Tabela 2.

Tabela 2: Larguras para faixas de tráfego segundo EN 1991-2 (2003).

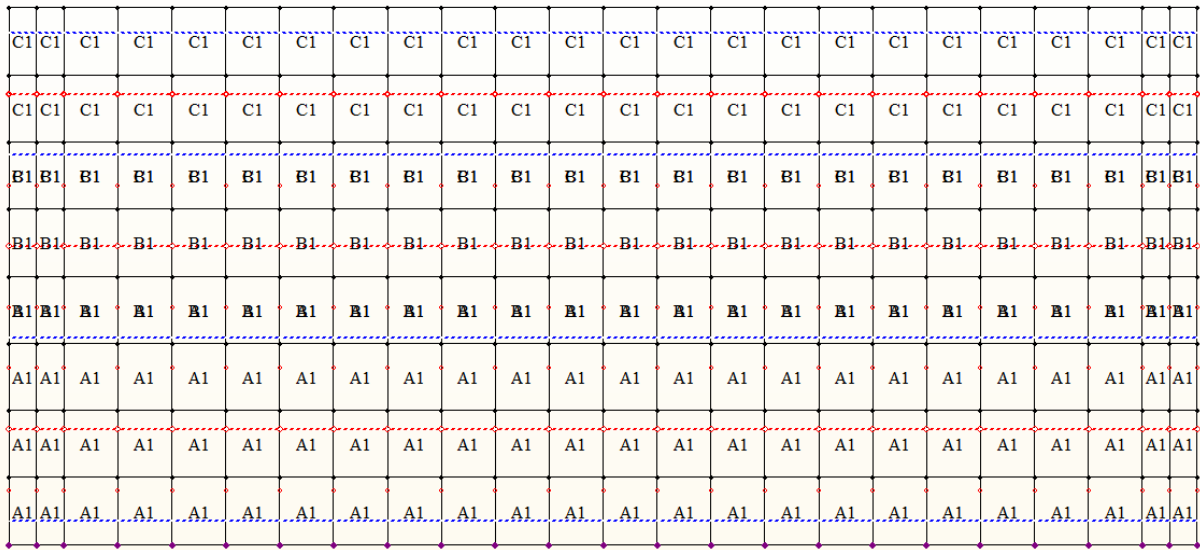
Largura do Tabuleiro (w)	Número de Faixas de Tráfego de Cálculo (n_l)	Largura de Uma Faixa de Tráfego de Cálculo	Largura da Área Residual
$w < 5,4\text{m}$	1	3,0m	$w - 3,0\text{m}$
$5,4\text{m} \leq w < 6,0\text{m}$	2	$(w/2)$	0
$w > 6,0\text{m}$	Inteiro ($w/3$)	3,0m	$w - n_l \times 3,0$

Fonte: EN 1991-2 (2003).

Para o caso da ponte em estudo, cuja largura trafegável é de 8,00 m, tem-se duas faixas de tráfego de cálculo com largura de 3,0 m e uma faixa de largura residual igual a 2,0m. Nomea-se as duas faixas principais de tráfego de “A1” e “B1”, a faixa de largura residual é denominada de “C1”. A Figura 17 apresenta a distribuição destas faixas no tabuleiro.

A norma do Eurocode considera os eixos dos veículos trafegantes posicionados sobre os eixos das faixas principais de cálculo. Assim, as faixas possíveis em que o veículo proposto pode trafegar são as faixas “A1” e “B1”, já a carga distribuída de $0,5 \text{ tf/m}^2$ pode ocupar todas as faixas. O programa analisa automaticamente qual a posição transversal da carga móvel mais desfavorável para o esforço desejado.

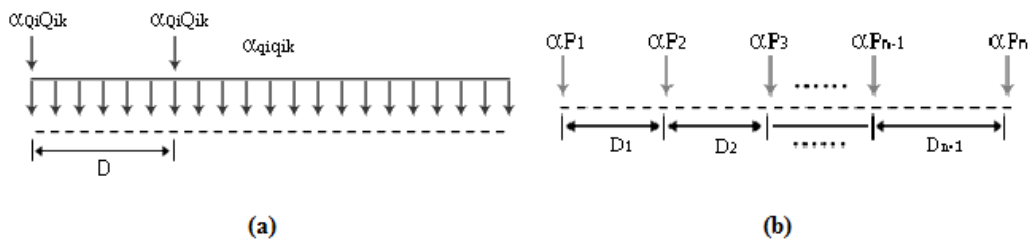
Figura 17: Disposição das faixas de tráfego no tabuleiro.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Depois de definidas as faixa de tráfego, faz-se necessária a adaptação das cargas provenientes do veículo TB-45 aos modelos de carregamento da EN 1991-2 (2003). Os modelos definidos pela norma europeia para fazer os ajustes necessários são do tipo “LM1” e “LM2”, os quais estão ilustrados na Figura 18(a) e na Figura 18(b) respectivamente.

Figura 18: Modelo de carga LM1 segundo EN 1991-2 (2003).



Fonte: Adaptada do programa Midas-Civil.

Onde:

$\alpha_{Qi}Q_{ik}$ = Carregamento proveniente dos eixos, sistema (TS);

$\alpha_{q_i}q_{ik}$ = Carga uniformemente distribuída, sistema (UDL);

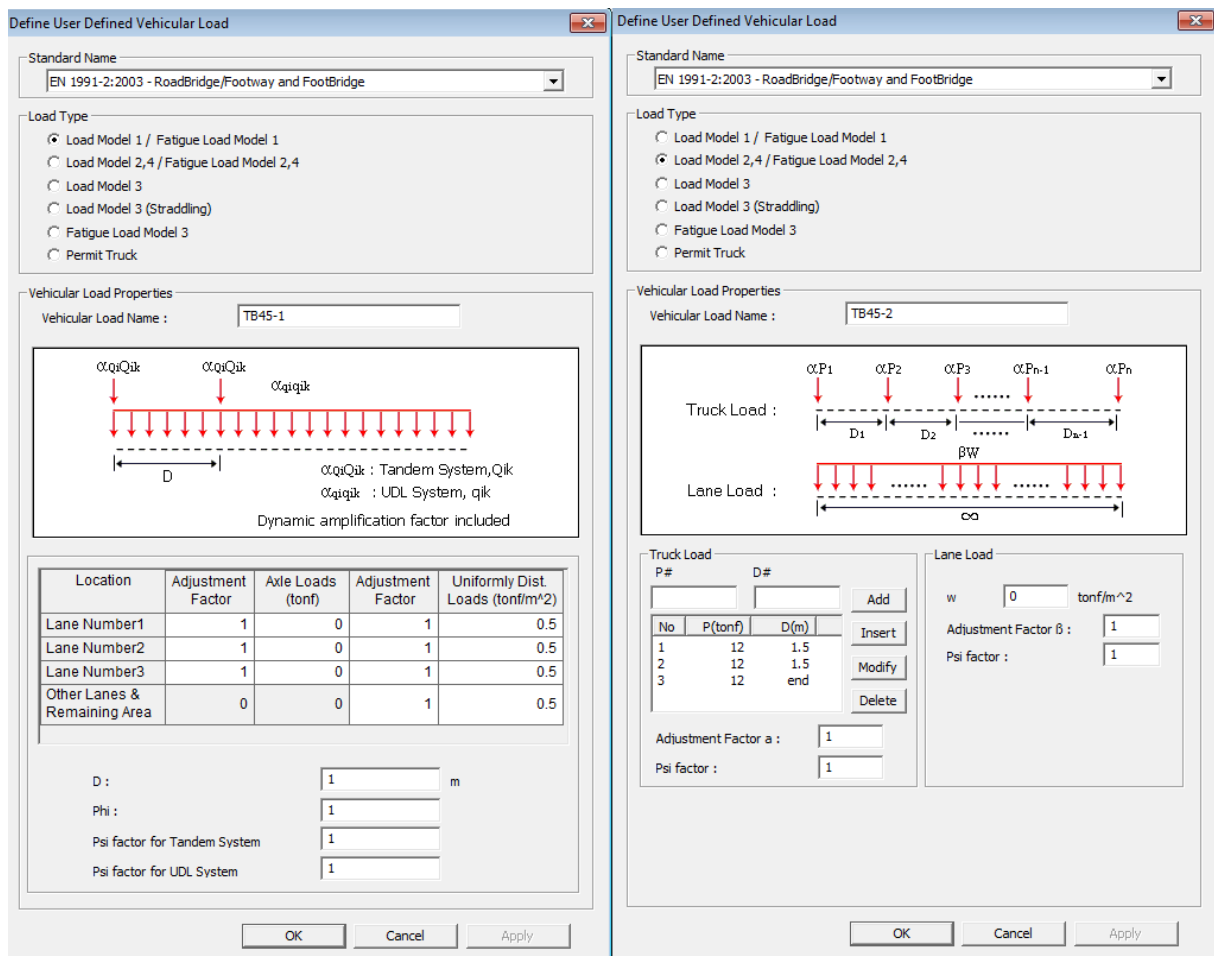
α = Fator de ajuste.

P_i = Carregamento proveniente dos eixos;

D_i = Distância do eixo anterior ao subsequente.

As mudanças de parâmetros ocorrem no modelo LM1 para se ajustar à carga distribuída e em LM2 para se ajustar às cargas concentradas do veículo TB-45. A Figura 19 apresenta a janela do programa com os valores devidamente modificados para este propósito.

Figura 19: Parâmetros de LM1 e LM2 para o veículo TB-45 simplificado.



Fonte: Adaptada do programa Midas-civil.

Percebe-se que os valores para as cargas concentradas de LM1 e para o carregamento distribuído em LM2 estão nulos e que os fatores de ajuste “ α ”, em ambos os casos, são iguais a um. Além disso, o carregamento de $0,5\text{tf}/\text{m}^2$ referente à NBR 7188 (1982) está presente nas três faixas de tráfego, e as cargas por eixo de 12tf e afastamento de 1,5m foram consideradas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, são apresentados os resultados inerentes ao método descrito por Bares e Massonet (1966) para os momentos fletores longitudinais referentes apenas à carga móvel. Também são abordadas as respostas geradas pelo programa de elementos finitos, com foco na análise das longarinas obtidas a partir do modelo proposto no Capítulo 3. Por fim, faz-se uma análise comparativa dos resultados provenientes de ambos os métodos para as vigas principais, aproveitando para incluir os valores referentes à memória de cálculo da superestrutura.

4.1 Método de Guyon-Massonet-Bares

Inicialmente, determina-se os parâmetros geométricos e de rigidez da ponte, fundamentais à obtenção dos coeficientes de repartição transversal. De posse destes coeficientes, é possível efetuar o cálculo dos trens-tipo, que posteriormente servem para definir os esforços longitudinais através das linhas de influência de momento.

4.1.1 Obtenção dos parâmetros “ α ” e “ θ ”

A metodologia de Bares e Massonet (1966), abordada no Capítulo 3, estabelece parâmetros fundamentais para o cálculo dos momentos fletores. Estes parâmetros envolvem a rigidez à flexão e à torção das vigas além das dimensões do tabuleiro da ponte, como por exemplo: largura, vão e espaçamentos entre longarinas e transversinas. Os valores de “ α ” e “ θ ” dependem destas grandezas, as quais estão presentes na Tabela 3.

Tabela 3: Parâmetros fundamentais para o cálculo de “ α ” e “ θ ”.

Inércia à Flexão	Inércia (m^4)	Inércia à Torção	Inércia (m^4)	Rigidez à Flexão por unid.Compr.	($tf/m^2xm^4/m$)	Rigidez à Torção por unid.Compr.	($tf/m^2xm^4/m$)
J_p	0,3367	J_{T_p}	0,0084	ρ_p	8,83E+05	γ_p	4,76E+03
J_E	0,0661	J_{T_E}	0,0094	ρ_E	1,69E+04	γ_E	1,20E+03

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os momentos de inércia das seções das vigas são extraídos da memória de cálculo podendo ser verificados por meios de programas de desenho assistido por computador, ou através da aplicação de fundamentos da mecânica dos materiais. O restante das variáveis é calculado conforme descrito no Capítulo 3.

Finalmente, usando as Equações (6) e (7), os valores obtidos para o parâmetro de travejamento “ θ ” e para o parâmetro de rigidez à torção “ α ”, ambos adimensionais, são de 0,492 e de 0,037 respectivamente.

4.1.2 Obtenção dos coeficientes de repartição transversal

As tabelas disponíveis em (BARES; MASSONET, 1966) informam valores dos coeficientes de repartição transversal, “ K_θ ” e “ K_I ”, para diferentes valores de “ θ ”, porém estes variam de zero a cinco em intervalos iguais a 0,20. Desta forma, como o valor de “ θ ” é intermediário, há a necessidade de se realizar o cálculo fazendo uso de planilhas eletrônicas, ilustradas em Apêndice A, utilizando as Equações (13) (14). Os resultados de “ K_θ ” e “ K_I ” para “ θ ” igual a 0,492 estão presentes na Tabela 4.

Tabela 4: Valores de “ K_θ ” e “ K_I ” para “ θ ” =0,492.

K_θ									
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6406	0,8380	1,0260	1,1776	1,2434	1,1776	1,0260	0,8380	0,6406
b/4	0,0111	0,3178	0,6228	0,9169	1,1776	1,3618	1,4302	1,4324	1,4162
b/2	-0,5191	-0,1455	0,2329	0,6228	1,0260	1,4302	1,8004	2,0996	2,3694
3b/4	-0,9971	-0,5766	-0,1455	0,3178	0,8380	1,4324	2,0996	2,8057	3,4999
b	-1,4588	-0,9971	-0,5191	0,0111	0,6406	1,4162	2,3694	3,4999	4,7539
K_I									
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,8664	0,9307	1,0029	1,0734	1,1095	1,0734	1,0029	0,9307	0,8664
b/4	0,6919	0,7686	0,8590	0,9650	1,0734	1,1498	1,1556	1,1271	1,0940
b/2	0,5617	0,6416	0,7381	0,8590	1,0029	1,1556	1,2827	1,3457	1,3801
3b/4	0,4643	0,5441	0,6416	0,7686	0,9307	1,1271	1,3457	1,5556	1,7226
b	0,3855	0,4643	0,5617	0,6919	0,8664	1,0940	1,3801	1,7226	2,1050

Fonte: Elaborada pelo autor.

Como os resultados de “ K_θ ” e “ K_l ” representam os valores de “ K_α ” para “ $\alpha=0$ ” e para “ $\alpha=1$ ”, respectivamente, faz-se necessário interpolar os resultados destes coeficientes por meio da Equação (16), levando em consideração o valor de “ $\alpha=0,037$ ”. Os resultados desta interpolação estão presentes na Tabela 5.

Tabela 5: Valores de “ K_α ” para “ $\theta=0,492$ ” e “ $\alpha=0,037$ ”.

y/e	K_α								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6841	0,8558	1,0215	1,1576	1,2177	1,1576	1,0215	0,8558	0,6841
b/4	0,1420	0,4045	0,6682	0,9262	1,1576	1,3210	1,3774	1,3737	1,3542
b/2	-0,3113	0,0059	0,3300	0,6682	1,0215	1,3774	1,7009	1,9546	2,1792
3b/4	-0,7161	-0,3611	0,0059	0,4045	0,8558	1,3737	1,9546	2,5653	3,1581
b	-1,1041	-0,7161	-0,3113	0,1420	0,6841	1,3542	2,1792	3,1581	4,2445

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os valores dos coeficientes de repartição transversal foram obtidos dividindo-se o produto de “ K_α ” e “ t_θ ” pela largura do tabuleiro “ $2b$ ”, conforme demonstrado por Mason (1977). A Tabela 6 apresenta os resultados para os coeficientes de repartição transversal da ponte.

Tabela 6: Coeficientes de repartição transversal (K) do tabuleiro.

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1710	0,2140	0,2554	0,2894	0,3044	0,2894	0,2554	0,2140	0,1710
b/4	0,0355	0,1011	0,1670	0,2315	0,2894	0,3303	0,3443	0,3434	0,3386
b/2	-0,0778	0,0015	0,0825	0,1670	0,2554	0,3443	0,4252	0,4887	0,5448
3b/4	-0,1790	-0,0903	0,0015	0,1011	0,2140	0,3434	0,4887	0,6413	0,7895
b	-0,2760	-0,1790	-0,0778	0,0355	0,1710	0,3386	0,5448	0,7895	1,0611

Fonte: Elaborada pelo autor.

4.1.3 Formação dos trens-tipos.

Seguindo o que foi estabelecido em Mason (1977), a formação do trem-tipo é feita em duas etapas. A primeira etapa consiste em posicionar o carregamento transversalmente na posição mais desfavorável para o momento longitudinal. A memória de cálculo desconsidera a largura de 40 cm do guarda-rodas, a partir das bordas externas, como região possível de

tráfego. Além disso, uma distância de 50 cm a partir do guarda rodas também é desconsiderada, por se tratar da distância entre o eixo da roda e a extremidade do veículo. Desta forma, a carga concentrada só pode ocupar transversalmente uma região descontada de 90 cm a partir dos bordos, enquanto que a carga distribuída pode ocupar uma região descontada apenas de 40 cm. Os valores dos trens-tipos presentes na memória de cálculo são calculados utilizando os coeficientes de distribuição transversal oriundos do método de Homberg e Trenks.

Depois de posicionado o carregamento da forma mais desfavorável, a segunda etapa consiste no cálculo dos trens-tipos para o veículo TB-45 simplificado. A Tabela 7 apresenta o processo de formação destes, onde os valores de carga concentrada são obtidos por meio do produto do somatório das ordenadas para as posições mais desfavoráveis da carga móvel pelos valores da carga concentrado para o pneu do veículo simplificado, 6tf. A carga distribuída é resultado da multiplicação da área positiva sob o gráfico da distribuição transversal pelo valor de carga móvel de $0,5\text{tf/m}^2$.

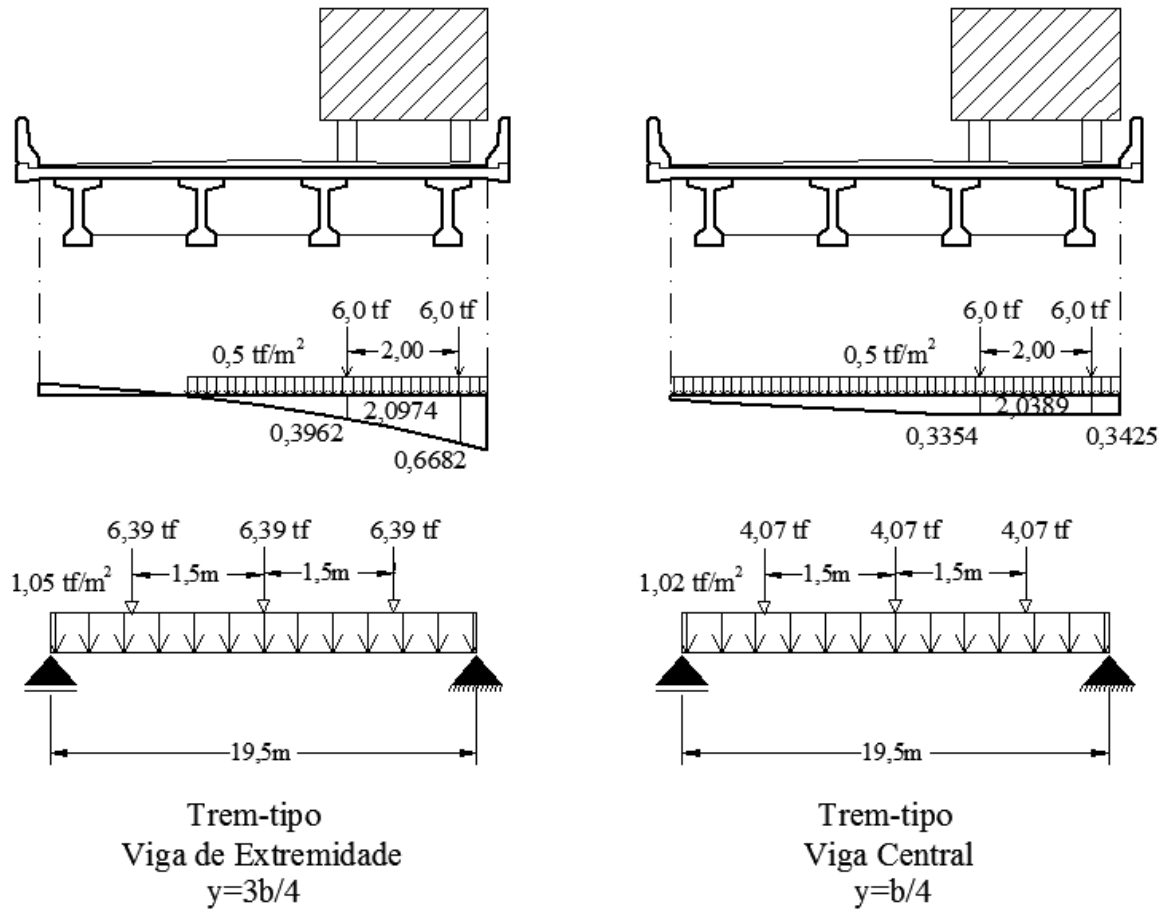
Tabela 7: Valores de trens-tipo para cálculo de momento.

Eixo	Somatório das ordenadas de K	Área sob o gráfico de K	Trem tipo: roda do veículo (tf)	Trem tipo: carga distr. (tf/m^2)
0	0,5816	2,0492	3,4896	1,0246
b/4	0,6779	2,0389	4,0674	1,0195
b/2	0,8726	2,0261	5,2356	1,0131
3b/4	1,0644	2,0974	6,3864	1,0487
b	1,2525	2,2326	7,5150	1,1163

Fonte: Elaborada pelo autor.

No caso da ponte em estudo, os eixos das longarinas de extremidades localizam-se em “ $y=3b/4$ ”, e no caso das vigas centrais, em “ $y=b/4$ ”; indicando que o valor da ordenada corresponde à parcela de carga que vai para cada viga. A Figura 20 ilustra o processo de formação do trem-tipo para estes eixos.

Figura 20: Formação de trem-tipo para $y=4/b$ e $y=3b/4$.



Fonte: Elaborada pelo autor.

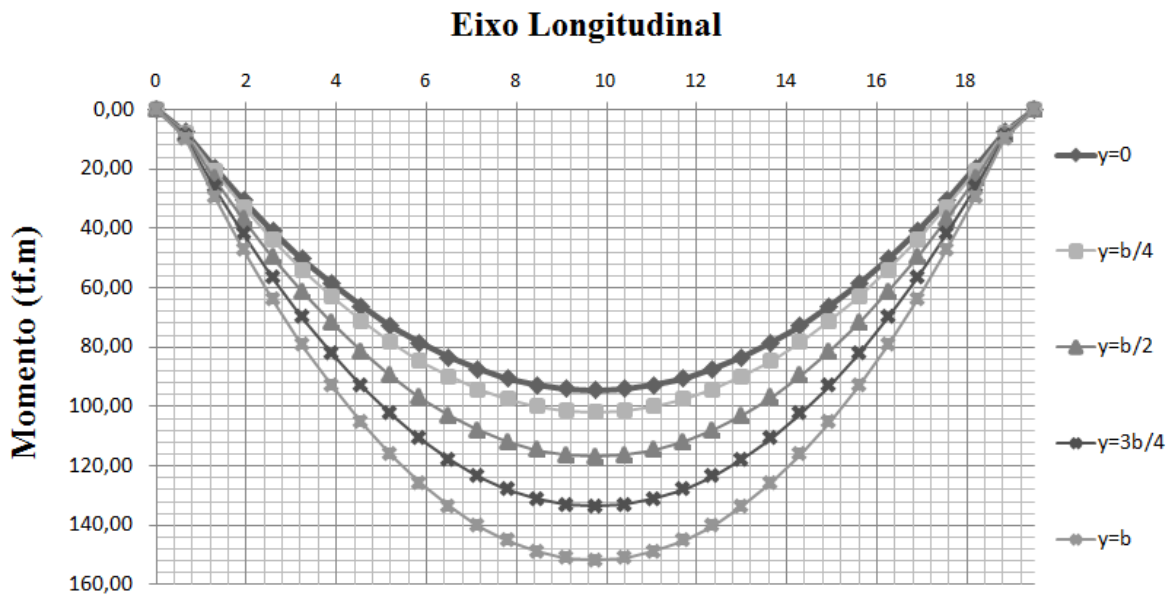
4.1.4 Obtenção do momento fletor longitudinal

Os esforços longitudinais são determinados de acordo com Pfeil (1979), fazendo uso das linhas de influências de momento para um vão bi apoiado de $19,5 \text{ m}$ e dos trens-tipos calculados anteriormente, proporcionando o máximo efeito devido à carga móvel. Os resultados estão expressos na Tabela 8 a cada 65 cm ao longo do vão da ponte e transversalmente para os eixos “ $y=0$ ”, “ $y=b/2$ ”, “ $y=3b/4$ ” e “ $y=b$ ”. Como os valores dos esforços são simétricos, estes estão representados apenas para a metade da ponte na tabela. A Figura 21 ilustra os resultados dos momentos para o método.

Tabela 8: Momento longitudinal segundo o método de BARES e MASSONET, (1966).

$\gamma \backslash X$	0,00	0,65	1,30	1,95	2,60	3,25	3,90	4,55
0	0,00	7,62	19,59	30,67	40,87	50,17	58,60	66,13
b/4	0,00	7,81	20,76	32,76	43,79	53,87	62,98	71,14
b/2	0,00	8,22	23,19	37,05	49,80	61,44	71,97	81,39
3b/4	0,00	8,88	26,07	41,99	56,63	70,00	82,10	92,92
b	0,00	9,73	29,29	47,40	64,05	79,26	93,03	105,34
$\gamma \backslash X$	5,20	5,85	6,50	7,15	7,80	8,45	9,10	9,75
0	72,78	78,54	83,42	87,41	90,51	92,73	94,06	94,50
b/4	78,33	84,57	89,85	94,16	97,52	99,92	101,36	101,84
b/2	89,71	96,91	103,01	108,00	111,88	114,65	116,31	116,87
3b/4	102,47	110,75	117,75	123,48	127,94	131,12	133,03	133,67
b	116,20	125,62	133,59	140,10	145,17	148,80	150,97	151,69

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 21: Momento longitudinal segundo o método de Bares e Massonet (1966).

Fonte: Elaborado pelo autor.

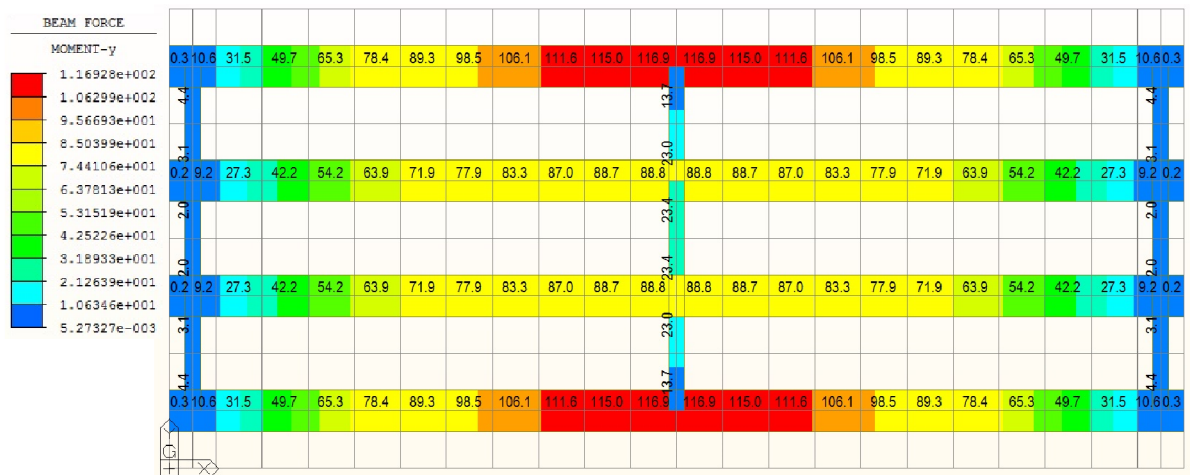
4.2 Método dos elementos finitos

Depois de inseridos os dados no programa Midas, a análise numérica é realizada para os modelos propostos no Capítulo 3, inicialmente com elementos de barras e de placas para o mesmo tipo de material isotrópico e depois com propriedades modificadas para o material utilizado nos elementos de placa, atribuindo-lhes características ortótropas.

4.2.1 Resultados para modelo numérico com elementos de placa isotrópica: modelo 1

A Figura 22 apresenta os resultados oriundos da análise por elementos finitos do modelo estrutural composto apenas por material isotrópico. Observa-se que nas regiões onde há tonalidades mais próximas do vermelho prevalecem os maiores valores de momentos.

Figura 22: Momentos longitudinais para método dos elementos finitos, material isotrópico.



Fonte: Elaborada pelo autor.

A Tabela 9 mostra os resultados da modelagem para as vigas de extremidades (V.E.) e para as Vigas Centrais (V.C.).

Tabela 9: Momento longitudinal para VC e VE segundo modelo com placa isotrópica.

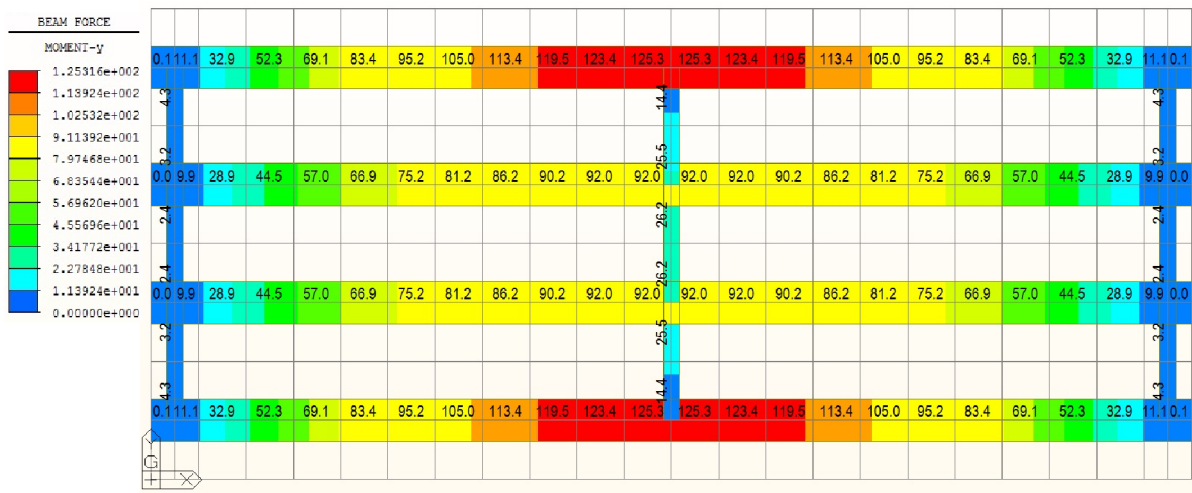
X	0,45	0,9	1,79	2,67	3,56	4,44	5,33	6,21	7,1	7,98	8,87	9,75
V.E.	4,3	11,0	31,9	50,2	65,9	79,1	90,0	99,3	107,0	112,5	116,0	117,9
V.C.	1,7	9,8	28,9	44,7	57,6	68,0	76,6	83,2	87,4	90,1	92,1	92,4

Fonte: Elaborada pelo autor.

4.2.2 Resultados para modelo numérico com elementos de placa ortótropa: modelo 2

A Figura 23 ilustra os resultados obtidos para o modelo com elementos de placa ortótropa. É perceptível que os momentos nas longarinas de extremidade e nas longarinas centrais são maiores com relação aos apresentados pela Figura 22, modelagem feita com placa isotrópica.

Figura 23: Momentos longitudinais para método dos elementos finitos, material ortótropo.



Fonte: Elaborada pelo autor.

A Tabela 10 indica os valores dos esforços para VE e para VC, provenientes da análise numérica.

Tabela 10: Momento longitudinal para V.C. e V.E. segundo modelo com placa ortótropa.

X	0,45	0,9	1,79	2,67	3,56	4,44	5,33	6,21	7,1	7,98	8,87	9,75
V.E.	4,6	11,1	32,9	52,3	69,1	83,4	95,2	105,0	113,4	119,5	123,5	125,3
V.C.	1,6	9,9	29,0	44,6	57,1	67,0	75,2	81,2	86,3	90,2	92,0	91,7

Fonte: Elaborada pelo autor.

4.3 Análise de resultados

Depois de concluído o processamento de dados, estuda-se o comportamento dos modelos de elementos finitos tendo como referência o método proposto por Bares e Massonet

(1966). Incluem-se também os momentos longitudinais provenientes do memorial de cálculo que por se tratar de uma análise mais conservadora, obtém-se valores mais elevados com relação aos demais. A Tabela 11 mostra um resumo dos esforços nas vigas principais oriundos da memória de cálculo, desconsiderando o coeficiente de impacto, calculados conforme o Capítulo 3.

Tabela 11: Momento sem impacto para vigas principais segundo Anexo A: “ $\varphi = 1,26$ ”

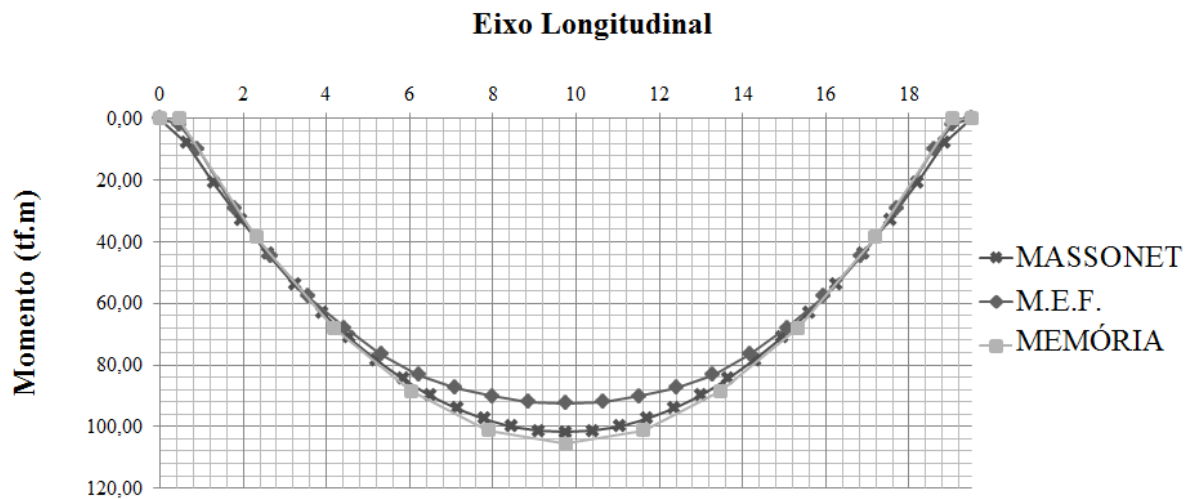
X	0,45	2,31	4,17	6,03	7,89	9,75
V.E.	0,00	56,30	99,56	129,38	148,19	154,84
V.C.	0,00	38,45	67,92	88,39	101,21	105,71

Fonte: Elaborada pelo autor.

4.3.1 Comparação entre esforços para o modelo 1: vigas centrais

A Figura 24 apresenta um gráfico comparativo das análises provenientes do método de Guyon-Massonet-Bares, do memorial de cálculo e do MEF para o modelo 1 das vigas centrais.

Figura 24: Comparação entre resultados para o modelo de placa isotrópica: V.C.



Fonte: Elaborada pelo autor.

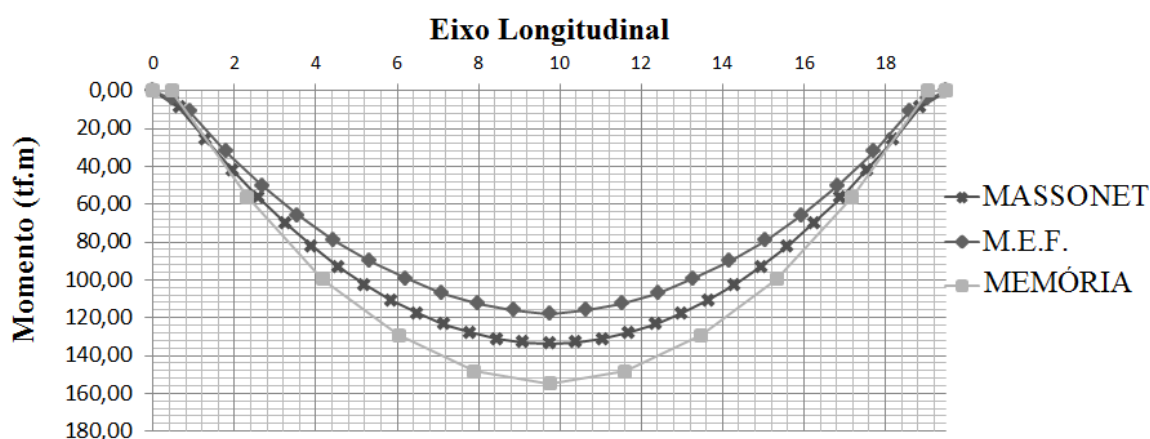
Percebe-se que os valores de momentos obtidos segundo o trabalho de Bares e Massonet (1966) formam uma curva bem próxima da curva proveniente dos resultados da

memória de cálculo e que os valores oriundos da análise numérica são menores do que os demais. Esta diferença acentua-se no meio do vão, aproximadamente $-7,5\%$ de erro em relação ao método de Guyon-Massonet-Bares e cerca de $-12,56\%$ de diferença em relação à memória, porém a diferença tende a reduzir próximo aos apoios, fazendo com que as curvas praticamente se sobreponham em alguns trechos. A diferença entre os métodos de Guyon-Massonet-Bares e os valores da memória é de $5,79\%$.

4.3.2 Comparação entre esforços para o modelo 1: vigas de extremidade

A Figura 25 mostra os resultados provenientes das análises para as vigas de extremidades.

Figura 25: Comparação entre resultados para o modelo de placa isotrópica: V.E.



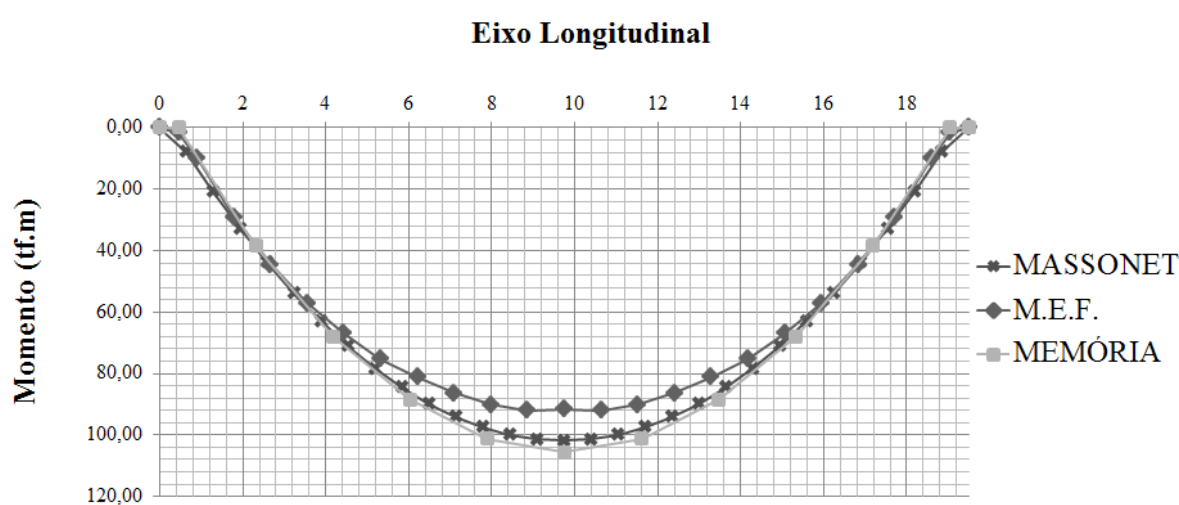
Fonte: Elaborada pelo autor.

Diferente do que foi observado na Figura 24, os momentos provenientes do método de Bares e Massonet (1966) não apresentam a mesma concordância de valores com relação aos resultados obtidos pela memória de cálculo, como também não apresentaram uma tendência de sobreposição de curvas, estando em um patamar intermediário entre os valores da memória e do MEF. Este apresentou diferenças de $-11,81\%$ em relação ao método de Guyon-Massonet-Bares e de $-23,87\%$ em relação à memória de cálculo. As diferenças entre as duas modelagens tradicionais foi de $15,84\%$.

4.3.3 Comparação entre esforços para o modelo 2: vigas centrais

A Figura 26 apresenta um gráfico comparativo do modelo 2 com as análises provenientes do método de Bares e Massonet (1966) e do memorial de cálculo para as vigas centrais.

Figura 26: Comparação entre resultados para o modelo de placa ortótropa: V.C.

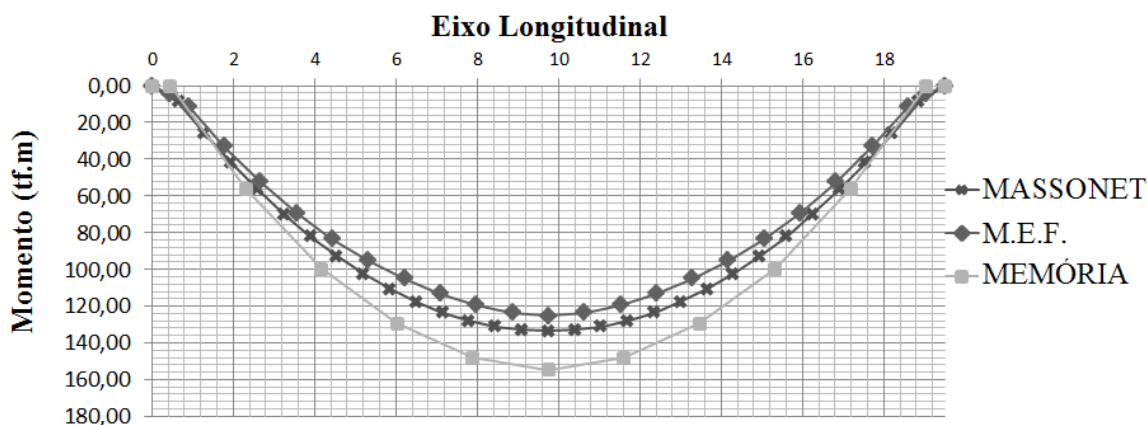


Fonte: Elaborada pelo autor.

A Figura 26 se assemelha à Figura 24, onde o método de Bares e Massonet (1966) se aproximam dos resultados oriundos da memória de cálculo e o resultado para o método dos elementos finitos novamente é menor do que os demais. A diferença entre os valores do MEF para o método de Guyon-Massonet-Bares se mostra maior para o modelo 2 do que para o modelo 1; -8,26%; e o erro em relação à memória é de -13,28%.

4.3.4 Comparação entre esforços para o modelo 2: vigas de extremidade

A Figura 27 compara os resultados da análise numérica e tradicionais para as longarinas de extremidades do modelo 2.

Figura 27: Comparação entre resultados para o modelo de placa ortótropa: V.E.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Observa-se na Figura 27, que a curva oriunda dos resultados do método de Bares e Massonet (1966) possui boa aproximação da curva dos valores obtidos pelo método dos elementos finitos, apresentando a melhor concordância de resultados dentre as situações já analisadas e razoável distanciamento dos valores da memória. Os momentos provenientes do MEF, mais uma vez, foram menores se comparados aos outros métodos, cuja diferença de resultado, no meio do vão, entre a análise numérica do modelo 2 e o método de Guyn-Massonet-Bares foi de apenas -6,24%, contra -19,06% do cálculo proveniente da memória.

A Tabela 12 compõe um resumo das análises dos resultados apresentados até aqui, levando em consideração os valores de momentos longitudinais de cada situação para o meio do vão. Também estão indicados os desvios dos resultados com relação ao método descrito no trabalho de Bares e Massonet (1966).

Tabela 12: Valores de momentos máximos e desvios para as análises feitas nas longarinas.

	Momento Longitudinal (tf)				Desvios (%)		
	Método de Massonet	M.E.F. Modelo 1	M.E.F. Modelo 2	Memória	M.E.F. Modelo 1	M.E.F. Modelo 2	Memória
V.E.	133,67	117,88	125,33	154,84	-11,81%	-6,24%	15,84%
V.C.	99,92	92,43	91,67	105,71	-7,50%	-8,26%	5,79%

Fonte: Elaborada pelo autor.

5 CONCLUSÕES & SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 Conclusões

No presente trabalho, foi feita uma análise de um modelo de elementos finitos proposto para a superestrutura de pontes com laje apoiada em vigas pré-moldadas. Realiza-se, com este propósito, um estudo de caso da ponte sobre o rio Palhano, comparando os resultados oriundos do modelo 1 e 2 com os valores provenientes do método de Guyon-Massonet-Bares e restringindo as análises apenas aos efeitos obtidos para o carregamento móvel nas vigas principais. Ambos os modelos são compostos por elementos finitos de barras, para as vigas e por elementos de placas com quatro nós, para a laje, contidos no mesmo plano. A diferença está no modelo 2 que possui propriedades de material diferentes, com relação aos elementos de placas, se comparada ao modelo 1, desconsiderando a rigidez à flexão na direção das vigas principais.

Observa-se que a modelagem numérica apresenta, em todas as situações, momentos menores para as vigas principais do que os obtidos pelos métodos tradicionais de cálculo. Isto indica que os modelos 1 e 2 redistribuem melhor os esforços longitudinais devido à contribuição da laje do tabuleiro. Ao se desprezar a rigidez à flexão no sentido longitudinal dos elementos de placas, as vigas acabam por absorver uma maior parcela de carregamento, o que resulta em maiores esforços longitudinais, aproximando a solução de elementos finitos da modelagem tradicional.

Comparando os momentos provenientes dos modelos de elementos finitos com os esforços obtidos pelo método de Guyon-Massonet-Bares, estes se mostram mais conservadores, resultando em mais segurança no dimensionamento das vigas. Do ponto de vista de projeto, o dimensionamento das longarinas é feito por meio da análise das vigas de extremidades, pois estas são os elementos mais solicitados longitudinalmente na estrutura, sendo habitual a adoção deste dimensionamento para as vigas centrais. Pode-se, então, na prática, para manter o mesmo nível de segurança proporcionado pela análise tradicional, utilizar os momentos oriundos do modelo 2 majorados em 7% para se realizar o dimensionamento das longarinas de extremidades e, conseqüentemente, das vigas centrais.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros:

Diante do estudo realizado, são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- a) Bares e Massonet (1966) afirmam que o espaçamento entre longarinas e entre transversinas devem ser suficientemente pequenos para que o tabuleiro se comporte como uma placa ortótropa. Porém Mason (1977) afirma que a metodologia pode ser aplicada para pontes com uma transversina central sem inferir em erros que comprometam a segurança da estrutura. Assim, recomenda-se analisar o modelo para casos onde se tenham maiores quantidades de vigas longitudinais e transversais.
- b) O método de Guyon-Massonet-Bares também permite a obtenção dos esforços transversais para o tabuleiro. Analisar o modelo para os momentos transversais, verificando a sua aplicabilidade ao dimensionamento das transversinas, pode ser feita ao se comparar os resultados com a modelagem tradicional.
- c) O modelo proposto não considera a excentricidade existente entre o plano médio da laje e os centros de gravidade das seções transversais das vigas. Portanto, sugere-se fazer uma adaptação do modelo considerando estes distanciamentos.
- d) Ainda para uma melhor calibração e avaliação dos métodos tradicionais e numéricos pode-se introduzir a comparação com resultados experimentais.
- e) Finalmente, recomenda-se fazer uma avaliação dos esforços na laje do tabuleiro, tendo em vista que, para isso, será necessária a aplicação de outro método tradicional, como, por exemplo, o trabalho desenvolvido por Rüsç (*apud* AMPOLINI; JUNIOR; GRUBER, 2012) que, por meio de tabelas, retorna os momentos principais de uma ponte em laje maciça.

REFERÊNCIAS

ALVES, E.V.; ALMEIDA, S. M.; JUDICE, F. M. S. Métodos de análise estrutural de tabuleiros de pontes em vigas múltiplas de concreto protendido. **Engevista**, Rio de Janeiro, v. 6, n. 2, p.48-58, ago. 2004. Disponível em:< <http://www.uff.br/engevista>>. Acesso em 01 jun. 2014.

AMPOLINI, A. B.; JUNIOR, V. L. K.; GRUBER, Y. A. **Aplicação dos Métodos dos Elementos Finitos no estudo da Teria das Placas**. 2012. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

ARAÚJO, Costa Márcio *et al.* **Distribuição transversal de cargas em pontes de concreto protendido pré-moldada: avaliação da influência das transversinas ...** *In.* ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1., 2005. Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br>>. Acesso em: 01 Jun. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 1982.

AZEVEDO, A. F. M. **Método dos Elementos Finitos**. Material didático - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, [S.l.], 2003.

BARES, R.; MASSONET, C. **Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes: selon la méthode de Guyon-Massonet-Barés**. 1. ed. Paris: Maison d'Édition Technique, Prague, 1966.

BATISTA, Bruno Sousa da Cruz. **Estudo comparativo de uma ponte com entre eixos de vigas constante e variável**. 2013. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

CARRIL, R. S; LOPES, V. M. F. **Métodos aproximados de determinação da distribuição de esforços na seção transversal de pontes rodoviárias**: Comparação com métodos mais exactos. [S.l.], [2003?]. Disponível em: <<http://sigarra.up.pt/feup/pt/>>. Acesso em: 06 dez. 2013.

DEBS, Mounir Khalil El; TAKEYA, Toshiaki. **Introdução a pontes de concreto**. Texto Provisório de Apoio à Disciplina SET – 412. Anexo 1- Escola de Engenharia de São Carlos, [S.l.], 2009.

DRUMOND, D.S.; TEIXEIRA, A. D. L. G. **Comparação entre modelos reticulados 3d e modelos de elementos volumétricos pelo método dos elementos finitos**. [S.l.], [2005 ou 2006]. Disponível em: <http://civil.fe.up.pt/pub/apoio/ano5/seminario/trabalhos/2005_2006>. Acesso em: 01 jun. 2014.

JUDICE, F. M. S. *et al.* Avaliação da distribuição transversal de cargas em tabuleiros de pontes sem transversinas internas. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 50., 2008, Salvador. **Anais...** Salvador: ISBN, 2008.

MAMADAPUR, R.S.S. Analysis of t-beam bridge using finite elements method. **International journal of engineering and innovative technology (IJEIT)**. [S.l.], v. 2, set. 2012. Disponível em: <http://ijeit.com/vol%202/Issue%203/IJEIT1412201209_60.pdf>. Acesso em: 01 jun. 2014.

MASON, Jayme. **Pontes em Concreto Armado e Protendido**. Princípios do projeto e Cálculo. 1. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1977.

PFEIL, Walter. **Pontes em concreto armado**. Elementos de projeto Solicitações Dimensionamento. 1. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979.

STRAMANDINOLI, J.S.B; LORIGGIO, D. D. Estudo da rigidez à torção para a aplicação do processo de analogia de grelha em lajes maciças. *In*: V SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO. São Paulo, [2003?]. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC840/>>. Acesso em: 01 jun. 2014.

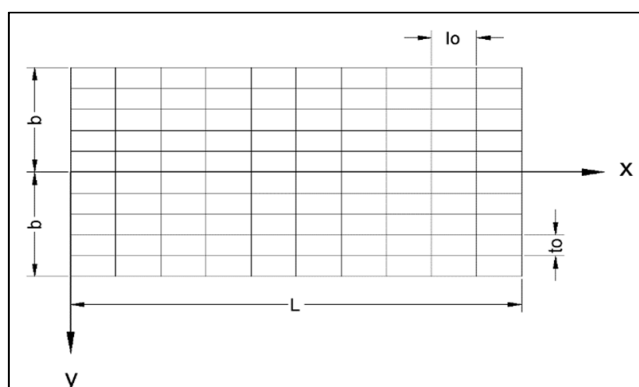
THE EUROPEAN UNION PER REGULATION. **Eurocode 1: EN 1991-2: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges.** [S.l.], 2003.

VAZ, Luiz Eloy. **Método dos elementos finitos em análise de estruturas.** 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier Editora, 2011.

**APÊNDICE – PLANILHA ELETRÔNICA UTILIZADA PARA OBTENÇÃO DOS
COEFICIENTES DE REPARTIÇÃO TRANSVERSAL PARA O MÉTODO DE
GUYON-MASSONET-BARES**

APÊNDICE – PLANILHA ELETRÔNICA UTILIZADA PARA OBTENÇÃO DOS COEFICIENTES DE REPARTIÇÃO TRANSVERSAL PARA O MÉTODO DE GUYON-MASSONET-BARES

1.0 GEOMETRIA DA PONTE



L=	19,50	m	Vão
b=	4,40	m	Metade da largura do tabuleiro
lo=	9,75	m	Intereixo entre transversinas
to=	2,20	m	Intereixo entre Longarinas

2.0 PROPRIEDADES DA SEÇÃO

J _p =	0,3367	m ⁴	Momento de Inércia da Longarina
J _e =	0,066100	m ⁴	Momento de Inércia da Transversina
J _{Tp} =	0,0083692		Momento de Inércia à Torção da Longarina
J _{Te} =	0,0093642		Momento de Inércia à Torção da Transversina

3.0 PROPRIEDADES DO MATERIAL

E=	2,50E+06	tf/m ²	Módulo de Elasticidade do Concreto
G=	1,25E+06	tf/m ²	Módulo de Elasticidade Transversal do Concreto
v=	0,00		Coefficiente de Poisson

4.0 PARÂMETROS DO MÉTODO DE GUYON-MASSONET-BARES

ρ _p =	3,83E+05	Rigidez a Flexão por unidade de Comprimento da Longarina
ρ _e =	1,69E+04	Rigidez a Flexão por unidade de Comprimento da Transversinas
γ _p =	4,76E+03	Rigidez a Torção por unidade de Comprimento da Longarina
γ _e =	1,20E+03	Rigidez a Torção por unidade de Comprimento da Transversinas
θ=	0,492	Parâmetro adimensional de Travejamento
α=	0,037	Parâmetro adimensional de Torção

**APÊNDICE – PLANILHA ELETRÔNICA UTILIZADA PARA OBTENÇÃO DOS COEFICIENTES
DE REPARTIÇÃO TRANSVERSAL PARA O MÉTODO DE GUYON-MASSONET-BARES**

6.0 COEFICIENTES DE DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL

K_0	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6406	0,8380	1,0260	1,1776	1,2434	1,1776	1,0260	0,8380	0,6406
b/4	0,0111	0,3178	0,6228	0,9169	1,1776	1,3618	1,4302	1,4324	1,4162
b/2	-0,5191	-0,1455	0,2329	0,6228	1,0260	1,4302	1,8004	2,0996	2,3694
3b/4	-0,9971	-0,5766	-0,1455	0,3178	0,8380	1,4324	2,0996	2,8057	3,4999
b	-1,4588	-0,9971	-0,5191	0,0111	0,6406	1,4162	2,3694	3,4999	4,7539

K_1	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,8664	0,9307	1,0029	1,0734	1,1095	1,0734	1,0029	0,9307	0,8664
b/4	0,6919	0,7686	0,8590	0,9650	1,0734	1,1498	1,1556	1,1271	1,0940
b/2	0,5617	0,6416	0,7381	0,8590	1,0029	1,1556	1,2827	1,3457	1,3801
3b/4	0,4643	0,5441	0,6416	0,7686	0,9307	1,1271	1,3457	1,5556	1,7226
b	0,3855	0,4643	0,5617	0,6919	0,8664	1,0940	1,3801	1,7226	2,1050

**APÊNDICE – PLANILHA ELETRÔNICA UTILIZADA PARA OBTENÇÃO DOS COEFICIENTES
DE REPARTIÇÃO TRANSVERSAL PARA O MÉTODO DE GUYON-MASSONET-BARES**

K_{α}	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6841	0,8558	1,0215	1,1576	1,2177	1,1576	1,0215	0,8558	0,6841
b/4	0,1420	0,4045	0,6682	0,9262	1,1576	1,3210	1,3774	1,3737	1,3542
b/2	-0,3113	0,0059	0,3300	0,6682	1,0215	1,3774	1,7009	1,9546	2,1792
3b/4	-0,7161	-0,3611	0,0059	0,4045	0,8558	1,3737	1,9546	2,5653	3,1581
b	-1,1041	-0,7161	-0,3113	0,1420	0,6841	1,3542	2,1792	3,1581	4,2445

7.0 LINHAS DE INFLUÊNCIAS

L.I.	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1710	0,2140	0,2554	0,2894	0,3044	0,2894	0,2554	0,2140	0,1710
b/4	0,0355	0,1011	0,1670	0,2315	0,2894	0,3303	0,3443	0,3434	0,3386
b/2	-0,0778	0,0015	0,0825	0,1670	0,2554	0,3443	0,4252	0,4887	0,5448
3b/4	-0,1790	-0,0903	0,0015	0,1011	0,2140	0,3434	0,4887	0,6413	0,7895
b	-0,2760	-0,1790	-0,0778	0,0355	0,1710	0,3386	0,5448	0,7895	1,0611

**ANEXO A – MEMÓRIA DE CÁLCULO DA SUPERESTRUTURA DA PONTE
SOBRE O RIO PALHANO**

DER-CE

DEPARTAMENTO ESTADUAL DE RODOVIAS

RODOVIA: CE-371

OBRA: PONTE SOBRE O RIO PALHANO

**MEMORIA DE CÁLCULO
PARTE 01/02 - SUPERESTRUTURA**

OUTUBRO – 2013

I- MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

54

Trata-se de uma ponte rodoviária classe 45 que se destina a substituir a Passagem Molhada existente no rio Palhano.

Os estudos Topográficos e Hidrológicos conduziram à necessidade de uma ponte com comprimento total de 102,40m.

A Ponte é constituída por 5 (cinco) vãos de 19,5m (Vão Teórico), com tabuleiro de 8,80m de largura formado por 4 (vigas) principais de concreto protendido, pré-moldadas ou moldadas “in loco”.

A laje do tabuleiro de 14 cm de espessura será concretada sobre pré-lajes treliçadas, pré-moldadas com 6 cm de espessura que incorporada à laje moldada “in loco” perfaz 20cm de espessura total, dispensando-se assim a necessidade de fôrmas e escoramentos, com exceção dos trechos em balanço da laje.

A mesoestrutura é constituída por pórticos Transversais recebendo no topo uma viga travessa, ou viga berço, destinada ao apoio das longarinas. O apoio das longarinas se dá através dos aparelhos de apoio de Neoprene fretado colocados na face superior das vigas berço após regularização e nivelamento com graute a base epóxi.

Os encontros são do tipo leve por serem mais econômicos e mais simples de construir, além disso, os aterros de acesso serão construídos em duas etapas, a primeira antes da construção dos tubulões nos Encontros, assim sendo pode ser prescindida a consideração do empuxo de terra sobre os elementos implantados nestes terraplenos horizontais previamente executados (ver texto final do item 7.1.4.2 da Norma NBR 7178: 2003), no nosso caso, tubulões que nos trechos correspondentes ao aterro serão executados a céu aberto.

As bases alargadas dos tubulões estão sendo projetadas e encravadas em rocha decomposta com $\sigma = 60,0 \text{ tf/m}^2$ admitindo-se para carga excêntrica $\sigma_{máx} = 1,3 \sigma = 1,3 \cdot 60,0 = 78,0 \text{ tf/m}^2$.

Apresenta-se a seguir a seção transversal e longitudinal adotada:

II- MEMÓRIA DE CÁLCULO.

55

1. INTRODUÇÃO:

1.1. DADOS GERAIS:

Ponte Rodoviária	Classe 45
Comprimento Total	102,40m
Largura do Tabuleiro	8,80m
Pista de Rolamento	8,00m
Barreiras	0,80m

1.2. CARGAS:

1.2.1. Carga Permanente:

Concreto Estrutural:	$\gamma = 2,5tf / m^3$
Pavimentação:	$\gamma = 2,4tf / m^3$

1.2.2. Carga Móvel:

Trem-tipo correspondente à Classe 45, conforme as prescrições da NBR-7188.

1.3. ANÁLISE ESTRUTURAL – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA:

Foram observadas as condições gerais estabelecidas pelas normas NBR-6118 (2006), NBR-7187 (2002), NBR-7188, NBR-8688 (2003), além dos critérios estabelecidos pelo DNIT.

1.4. RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS EMPREGADOS:

a) Concreto Estrutural:

Superestrutura: $\rightarrow fck = 30 MPa$
Mesoestrutura: $\rightarrow fck = 25 MPa$
Tubulões: $\rightarrow fck = 20 MPa$

b) Armaduras:

Aço CA-50A.
Aço Duro CP 190-RB (Protensão).

1.5. BIBLIOGRAFIA:

56

- Rüşh, H. – Fahrbahnplatten von Strassenbrücken.
- Leonhardt, F. – Construções de Concreto, vol. I a VI.
- Leonhardt, F. – Massivbrücken.
- Pfeil, W. – Pontes em Concreto Armado.
- Montoya, P.J. – Hormigon Armado.
- Fusco, P.B. – Fundamentos da Técnica de Armar.
- Mason, J. – Pontes em Concreto Armado e Protendido.
- Homberg/Weinmeister – Einflushflächen Für Kreuz werke.
- Ciolina, M. – Continuité des Hourdis des Structures préfabriquées – Revista Annales, 02/1971.

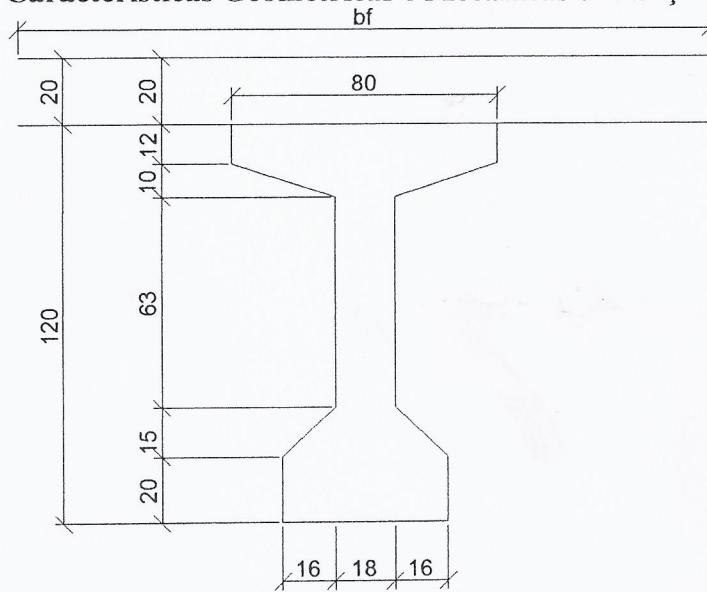
**2.0. SUPERESTRUTURA
VIGAS PRINCIPAIS
LAJE DO TABULEIRO
VIGAS TRANSVERSAIS**

2. SUPERESTRUTURA

58

2.1. VIGAS PRINCIPAIS

2.1.1. Características Geométricas e Mecânicas das Seções:



Perfil Isolado:

Htotal=	1,200000	m
A=	0,409400	m ²
J=	0,072636	m ⁴
ys=	0,566725	m
yi	0,633275	m
Ws	0,128169	m ³
Wi	0,114700	m ³

Perfil Composto:

$$b_f = 220$$

$$A = 0,8494 \text{ m}^2$$

$$J = 0,1684 \text{ m}^4$$

$$y_s = 0,4214 \text{ m}$$

$$y_i = 0,9786 \text{ m}$$

$$W_s = 0,3996 \text{ m}^3$$

$$W_i = 0,1720 \text{ m}^3$$



2.1.2. Ação da Carga permanente:

a) $g_1 =$ Peso Próprio da viga isolada:

$$\begin{cases} g_1 = 0,4094 \cdot 2,5 = 1,0235tf / m \\ g_a = 0,6432 \cdot 2,5 = 1,608tf / m \\ G_{septo} = 2 \cdot \frac{(0,63 + 2,832)}{2} \cdot 0,16 \cdot 0,30 \cdot 2,5 = 0,18tf \end{cases}$$

b) $g_2 =$ Concretagem "in loco":

$$g_2 = 0,20 \cdot 2,5 \cdot 2,2 = 1,10tf / m$$

$$G_{transv.} = 0,3 \left(1,0 \cdot 1,4 + \frac{2 \cdot (0,832 + 0,88)}{2} \cdot 0,15 \right) \cdot 2,5 = 1,24tf$$

c) $g_3 = \left(\frac{0,09 \cdot 2,4 \cdot 8,0}{4} \right) = 0,432tf / m + G_{barreiras}$

$$G_{barreira} \begin{cases} V_1 \rightarrow 0,58 \cdot (0,8806 - 0,3217) = 0,324tf / m \\ V_2 \rightarrow 0,58(0,4171 + 0,024) = 0,25tf / m \end{cases}$$

2.1.3. Ação da Carga Móvel:

a) **Efeito de grelha:**

Coefficiente de distribuição transversal, cálculo com o emprego das Tabelas de Homberg Weinmeister – Einflushflächen Für Kreuz werke.

4 (Quatro) Vigas Longitudinais.

1 (Uma) Transversina Central.

$$Z = \left(\frac{l}{2a} \right)^3 \frac{J_T}{J} = \left(\frac{19,5}{2 \cdot 2,20} \right)^3 \frac{0,0714}{0,1684} = 37$$

$$B_{aa} = 0,7151; B_{ba} = 0,3841$$

$$B_{ab} = 0,3841; B_{bb} = 0,3182$$

$$B_{ac} = 0,0864; B_{bc} = 0,2113$$

$$B_{ad} = -0,1856; B_{bd} = 0,0864$$

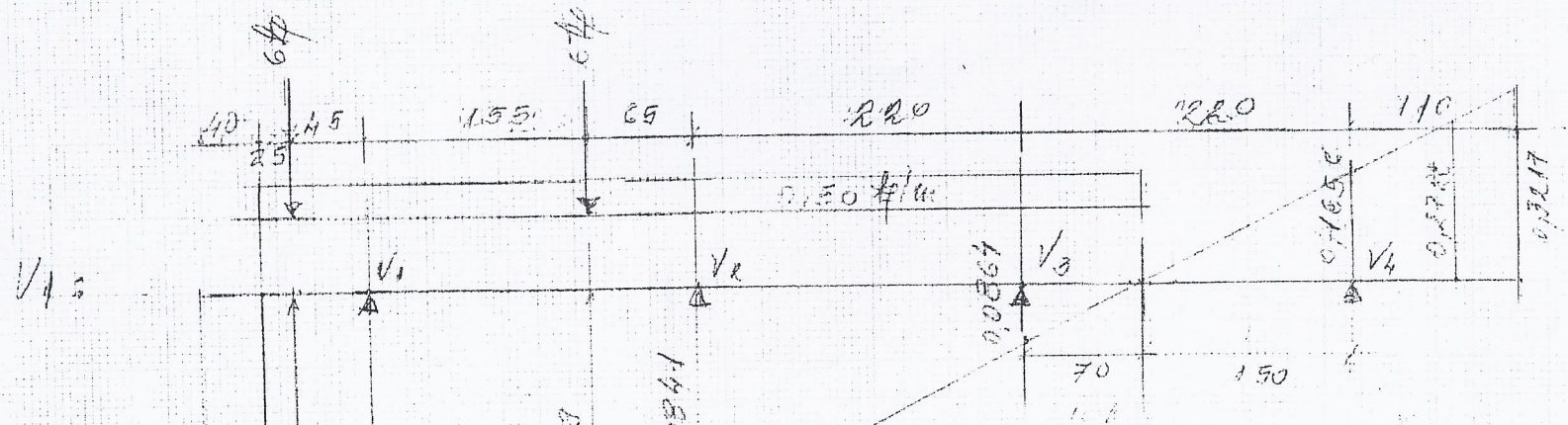
$J_T \rightarrow$ Momento de Inércia da Transversina Central.

$J \rightarrow$ Momentos de Inércia das Vigas Longitudinais (Longarinas).

$l \rightarrow$ Vão das Vigas Longitudinais.

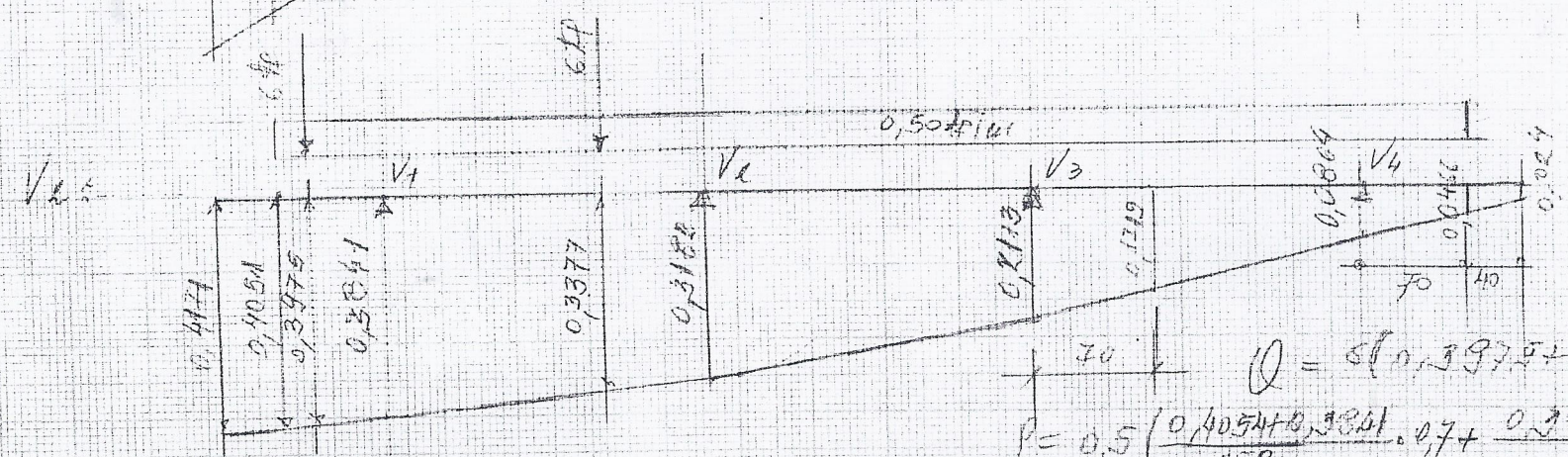
$a \rightarrow$ Distância entre as vigas longitudinais.

Ver Linhas de Influência de a distribuição transversal apresentadas a seguir:



$$Q = 6,0 (0,7818 + 0,4517) = 7,60 \text{ Tq}$$

$$P = 0,5 \left(\frac{0,820 + 0,781}{2} \cdot 0,7 + \frac{0,781 + 0,384}{2} \cdot 2,20 + \frac{0,384 + 0,086}{2} \cdot 2,20 + \frac{0,086 \cdot 0,7}{2} \right) = 1,15 \text{ Tq/m}$$



$$Q = 5 (0,3975 + 0,3377) = 4,41 \text{ Tq}$$

$$P = 0,5 \left(\frac{0,405 + 0,397}{2} \cdot 0,7 + \frac{0,397 + 0,318}{2} \cdot 2,2 + \frac{0,318 + 0,086}{2} \cdot 2,2 + \frac{0,086 + 0,046}{2} \cdot 0,7 \right) = 1,0 \text{ Tq/m}$$

 * HUGO A. MOTA CONSULTORIA E ENGENHARIA DE PROJETOS S/C *
 * Sistema: Pontes Prog:PT03.BAS Autor: Joaquim Mota MAR/90 *

-----EXTREMAS-----

Ponte sobre o rio Palhano

REACOES MAXIMAS DEVIDO A CARGA MOVEL: DIRECAO Y

TREM TIPO: P= +7.600 Q= +1.150 E= +1.500

SECAO	Rq+	Rq-
2	+42.085	-0.229
12	+42.085	-0.229

ROTACOES MAXIMAS DEVIDO A CARGA MOVEL

TREM TIPO: P= +7.600 Q= +1.150 E= +1.500

SECAO	RWq+	RWq-
2	+15.631D-05	-59.826D-04
12	+59.826D-04	-15.631D-05

ESFORCOS CORTANTES MAXIMOS DEVIDO A CARGA MOVEL

TREM TIPO: P= +7.600 Q= +1.150 E= +1.500

SECAO	Cq+	Cq-
1	+0.000	-9.603
2	+0.000	-10.256
2	+40.766	-0.229
3	+35.194	-1.331
4	+29.905	-4.120
5	+24.899	-7.709
6	+20.176	-11.581
7	+15.737	-15.737
8	+11.581	-20.176
9	+7.709	-24.899
10	+4.120	-29.905
11	+1.331	-35.194
12	+0.229	-40.766
12	+10.256	-0.000
13	+19.532	-0.000

MOMENTOS FLETORES MAXIMOS DEVIDO A CARGA MOVEL

TREM TIPO: P= +7.600 Q= +1.150 E= +1.500

SECAO	Mq+	Mq-
1	+0.000	-0.000
2	+0.000	-4.468
3	+71.100	-4.036
4	+125.439	-3.604
5	+163.018	-3.172
6	+186.718	-2.740
7	+195.098	-2.308
8	+186.718	-2.740
9	+163.018	-3.172
10	+125.439	-3.604
11	+71.100	-4.036
12	+0.000	-4.468
13	+0.000	-0.000

 * HUGO A. MOTA CONSULTORIA E ENGENHARIA DE PROJETOS S/C *
 * Sistema: Pontes Prog:PT03.BAS Autor: Joaquim Mota MAR/90 *

-----CENTRAIS-----

Ponte sobre o rio Palhano

REACOES MAXIMAS DEVIDO A CARGA MOVEL: DIRECAO Y

TREM TIPO: P= +4.410 Q= +1.000 E= +1.500

SECAO	Rq+	Rq-
2	+28.710	-0.135
12	+28.710	-0.135

ROTACOES MAXIMAS DEVIDO A CARGA MOVEL

TREM TIPO: P= +4.410 Q= +1.000 E= +1.500

SECAO	RWq+	RWq-
2	+92.900D-06	-41.523D-04
12	+41.523D-04	-92.900D-06

ESFORCOS CORTANTES MAXIMOS DEVIDO A CARGA MOVEL

TREM TIPO: P= +4.410 Q= +1.000 E= +1.500

SECAO	Cq+	Cq-
1	+0.000	-5.572
2	+0.000	-6.141
2	+27.756	-0.135
3	+23.744	-0.816
4	+19.978	-2.557
5	+16.458	-4.844
6	+13.185	-7.378
7	+10.159	-10.159
8	+7.378	-13.185
9	+4.844	-16.458
10	+2.557	-19.978
11	+0.816	-23.744
12	+0.135	-27.756
12	+6.141	-0.000
13	+11.428	-0.000

MOMENTOS FLETORES MAXIMOS DEVIDO A CARGA MOVEL

TREM TIPO: P= +4.410 Q= +1.000 E= +1.500

SECAO	Mq+	Mq-
1	+0.000	-0.000
2	+0.000	-2.635
3	+48.449	-2.385
4	+85.575	-2.134
5	+111.377	-1.883
6	+127.527	-1.632
7	+133.189	-1.382
8	+127.527	-1.632
9	+111.377	-1.883
10	+85.575	-2.134
11	+48.449	-2.385
12	+0.000	-2.635
13	+0.000	-0.000

RIO PALHANO
TREM-TIPO PARA CÁLCULO DAS REAÇÕES

 * HUGO A. MOTA CONSULTORIA E ENGENHARIA DE PROJETOS S/C *
 * Sistema: Pontes Prog:PT03.BAS Autor: Joaquim Mota MAR/90 *

Ponte Sobre o Rio Palhano R1

REACOES MAXIMAS DEVIDO A CARGA MOVEI: DIRECAO Y

TREM TIPO: P= +7.600 Q= +1.150 E= +1.500

SECAO	Rq+	Rq-
2	+42.085	-0.229
12	+42.085	-0.229

R2

 * HUGO A. MOTA CONSULTORIA E ENGENHARIA DE PROJETOS S/C *
 * Sistema: Pontes Prog:PT03.BAS Autor: Joaquim Mota MAR/90 *

Ponte Sobre o Rio Palhano R2

REACOES MAXIMAS DEVIDO A CARGA MOVEI: DIRECAO Y

TREM TIPO: P= +4.410 Q= +0.880 E= +1.500

SECAO	Rq+	Rq-
2	+27.163	-0.134
12	+27.163	-0.134

R3

 * HUGO A. MOTA CONSULTORIA E ENGENHARIA DE PROJETOS S/C *
 * Sistema: Pontes Prog:PT03.BAS Autor: Joaquim Mota MAR/90 *

Ponte Sobre o Rio Palhano R3

REACOES MAXIMAS DEVIDO A CARGA MOVEI: DIRECAO Y

TREM TIPO: P= +1.310 Q= +0.590 E= +1.500

SECAO	Rq+	Rq-
2	+12.306	-0.042
12	+12.306	-0.042

 * HUGO A. MOTA CONSULTORIA E ENGENHARIA DE PROJETOS S/C *
 * Sistema: Pontes Prog:PT03.BAS Autor: Joaquim Mota MAR/90 *

Ponte Sobre o Rio Palhano R4

REACOES MAXIMAS DEVIDO A CARGA MOVEL: DIRECAO Y

TREM TIPO: P= -1.430 Q= +0.270 E= +1.500

SECAO	Rq+	Rq-
2	+3.523	-5.130
12	+3.523	-5.130

R1

 * HUGO A. MOTA CONSULTORIA E ENGENHARIA DE PROJETOS S/C *
 * Sistema: Pontes Prog:PT03.BAS Autor: Joaquim Mota MAR/90 *

Ponte Sobre o Rio Palhano R5

REACOES MAXIMAS DEVIDO A CARGA MOVEL: DIRECAO Y

TREM TIPO: P= +7.600 Q= +1.000 E= +1.500

SECAO	Rq+	Rq-
2	+40.151	-0.228
12	+40.151	-0.228

R2, MAX

 * HUGO A. MOTA CONSULTORIA E ENGENHARIA DE PROJETOS S/C *
 * Sistema: Pontes Prog:PT03.BAS Autor: Joaquim Mota MAR/90 *

Ponte Sobre o Rio Palhano R6

REACOES MAXIMAS DEVIDO A CARGA MOVEL: DIRECAO Y

TREM TIPO: P= +4.410 Q= +1.000 E= +1.500

SECAO	Rq+	Rq-
2	+28.710	-0.135
12	+28.710	-0.135

R3

 * HUGO A. MOTA CONSULTORIA E ENGENHARIA DE PROJETOS S/C *
 * Sistema: Pontes Prog:PT03.BAS Autor: Joaquim Mota MAR/90 *

Ponte Sobre o Rio Palhano R7

REACOES MAXIMAS DEVIDO A CARGA MOVEL: DIRECAO Y

TREM TIPO: P= +1.310 Q= +1.000 E= +1.500

SECAO	Rq+	Rq-
2	+17.592	-0.045
12	+17.592	-0.045

R4

 * HUGO A. MOTA CONSULTORIA E ENGENHARIA DE PROJETOS S/C *
 * Sistema: Pontes Prog:PT03.BAS Autor: Joaquim Mota MAR/90 *

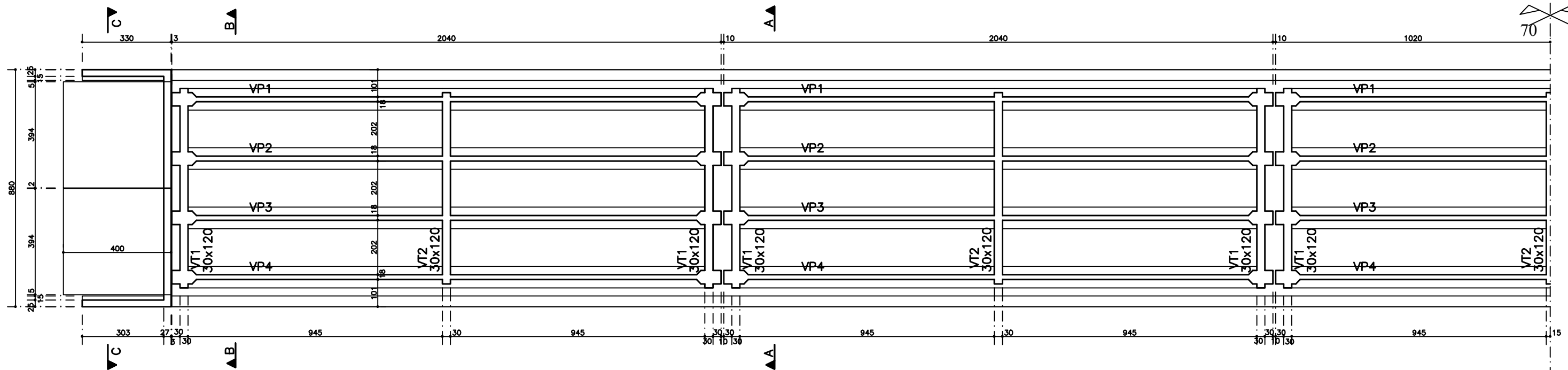
Ponte Sobre o Rio Palhano R8

REACOES MAXIMAS DEVIDO A CARGA MOVEL: DIRECAO Y

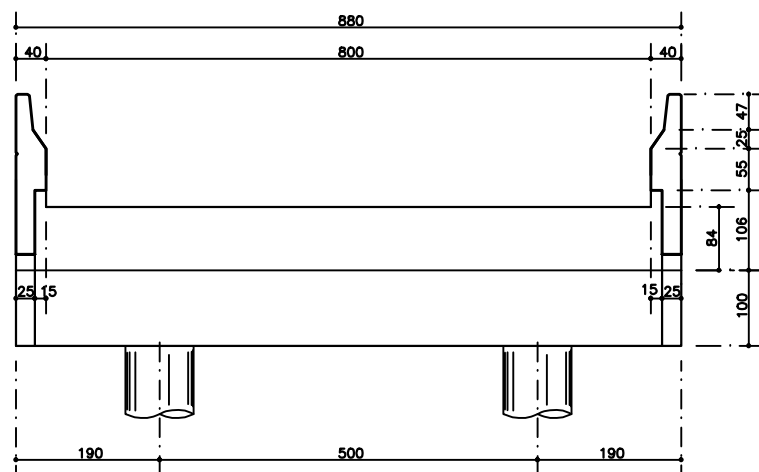
TREM TIPO: P= -1.430 Q= +1.200 E= +1.500

SECAO	Rq+	Rq-
2	+15.515	-5.136
12	+15.515	-5.136

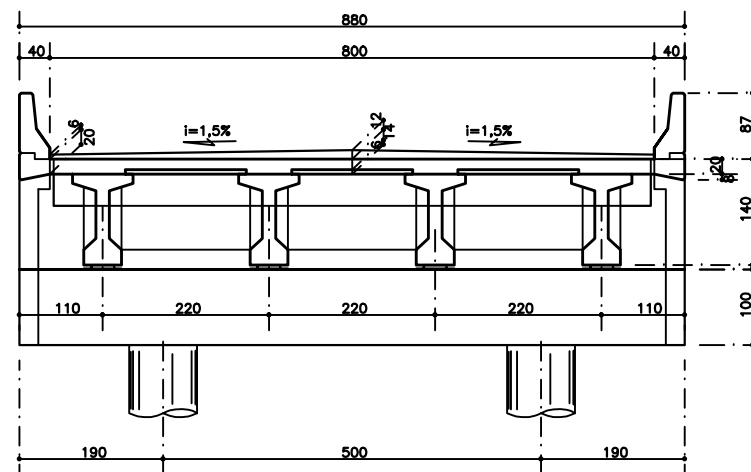
**ANEXO B – FORMAS E DETALHES DE PROJETO DA SUPERESTRUTURA DA
PONTE SOBRE O RIO PALHANO**



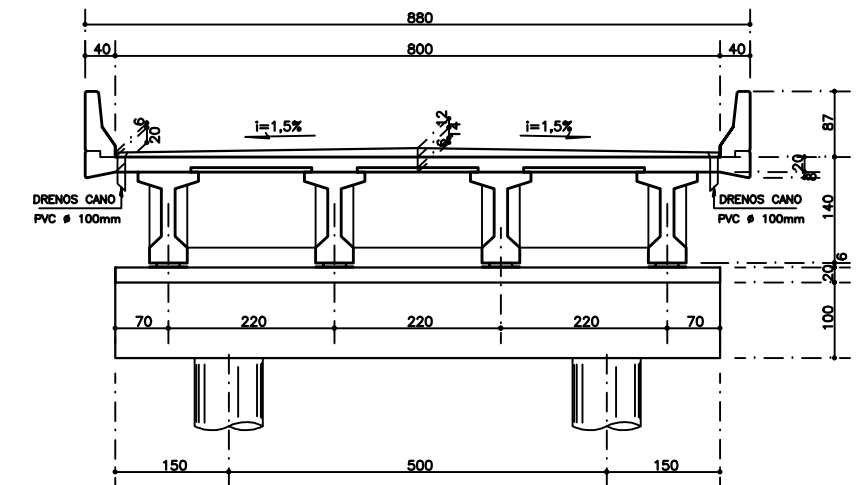
CORTE HORIZONTAL – PLANTA
 ESCALA 1:75



CORTE TRANSVERSAL – VISTA C-C
 ESCALA 1:50



CORTE TRANSVERSAL A-A
 ESCALA 1:50



CORTE TRANSVERSAL B-B
 ESCALA 1:50

NOTAS:

- 1 – SUPERESTRUTURA: $f_{ck}=30MPa$
- 2 – MESOESTRUTURA PILARES E VIGAS: $f_{ck}=25MPa$
- 3 – INFRAESTRUTURA TUBULÕES: $f_{ck}=20MPa$

HUGO A. MOTA
 CONSULTORIA E ENGENHARIA DE PROJETOS

ENG. RESPONSÁVEL	ENG. RESPONSÁVEL
ENG. JOAQUIM E MOTA CREA - 8221/D-CE	ENG. HUGO A. MOTA CREA - 424/D-CE

REVISÃO	DISCRIMINAÇÃO	RESP.	DATA
XX	XX	XX/XX/XX	

DEPARTAMENTO ESTADUAL DE RODOVIAS DER-CE		RNR
RODOVIA: CE-371		PROJETO EXECUTIVO OBRAS D'ARTES ESPECIAIS
ASSUNTO: PONTE SOBRE O RIO PALHANO	DATA: SET/2013	ESCALA: INDICADA
FORMAS – DETALHES – PARTE 1 DE	DESENHO: Max Mello	PRIMEIRA NO. 04/19

PENAS: 0,100
 BRANCA: 0,300
 VERDE: 0,300
 VERMELHA: 0,300
 AZUL: 0,300