

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

EDUARDO VICENTE WOLF TRENTINI

**OTIMIZAÇÃO DE SEÇÕES DE VIADUTOS E PONTES DE
MÚTIPLAS LONGARINAS PRÉ-MOLDADAS E
PROTENDIDAS**

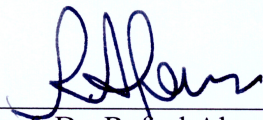
MARINGÁ
2016

EDUARDO VICENTE WOLF TRENTINI

OTIMIZAÇÃO DE SEÇÕES DE VIADUTOS E PONTES DE
MÚLTIPLAS LONGARINAS PRÉ-MOLDADAS E PROTENDIDAS.

Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Maringá, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na área de concentração Engenharia de Estruturas, para obtenção do título de Mestre.

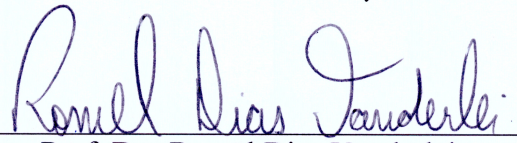
Aprovada em 16 de fevereiro de 2016



Prof. Dr. Rafael Alves de Souza

Universidade Estadual de Maringá

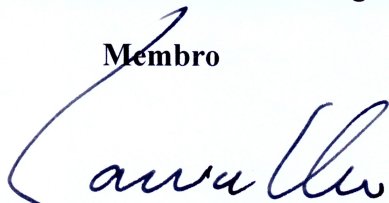
Membro



Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei

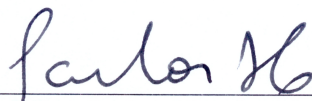
Universidade Estadual de Maringá

Membro



Prof. Dr. João Dirceu Nogueira Carvalho

Uningá- **Membro**



Prof. Dr. Carlos Humberto Martins

Universidade Estadual de Maringá

Orientador

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá – PR., Brasil)

T795o Trentini, Educarado Vicente Wolf
Otimização de seções de viadutos e pontes de
múltiplas longarina pré-moldadas e protendidas/ . --
Maringá, 2016.
115 f. il. color, figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Humberto Martins.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de
Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, 2016.

1. Otimização de viadutos. 2. Engenharia
estrutural. 3. Pontes. 4. MATLAB. 5. Concreto de
alta resistência. 6. Projeto de obras de arte
especial. I. Martins, Carlos Humberto, orient. II.
Universidade Estadual de Maringá. Centro de
Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III
Título.

CDD 22.624.1834
JLM001936

DEDICATÓRIA

Ao meu avô Genério Trentini,
in memoriam.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à minha família e em especial ao meu pai Valter que sempre incentivou minha curiosidade e interesse pela ciência, a minha avó Onilde que me deu apoio durante toda a caminhada acadêmica. Também não posso deixar de destacar minhas irmãs Caroline, Adriana e Alanna às quais tenho muito apreço e meu tio engenheiro Carlos Trentini, que me introduziu na engenharia.

A todos os professores que auxiliaram em minha formação.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia Civil da UEM pela disposição e dedicação.

À coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão da bolsa de estudos.

Aos colegas de sala e amigos da pós-graduação, pelas experiências compartilhadas nestes últimos anos.

Por fim, um agradecimento especial ao Prof. Dr. Carlos Humberto Martins, pela sua sabedoria, disponibilidade e orientação, tanto em minha vida pessoal quanto na acadêmica.

RESUMO

Este trabalho apresenta uma abordagem sobre a otimização de pontes em concreto compostas por múltiplas longarinas pré-moldadas e pós-tensionadas, seu objetivo consiste em minimizar o custo de construção do tabuleiro deste tipo de ponte levando em consideração o custo dos materiais, da fabricação e da montagem. Dessa forma, foram selecionadas como variáveis independentes da função o número de longarinas, a altura da seção da longarina, a altura da laje, o comprimento do enrijecimento do apoio da longarina e a resistência do concreto – incluindo o concreto de alta resistência. Vale lembrar que estas variáveis independentes possuem um conjunto finito de combinações e obedecem às limitações geométricas. A fim de encontrar a opção ótima, foi elaborado um algoritmo em *MATLAB*® responsável por realizar o dimensionamento de cada solução em particular. Após cada solução ter sido dimensionada, o algoritmo calcula o custo com base em preços pré-determinados para todas as combinações possíveis das variáveis independentes selecionadas. Destaca-se que todo esse processo pode gerar em torno de 65 mil combinações e leva aproximadamente 15 minutos para ser concluído, dependendo da largura do viaduto. Os resultados dos dimensionamentos calculados pelo *software* desenvolvido são comparados com resultados obtidos em um dimensionamento tradicional, apresentando resultados que podem ser considerados semelhantes. Para comprovar a sua eficácia foi realizada a otimização de um tabuleiro hipotético com vão de 35 m e largura de 16,2 m, que obteve um custo 16,42% mais barato que a opção original. Também foi realizado um estudo comparando a influência de cada variável no custo ótimo da estrutura. Por fim, o *software* desenvolvido está disponível para download no site <http://www.pcv.uem.br/programas>, podendo ser utilizado por outros engenheiros.

Palavras-chave: Viadutos; Pontes; Otimização; MATLAB; CAR.

ABSTRACT

This paper presents an approach to the optimization of bridges in concrete composed of multiple precast and post-tensioned I-girders. Its goal is to minimize the cost of building the deck of this type of bridge taking into account the cost of materials, manufacturing and assembly. Thus, there were selected as independent variables of the function the number of stringers, the height of the girder section, the height of the slab, the rigidity's length of the stringer's support and strength of the concrete - including high-performance concrete. It is worth remembering that these independent variables have a finite set of combinations and obey some geometric limitations. In order to find the optimum solution, it was developed an algorithm in MATLAB responsible for performing the dimensioning of each particular solution. After each solution had been dimensioned, the algorithm calculates cost based on predetermined rates, performing the scaling operation for all possible combinations of the independent variables selected. It is noteworthy that this process can generate around 65,000 combinations and takes approximately 15 minutes to be completed, depending on the span of the viaduct. The results calculated by the software were compared to results obtained in a traditional design, presenting an outcome that can be considered similar. In order to prove the software effectiveness in reducing expenses, it was conducted the optimization of a hypothetical deck with range from 35 m spam of 16.2 m, which obtained a 16.42% cheaper cost than the original option. It was also done a study comparing the influence of each variable in the structure optimum cost. Finally, the developed software is available for download at <http://www.pcv.uem.br/programas> and may be used by other engineers.

Key words: Viaducts; Bridges; Optimization; MATLAB; HPC.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ponte de Aemilius, Roma, Itália 142 a.C.....	1
Figura 2 - Quantidade e altura ótima de longarinas para pontes com largura de 7,62 metros e veículo tipo HS 20 largura (1 pé = 30,48 cm e 1 polegada = 2,54 cm).....	6
Figura 3 – Custo da solução ótima para uma ponte com 50 pés de largura (1 pé = 30,48 cm)..	7
Figura 4 - Sistema ótimo para pontes com largura de 12 m.	9
Figura 5 – Custo mínimo da superestrutura por área de laje (\$/m ²) para cada sistema investigado com valores ótimos destacados.	10
Figura 6 - Gráfico de pré-dimensionamento para a longarina de 100 cm.	11
Figura 7 – Vãos máximos possíveis para diferentes espaçamentos de longarinas.....	12
Figura 8 – Telas de entrada de dados do software desenvolvido por Aparicio et al.	13
Figura 9 – Telas de entrada de dados do software desenvolvido por Olivieri (2004).	15
Figura 10 – Seção do projeto existente a esquerda e seção do projeto otimizado a direita (dimensões em milímetros).	19
Figura 11 – Traçado das bainhas no projeto existente.....	20
Figura 12 – Traçado das bainhas no projeto otimizado.....	20
Figura 13 – Evolução da carga móvel brasileira e do coeficiente de impacto - CIV.	23
Figura 14 – Carga móvel rodoviária padrão.	24
Figura 15 – Seção transversal resultante do processo de Fauchart.....	26
Figura 16 – Exemplo de seção para o cálculo do processo de Fauchart.	26
Figura 17 – Coordenadas locais do elemento de barra sujeito a momento fletor e a força cortante.	27
Figura 18 – Ponto de aplicação da carga concentrada unitária entre nós.....	31
Figura 19 – Tensão em uma peça sujeita apenas a força de protensão.	38
Figura 20 – Obtenção do estado de neutralização convencional.....	39
Figura 21 – Diagrama tensão-deformação para CP 190 RB.	40
Figura 22 – Alongamento das seções em E.L.U. sem armadura passiva.	41
Figura 23 – Alongamento das seções em E.L.U. com armadura passiva.....	43
Figura 24 – Largura do contato do veículo tipo com a laje.....	49
Figura 25 - Posicionamento do veículo tipo para cisalhamento máximo na laje.	52
Figura 26 – Fluxograma geral do algoritmo desenvolvido.....	60
Figura 27 – Interface Gráfica do Usuário.....	61

Figura 29 – Seção transversal do tabuleiro (dimensões em metros).	69
Figura 30 – Seção transversal das longarinas compostas com laje (dimensões em centímetros).	70
Figura 31 – Estrutura de barra com seções visíveis “ <i>Extrude View</i> ” representando a seção com largura unitária do tabuleiro.	71
Figura 32 – Influência vertical dos guarda rodas na viga 1 (dimensões em metros).	72
Figura 33 – Influência de torção dos guarda rodas na viga 1 (dimensões em metros).....	72
Figura 34 – Posicionamento do veículo tipo na influência máxima vertical da viga 1 (dimensões em metros).	73
Figura 35 – Posicionamento do veículo tipo na influência máxima de torção da viga 1.	73
Figura 36 – Posicionamento do veículo tipo na influência mínima vertical da viga 1 (dimensões em metros).	74
Figura 37 – Posicionamento do veículo tipo na influência mínima de torção da viga 1 (dimensões em metros).	74
Figura 38 – Carregamentos permanentes da viga 1 (dimensões em metros).	76
Figura 39 – Trens de carga resultantes do processo de Fauchart para a viga 1.	76
Figura 40 – Esquema estrutural da viga 1 (dimensões em metros).	77
Figura 41 – Dados obtidos utilizando regressão linear da tabela de Rüsck.	86
Figura 42 – Custo de todas as combinações possíveis.	92
Figura 43 – Resultados ótimos locais de cada grupo de f_{ck}	93
Figura 45 – Resultados ótimos locais do grupos de mesmos N_{lg} e f_{ck}	96
Figura 46 – Custo de todas as combinações do grupo de $f_{ck}=45$ MPa e $N_{lg}=6$	97
Figura 47 – Resultados ótimos locais dos grupos de mesmo H_{lg} , N_{lg} e f_{ck}	98
Figura 48 – Custo de todas as combinações do grupo de $f_{ck}=45$ MPa, $N_{lg}=6$ e $H_{lg}=1,5$ m. ...	100
Figura 49 – Resultados ótimos locais do grupo de mesmo H_{lj} , H_{lg} , N_{lg} e f_{ck}	101
Figura 50 – Resultados ótimos locais do grupo de mesmo E_{lg} , H_{lj} , H_{lg} , N_{lg} e f_{ck}	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resultados de economia apresentados por Olivieri (2004).	16
Tabela 2 – Projeto existente e projeto com custo otimizado.	18
Tabela 3 – Limites para deslocamentos.....	44
Tabela 4 – Parâmetros da função de custo.	55
Tabela 5 – Custo do concreto.	56
Tabela 6 – Variáveis independentes.	59
Tabela 7 – Propriedades físicas e geométricas das longarinas com respectivos coeficientes de mola.	70
Tabela 8 – Cálculo do peso próprio sobre a viga 1.	75
Tabela 9 – Esforços característicos resultantes das ações permanentes para a viga 1.	77
Tabela 10 – Esforços característicos resultantes das ações variáveis para a viga 1	77
Tabela 11 – Esforços de cálculo da combinação E.L.U.	78
Tabela 12 – Esforços de cálculo da combinação frequente.	78
Tabela 13 – Esforços de cálculo da combinação quase permanente.	78
Tabela 14 – Esforços de cálculo da combinação rara.....	78
Tabela 15 – Cálculo da força de protensão necessária.	79
Tabela 16 – Cálculo das tensões durante o ato da protensão.....	80
Tabela 17 – Cálculo das tensões em serviço.	80
Tabela 18 – Cálculo do momento resistente sem armadura passiva.	81
Tabela 19 – Cálculo da armadura passiva da longarina.	82
Tabela 20 – Propriedades da longarina para cálculo das armaduras resistentes ao esforço cortante e a torção.....	83
Tabela 21 – Verificação de solicitações combinadas.	83
Tabela 22 – Cálculo das armaduras resistentes ao esforço cortante e a torção.	83
Tabela 23 – Correção da armadura resistentes ao esforço cortante em função da tensão de fadiga.	84
Tabela 24 – Correção da armadura resistente a torção em função da tensão de fadiga.	84
Tabela 25 – Quantidade total de armadura vertical.	84
Tabela 26 – Cálculo dos carregamentos atuantes na laje.	85
Tabela 27 – Tabela de Rüsç Nr. 27.	85
Tabela 28 – Dimensionamento da laje.	86

Tabela 29 – Cálculo da tensão de cisalhamento atuante na laje.....	87
Tabela 30 – Cálculo da tensão de cisalhamento resistente da laje.	87
Tabela 31 – Comparação dos resultados entre o dimensionamento tradicional e o programado.	88
Tabela 32 – Custo da solução adotada inicialmente.....	89
Tabela 33 – Custo da solução ótima para a ponte de 35x16,2 m.	90
Tabela 34 – Resultados ótimos locais de cada grupo de f_{ck}	92
Tabela 35 – Resultados ótimos locais dos grupos de mesmo N_{lg} e f_{ck}	95
Tabela 36 – Resultados ótimos locais dos grupos de mesmo H_{lg} , N_{lg} e f_{ck}	97
Tabela 37 – Custo por volume de concreto dos resultados ótimos dos grupos de mesmo H_{lg} , $N_{lg} = 6$ e $f_{ck} = 45$ MPa.....	99
Tabela 38 – Resultados ótimos locais do grupo de mesmo H_{lj} , H_{lg} , N_{lg} e f_{ck}	101
Tabela 39 – Resultados ótimos locais do grupo de mesmo E_{lg} , H_{lj} , H_{lg} , N_{lg} e f_{ck}	102

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	I
LISTA DE TABELAS.....	III
SUMÁRIO.....	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETIVOS.....	3
1.1.1. Objetivo geral	3
1.1.2. Objetivos específicos.....	3
1.2. JUSTIFICATIVA DO TEMA ABORDADO	4
1.3. RESUMO DOS CAPÍTULOS	4
2. REVISÃO DA LITERATURA	6
2.1. UM PROGRAMA PARA PROJETO ÓTIMO DE PONTES RODOVIÁRIAS DE CONCRETO PROTENDIDO - TORRES ET AL. (1966)	6
2.2. OTIMIZAÇÃO DO SISTEMA DE PONTE DE LONGARINAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADAS E PROTENDIDAS - LOUNIS E COHN (1993)	8
2.3. UMA APLICAÇÃO DA PROGRAMAÇÃO LINEAR PARA PROJETO DE PONTES COM LONGARINAS PROTENDIDAS PADRONIZADAS – FERREIG (1994) ...	11
2.4. PROJETO ASSISTIDO POR COMPUTADOR DE PONTES RODOVIÁRIAS DE CONCRETO PROTENDIDO - APARICIO ET AL. (1996).....	12
2.5. OTIMIZAÇÃO DE CUSTO DE INFRAESTRUTURA DE PONTES EM CONCRETO ARMADO – HASSANAIN E LOOV (2003)	13
2.6. OTIMIZAÇÃO DO PROJETO DE PONTES PROTENDIDAS PRÉ-MOLDADAS PELO MÉTODO DOS ALGORITMOS GENÉTICOS – OLIVIERI (2004).....	14
2.7. CUSTO ÓTIMO DE PROJETO DE PONTE DE LONGARINAS I PÓS TENSIONADAS UTILIZANDO ALGORITMO DE OTIMIZAÇÃO GLOBAL – AHSAN AT AL. (2012).....	17
2.8. CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA (CAR).....	21
3. ROTEIRO PARA DIMENSIONAMENTO DE TABULEIRO DE PONTES EM CONCRETO COMPOSTO POR LONGARINAS DE SEÇÃO I PRÉ-MOLDADAS E PÓS-TENSIONADAS.....	22
3.1. OBTENÇÃO DOS ESFORÇOS ATUANTES NAS LONGARINAS.....	22
3.1.1. Cargas móveis e coeficiente de impacto adotados nas pontes brasileiras	22

3.1.2.	Processo de Fauchart	25
3.1.3.	Análise matricial pelo método da rigidez de vigas sobre apoios elásticos	27
3.1.4.	Trens de Carga e envoltória de esforços	32
3.1.5.	Coefficiente de majoração dos esforços	32
3.2.	CÁLCULO DA FORÇA DE PROTENSÃO NECESSÁRIA	34
3.3.	ESTADO-LIMITE ÚLTIMO NO ATO DA PROTENSÃO	36
3.4.	VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES EM SERVIÇO	37
3.5.	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL RESISTENTE A FLEXÃO DA LONGARINA	37
3.5.1.	Verificação da necessidade de armadura passiva	38
3.5.1.	Dimensionamento da armadura passiva	41
3.6.	ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS	43
3.7.	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA RESISTENTE A FORÇA CORTANTE E A TORÇÃO DA LONGARINA	44
3.8.	DIMENSIONAMENTO DA LAJE	48
3.8.1.	Dimensionamento da armadura resistente a flexão da laje	48
3.8.2.	Dimensionamento da armadura resistente a força cortante da laje	52
4.	FUNÇÃO OBJETIVO	55
5.	ALGORITMO DESENVOLVIDO EM MATLAB®	58
5.1.	INTERFACE GRÁFICA DO USUÁRIO	61
5.2.	MONTAR PROCESSO DE FAUCHART	62
5.3.	MONTAR <i>Klocal</i>	63
5.4.	MONTAR <i>Kglobal</i>	63
5.5.	MONTAR COEFICIENTES DE MOLA	63
5.6.	CÁLCULO DA INFLUÊNCIA	63
5.7.	MONTAR VETOR DE CARREGAMENTOS	64
5.8.	MONTAR TRENS DE CARGA E CALCULAR ESFORÇOS NAS LONGARINAS	64
5.9.	DIMENSIONAMENTO	65
5.10.	ORÇAMENTO	68
5.11.	RELATÓRIO	68
6.	DIMENSIONAMENTO DE UM TABULEIRO HIPOTÉTICO UTILIZANDO OS MÉTODOS TRADICIONAIS E O ALGORITMO DESENVOLVIDO	69

6.1.	DIMENSIONAMENTO UTILIZANDO MÉTODOS TRADICIONAIS	70
6.2.	DIMENSIONAMENTO UTILIZANDO O ALGORITMO DESENVOLVIDO	87
6.3.	OTIMIZAÇÃO DO TABULEIRO HIPOTÉTICO.....	89
7.	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	91
7.1.	INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO f_{ck} NO CUSTO DO TABULEIRO	92
7.2.	INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO NÚMERO DE LONGARINAS N_{lg} NO CUSTO DO TABULEIRO.....	94
7.3.	INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA ALTURA DA LONGARINA H_{lg} NO CUSTO DO TABULEIRO.....	96
7.4.	INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA ALTURA DA LAJE H_{lj} NO CUSTO DO TABULEIRO	99
7.5.	INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO COMPRIMENTO DO ENRIJECIMENTO DA ALMA DA LONGARINA E_{lg} NO CUSTO DO TABULEIRO	102
8.	CONCLUSÕES	104
8.1.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	105
	REFERÊNCIAS	106
	ANEXOS	110

1. INTRODUÇÃO

É possível que as primeiras pontes tenham surgido por acaso, quando as árvores atingiam certa idade ou sofriam com os ventos de tempestades e caíam sobrepondo um rio ou um acidente natural. O homem, orientado pelas suas necessidades, aprendeu com a natureza – começou a derrubar ele próprio as árvores e a mover pedras, nascendo, assim, as primeiras pontes.

Durante o império romano o sistema viário tinha grande importância, pois era utilizado por militares, civis e comerciantes. Segundo Costa (2009, p. 2.10) a ponte de pedra em arco abobadado mais antiga de que se tem conhecimento é a ponte de Aemilius (Figura 1), datada de 142 a.C.

Figura 1 - Ponte de Aemilius, Roma, Itália 142 a.C.



Fonte: <http://rolfgross.dreamhosters.com/Rome-Guide/Bridges/Bridges.html> (acessado em 19/08/2015).

Com a evolução dos processos construtivos e materiais, diversos tipos de pontes foram desenvolvidos para suprir o aumento da demanda por infraestrutura. Atualmente, as pontes mais comuns são de concreto, madeira e aço, podendo, também, apresentar a combinação

entre estes materiais. As pontes, ainda, podem ser em laje, laje apoiada sobre vigas, caixão, estaiada entre outros.

De acordo com Eller (2011), mais da metade do volume de cargas transportado no Brasil é pelo modal rodoviário.

As condições insatisfatórias do sistema têm onerado os produtos brasileiros com custos elevados de frete e manutenção de veículos, reduzindo sua competitividade. A necessidade constante de investimentos em conservação das rodovias faz com que os recursos públicos nunca pareçam suficientes para manter a qualidade do sistema.(Eller, 2011, p. 2).

Investimentos para recuperação e duplicação estão sendo realizados bem como concessões, mas ainda assim são insuficientes para suprir a carência existente do país. Martins, Soares e Cammarata (2013) estimam que seria necessária a construção de 21 mil quilômetros de malha rodoviária para que se possa reduzir significativamente o tempo de transporte, o número de acidentes e o custo do frete no Brasil.

Viadutos e pontes, que são comumente denominados obras de arte especiais, são um dos itens mais importantes quando se trata de infraestrutura rodoviária, pois possuem um custo elevado e demandam um planejamento refinado.

Pontes de múltiplas longarinas de seção I, protendidas e pré-moldadas estão sendo amplamente difundidas no Brasil, uma vez que são ideais para viadutos de vãos curtos a médios (20 a 60m) devido ao seu peso próprio moderado, eficiência estrutural, facilidade de fabricação, rápida construção e facilidade de manutenção (PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (PCI), 2003 apud AHSAN, 2004).

O projeto deste e de alguns outros tipos de estrutura é desenvolvido com base em uma configuração inicial, esta configuração vem, por vezes, da experiência, intuição e criatividade do projetista estrutural, outras vezes de limitações arquitetônicas e até mesmo por tabelas de pré-dimensionamento. Partindo de tal configuração inicial, o engenheiro projetista calcula os valores das variáveis dependentes e verifica se esta solução cumpre os requisitos e especificações mínimas das normas. Geralmente, este processo de concepção tem resultado em projetos conservadores que não são os melhores possíveis. Como existem outras opções de configurações iniciais provavelmente existem outras soluções que atendam aos requisitos, havendo, entre essas, uma que apresenta o menor custo.

Partindo deste princípio e considerando a crescente capacidade de cálculo dos processadores aliada ao baixo custo desta operação, empresas que utilizam apenas uma opção

de configuração inicial para projetos não conseguem competir com outras que utilizam processos de otimização.

O processo de otimização consiste no modo inteligente de buscar entre as inúmeras possibilidades a que apresenta a melhor solução para um problema. É necessário identificar as variáveis e os limites de variação envolvidas. Posteriormente, é necessário a escolha de um parâmetro de comparação entre as soluções para que se possa definir qual é a solução ótima. Processos de otimização já são amplamente utilizados na engenharia civil, como por exemplo: dosagem de materiais, projeto de redes de abastecimento de água, gerenciamento de linhas de transporte público e, também, na engenharia estrutural, com o objetivo de minimizar custos.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo otimizar, em relação ao custo, tabuleiros de pontes ou viadutos compostos por múltiplas longarinas com seção I, pré-moldadas e protendidas utilizando um sistema de pós-tensão, sujeitos as cargas prescritas nas normas brasileiras (NBR 7187:2003 e NBR 7188:2013).

1.1.2. Objetivos específicos

Com tal estudo pretende-se elaborar um *software* para pré-dimensionamento ótimo deste tipo de estrutura, no qual, posteriormente, os usuários, de posse do vão e largura do viaduto, encontrarão as informações básicas de pré-dimensionamento necessárias para a elaboração de um projeto mais econômico. O usuário encontrará como resultado no *software* de pré-dimensionamento cinco propriedades: o número de longarinas, as características da longarina (entre as 11 seções disponíveis no banco de dados do *software*), a altura da laje, o comprimento enrijecido da cabeceira da longarina e a resistência característica do concreto (f_{ck}).

Para alcançar este objetivo, foi elaborado um algoritmo em *MATLAB*® no qual todo o dimensionamento deste tipo de estrutura é automatizado, tendo como variáveis de entrada apenas o vão longitudinal e a largura do viaduto. O algoritmo, então, realizará todos os dimensionamentos possíveis, dentro das limitações apresentadas posteriormente, e, utilizando uma função de custo, organizará os resultados a fim de apresentar os mais econômicos dentro da segurança das normas brasileiras.

1.2. JUSTIFICATIVA DO TEMA ABORDADO

Apesar deste tipo de estrutura ser amplamente utilizada no Brasil, existe pouca literatura técnica a respeito. Assim sendo, este trabalho apresenta uma das principais técnicas utilizadas para análise e os principais requisitos e verificações das normas brasileiras, servindo como literatura técnica para futuros trabalhos.

Existem muitos trabalhos sobre otimização de custos de estruturas na literatura, Cohn e Dinovitzer (1994) estimam que até o ano de 1994 existiam cerca de 150 livros e 2500 artigos publicados. Já quando se aborda o assunto de otimização de viadutos de longarinas com seção I, são encontrados alguns poucos trabalhos na literatura internacional e apenas um trabalho na literatura nacional. Hassasain e Loov (2003) apresentam um estado da arte sobre otimização de custo de pontes em concreto e cita dezesseis artigos internacionais. Este trabalho busca seguir as sugestões de trabalhos futuros da literatura nacional aumentando, assim, a bibliografia técnica na área.

1.3. RESUMO DOS CAPÍTULOS

O capítulo 1 apresenta uma breve introdução do tema e a necessidade de pesquisas que o envolvam. Ainda neste capítulo são apresentados os objetivos, justificativas e a estrutura do trabalho.

O capítulo 2 constitui-se da síntese dos trabalhos de diversos autores, destacando as variáveis otimizadas e os processos de otimização utilizados.

Já no capítulo 3, é apresentado um roteiro de dimensionamento de viadutos de longarinas I protendidas, que é utilizado para o desenvolvimento do *software* seguindo as principais recomendações das normas brasileiras, seguidas de suas respectivas fontes, bem como os métodos utilizados para o desenvolvimento dos cálculos.

O capítulo 4 mostra quais variáveis a função de custo considera seguido dos preços e dos índices de correção utilizados para classificação dos resultados.

O funcionamento do algoritmo desenvolvido é apresentado no capítulo 5, sendo que este demonstra quais foram às soluções encontradas, assim como a estrutura utilizada para elaboração do *software*.

Para validar o programa desenvolvido, o capítulo 6 exhibe o dimensionamento de um mesmo tabuleiro utilizando os métodos tradicionais e utilizando o algoritmo do *software*. Posteriormente, são comparados os resultados entre estes dois a fim de detectar divergências. Por fim este mesmo tabuleiro é otimizado pelo programa de otimização desenvolvido.

Já no capítulo 7, é discutida a influência que cada variável tem no custo total da estrutura.

Ao fim, no capítulo 8 estão dispostas as conclusões gerais do trabalho e elencadas as sugestões que podem ser desenvolvidas em trabalhos futuros.

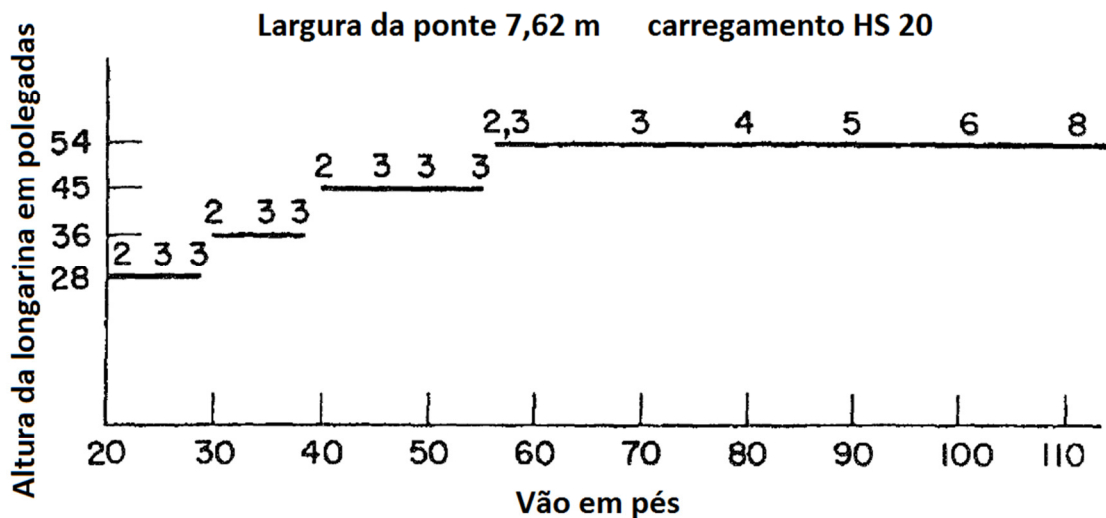
2. REVISÃO DA LITERATURA

Neste capítulo serão apresentadas sínteses de trabalhos de diversos autores sobre a análise, dimensionamento e otimização de pontes ou viadutos compostos por longarinas de seção I. Nesta revisão, será priorizado apresentar ao leitor as variáveis independentes envolvidas na formulação, a função a ser minimizada, o método de otimização, os resultados e conclusões de cada trabalho.

2.1. UM PROGRAMA PARA PROJETO ÓTIMO DE PONTES RODOVIÁRIAS DE CONCRETO PROTENDIDO - TORRES ET AL. (1966)

Torres et al. (1966) realizaram no M.I.T. (Instituto de Tecnologia de Massachusetts) um estudo pioneiro nesta área, utilizando o método da programação linear, desenvolveram um *software* para procurar o projeto ótimo de pontes de um único vão, protendidas e pré-moldadas utilizando em seu banco de dados as vigas *AASHO*. Os autores utilizaram como variáveis independentes o número de longarinas, a altura da longarina, o nível de protensão e a excentricidade da protensão. O *software* foi utilizado, então, para desenvolver uma série de gráficos apresentando os resultados encontrados. Os gráficos foram separados por largura, 50 pés e 25 pés (15,24 m e 7,62 m) e classe do veículo tipo HS20 e HS15, esses gráficos apresentam para diferentes comprimentos de vão longitudinal a altura e a quantidade de longarinas que fornecem o solução mais econômica.

Figura 2 - Quantidade e altura ótima de longarinas para pontes com largura de 7,62 metros e veículo tipo HS 20 largura (1 pé = 30,48 cm e 1 polegada = 2,54 cm).



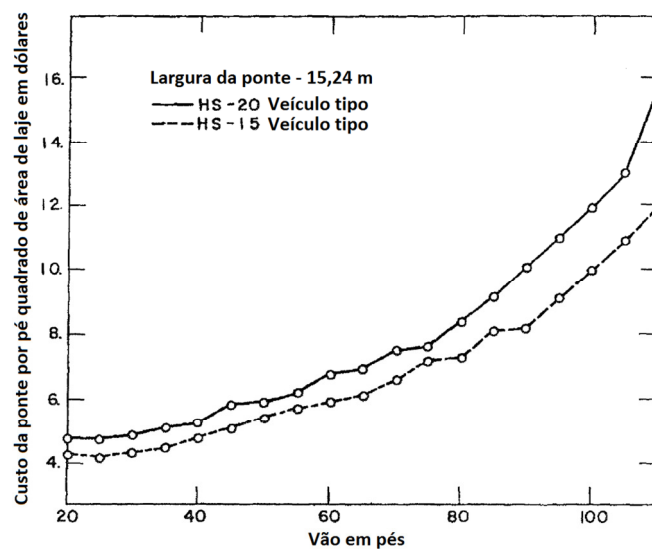
Fonte: Adaptado de Torres et al, 1966, p. 67.

A função de custo utilizada pelos autores depende de seis parâmetros, sendo eles:

- Custo do concreto;
- Custo do aço da armadura passiva;
- Custo do aço para protensão;
- Custo da laje;
- Custo associado a cada longarina incluindo o transporte e o içamento;
- Custo indireto de projeto e execução de longarinas com alturas maiores.

Como resultado também foi apresentado um gráfico do custo por metro quadrado da solução ótima em função do vão longitudinal.

Figura 3 – Custo da solução ótima para uma ponte com 50 pés de largura (1 pé = 30,48 cm)



Fonte: Adaptado de Torres et al, 1966, p. 69.

As principais conclusões dos autores foram que o espaçamento ótimo entre as longarinas é cerca de 9 pés, ou seja, aproximadamente 2,75 metros e, utilizando um veículo tipo mais leve, a faixa de soluções em que cada longarina apresenta o resultado ótimo ficou maior.

2.2. OTIMIZAÇÃO DO SISTEMA DE PONTE DE LONGARINAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADAS E PROTENDIDAS - LOUNIS E COHN (1993)

Lounis e Cohn (1993) desenvolveram uma pesquisa na Universidade de Waterloo na qual identificaram três níveis de otimização, sendo que o impacto econômico global é maior nos níveis mais altos. Segundo os autores os níveis são:

Nível 1: *Otimização de peças*, é o processo mais divulgado. Trata-se da otimização dos componentes isolados da estrutura, por exemplo: seção transversal da longarina, altura da laje, nível de protensão e traçado do cabo de protensão.

Nível 2: *Otimização da configuração do layout*, este nível concentra-se em encontrar a combinação ideal de arranjos de componentes longitudinais e transversais dentro de um determinado sistema de pontes. Como exemplo deste nível de otimização, os autores citam a variação de: número de vãos, condições de suporte (tabuleiro contínuo ou bi-apoiado), número de longarinas entre outros. Os autores comentam, ainda, que neste nível de otimização são encontrados menos trabalhos que no nível 1.

Nível 3: *Otimização de sistema*, este nível envolve a otimização das características globais do sistema estrutural incluindo: materiais (aço, concreto e madeira), tipo estrutural (laje, longarinas, caixão, estaiada, etc...), configuração do *layout* e componentes individuais. Os autores informam que poucos trabalhos tentaram resolver este sistema, sendo este o mais complexo e o que causa o maior impacto econômico.

Os autores classificam o trabalho que eles desenvolveram em 1993 como uma otimização de nível 2. Para pontes de vão longitudinal L variando de 10 m a 90 m e a largura transversal W variando entre de 8 m a 16 m, Lounis e Cohn utilizaram um método de otimização não-linear com o programa GAMS/MINOS inspirado no Algoritmo Lagrangeano para minimizar a função de custo. Essa função incluía o custo por metro da viga pré-moldada abarcando: custo de fabricação; do serviço de protensão; da entrega e do içamento; considerava, também: o custo do concreto da laje e das armaduras passivas e protendidas.

O dimensionamento seguiu as restrições e limites de serviço prescritos no OHBDC-1983 (Normas de Projeto de Pontes Rodoviárias de Ontário). O veículo tipo utilizado como carregamento seguiu as especificações da Classe A, que é compatível com o HS-20 da norma AASHTO.

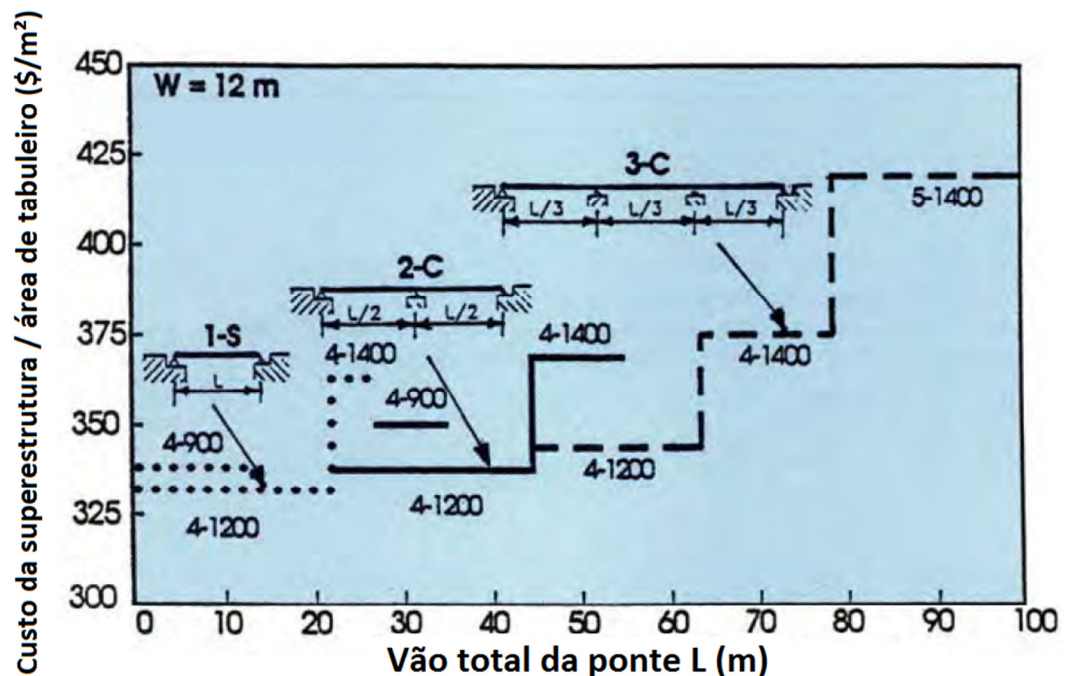
Os pesquisadores utilizaram como variáveis independentes: o número de vãos longitudinais (variando de um a três podendo ser contínuos ou bi-apoiados); o número de

longarinas e a altura da longarina variando entre três seções transversais da CPCI (Instituto Canadense de Concreto Protendido) com 0,90 m, 1,20 m e 1,40 m de altura.

Para exposição dos resultados, os autores apresentaram para cada largura W um gráfico de vão longitudinal L (m) por custo ($\$/m^2$). Nestes gráficos (

Figura 4), as linhas pontilhadas, contínuas e tracejadas representam as soluções em vão único, dois vãos contínuos e três vãos contínuos, respectivamente. Já o número e a altura das longarinas estão dispostos abaixo de cada faixa de solução ótima.

Figura 4 - Sistema ótimo para pontes com largura de 12 m.



Fonte: Adaptado de Lounis e Cohn, 1993, p. 70.

Uma forma de expor a variação de custo entre as soluções também foi apresentada pelos autores, sendo que esses desenvolveram uma tabela (Figura 5) na qual as colunas representam a quantidade de vãos e a altura das longarinas e as linhas mostram o vão longitudinal e a largura transversal. Com essas duas informações, é encontrado o custo de cada combinação em particular. Esta tabela também é complementada por outra similar, na qual a intercessão entre linhas e colunas apresenta o número de longarinas e o espaçamento entre elas.

Figura 5 – Custo mínimo da superestrutura por área de laje (\$/m²) para cada sistema investigado com valores ótimos destacados.

Vão da ponte L (m)	Largura da ponte W (m)	1-S			2-S			2-C			3-S			3-C		
		900	1200	1400	900	1200	1400	900	1200	1400	900	1200	1400	900	1200	1400
10	8	363	352	388												
	12	341	332	363												
	16	331	322	351												
15	8	363	352	388												
	12	384	332	363												
	16	395	322	351												
20	8		352	388	441	433	470	371	365	403						
	12		332	363	420	413	446	349	344	378						
	16		352	351	409	403	434	339	333	366						
25	8		413	388	426	417	454	370	363	401						
	12		413	363	404	397	430	348	342	376						
	16		443	351	426	387	417	353	332	364						
30	8			460	415	406	443	368	361	399	467	460	498	374	369	376
	12			460	437	386	419	346	340	374	446	440	473	353	348	383
	16			424	447	376	406	367	330	361	435	430	461	342	337	371
40	8					393	429		358	396	441	433	470	372	366	379
	12					373	405		338	371	463	413	446	351	346	381
	16					393	393		328	359	473	403	434	360	335	369
45	8					449	424		387	395	432	424	461	371	364	381
	12					409	400		377	371	454	404	437	349	344	380
	16					449	424		372	359	465	394	425	371	333	368
50	8					445	421		416	394	426	417	453	370	363	382
	12					445	397		416	370	447	398	429	348	343	379
	16					476	384		416	358	458	387	417	370	332	366
60	8						488			464		406	443		362	383
	12						488			416		386	418		342	376
	16						451			428		406	406		331	363
75	8											456	432		421	385
	12											456	407		426	374
	16											487	395		382	362
90	8												497			457
	12												497			422
	16												460			433

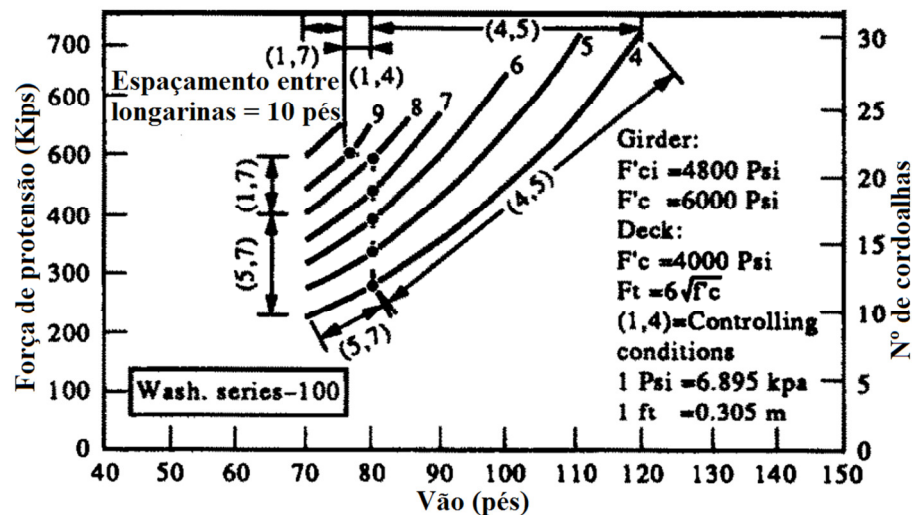
Fonte: Adaptado de Lounis e Cohn, 1993, p. 67.

Lounis e Cohn (1993) concluem que, além do método apresentar economias significativas entre diferentes configurações de tabuleiros, nota-se que tabuleiros simplesmente apoiados representam a solução ideal para vãos longitudinais até 27 m; dois vãos contínuos é a solução ótima para vãos entre 28 e 44 m; e três vãos simétricos contínuos são indicados para vãos entre 55 e 100 m. Para os comprimentos de pontes de 44 a 55 m, são indicados como solução ideal tanto dois como três vãos contínuos. É importante salientar que neste estudo não estão sendo considerados os custos da infraestrutura, sendo este um item que influencia diretamente no custo global da estrutura.

2.3. UMA APLICAÇÃO DA PROGRAMAÇÃO LINEAR PARA PROJETO DE PONTES COM LONGARINAS PROTENDIDAS PADRONIZADAS – FERREIG (1994)

Ferreig (1994), na Universidade do Kuwait, linearizou o problema de otimização de concreto protendido para encontrar a mínima força de protensão necessária para determinada seção. Sendo assim, o autor elaborou gráficos (Figura 6) de pré-dimensionamento que são utilizados para determinar a força de protensão necessária para seção transversal da longarina escolhida para qualquer vão e o espaçamento entre as longarinas escolhido.

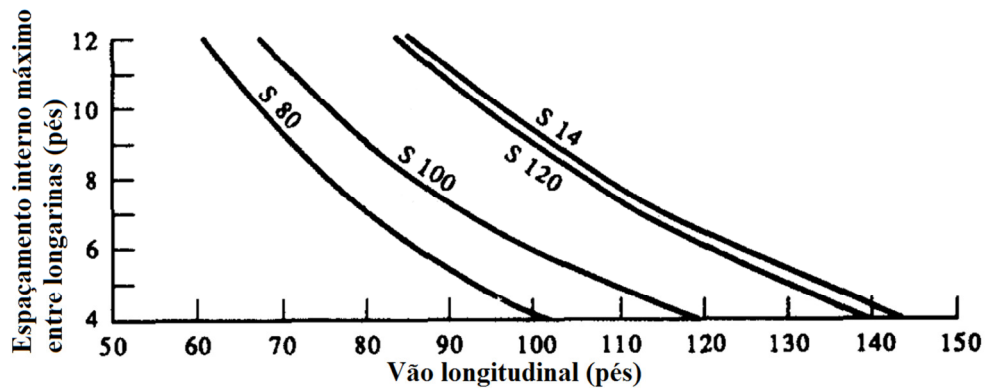
Figura 6 - Gráfico de pré-dimensionamento para a longarina de 100 cm.



Fonte: Adaptado de Ferreira, 1994, p. 461.

O autor relata que estudos anteriores realizados por ele e por outros pesquisadores indicam que o maior espaçamento possível entre as longarinas resulta na solução mais econômica. Portanto, o autor desenvolveu outro gráfico (Figura 7) no qual, para cada seção de longarina, é encontrado o maior espaçamento possível entre elas.

Figura 7 – Vãos máximos possíveis para diferentes espaçamentos de longarinas.



Fonte: Adaptado de Fereig, 1994, p. 462.

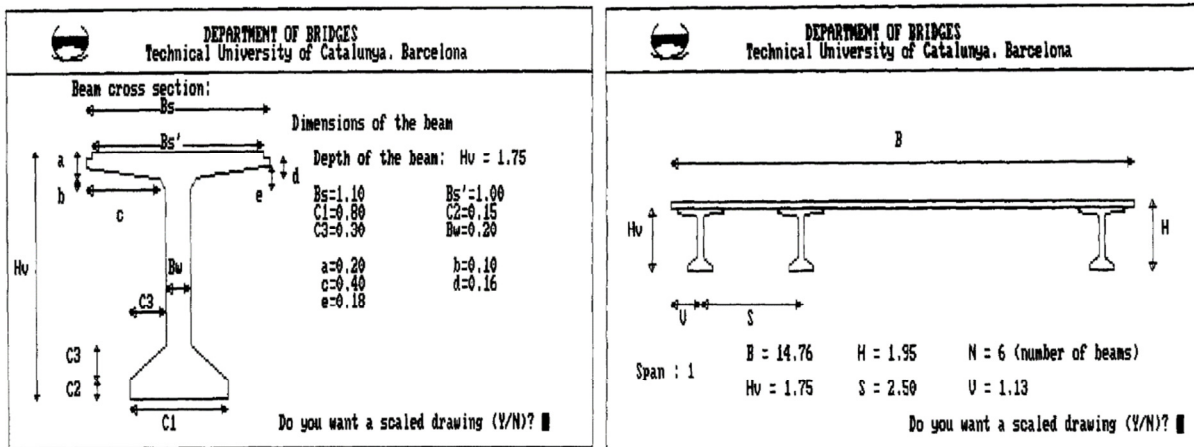
Utilizando estes dois tipos de gráficos, o autor sugere que o processo de otimização seja realizado da seguinte maneira: conhecendo o vão da ponte e utilizando o gráfico da Figura 7, são propostas diferentes opções de seções de longarinas e espaçamentos máximos, a partir das quais utiliza-se os outros gráficos como o da Figura 6 para determinar a força de protensão. Com estas informações, é possível calcular o custo das longarinas que, somado ao valor da laje, representa o custo total da superestrutura de cada opção.

Assim, o autor conclui que, utilizando os gráficos desenvolvidos por ele, o processo de otimização fica simplificado, sendo possível selecionar a longarina, o número de longarinas e a força de protensão que fornece a solução mas econômica para um determinado vão.

2.4. PROJETO ASSISTIDO POR COMPUTADOR DE PONTES RODOVIÁRIAS DE CONCRETO PROTENDIDO - APARICIO ET AL. (1996)

Aparicio et al (1996) desenvolveram, na Universidade da Catalunha, um *software* para projeto assistido por computador de pontes rodoviárias em concreto protendido. O *software* desenvolvido pode projetar pontes de longarinas com seção I pré-moldadas, pré-tensionadas ou pós-tensionadas, sendo de vão simplesmente apoiado ou de vãos contínuos, pontes de lajes maciças ou lajes alveolares e pontes do tipo caixão com inércia variável lançadas pelo método dos balanços sucessivos. A partir de dados geométricos básicos, o *software* dimensiona a estrutura fornecendo a quantidade de cordoalhas, a força de protensão, a área de aço passivo, e o volume de concreto. O *software* também fornece o custo de todos os outros componentes como: laje, barreiras de contenção, pilares e fundações.

Figura 8 – Telas de entrada de dados do software desenvolvido por Aparicio et al.



Fonte: Aparicio et al, 1996, p. 958 e 959.

O dimensionamento foi programado no *software* seguindo os limites e restrições do *C.E.B/F.I.P. model code 90* (Comitê Europeu do Concreto/Federação Internacional da Protensão).

Os autores concluem em seu trabalho que, como o *software* desenvolvido calcula o projeto todo e estima o custo em um período curto de tempo (menos de duas horas), esse pode ser otimizado por um processo iterativo. Dessa forma, o *software* possibilita sua utilização como uma ferramenta para tomada de decisão, permitindo estudos comparativos entre diferentes soluções.

2.5. OTIMIZAÇÃO DE CUSTO DE INFRAESTRUTURA DE PONTES EM CONCRETO ARMADO – HASSANAIN E LOOV (2003)

O trabalho desenvolvido por Hassanain e Loov (2003) na Universidade de Calgary se concentra em mostrar a importância do desenvolvimento de pesquisas na área de otimização de estruturas de ponte em concreto armado. Os autores fazem uma revisão bibliográfica apresentando o estado da arte neste tema, citando diversos trabalhos desenvolvidos até então. Assim, os pesquisadores apontam que esta tendência de buscar o projeto ótimo deve-se ao advento de computadores de alta performance de baixo custo, ao desenvolvimento de métodos de análise estrutural e técnicas de programação matemática. Esses avanços fizeram com que tanto a análise estrutural como o dimensionamento se tornassem relativamente simples.

Neste artigo são citados trabalhos que tem como tema a otimização ou a automação do projeto de pontes em concreto, não se restringindo apenas às pontes com longarinas I. Os autores comentam, além disso, que existe uma lacuna entre a quantidade de artigos e livros

publicados que tratam da teoria e os que aplicam os processos de otimização, sendo que essa diferença é ainda maior quando no que se refere aos processos de otimização de custo de estruturas de pontes em concreto.

Os autores concluem que as técnicas computacionais de otimização amadureceram durante as últimas quatro décadas e são de muita ajuda para o processo criativo de encontrar a melhor solução de projeto. Acrescentam, ainda, que o processo de otimização de custo de projeto deve incluir, além do custo inicial de concepção e construção, o custo de manutenção durante a vida útil da estrutura, sendo que algumas variáveis como a utilização de concreto de alto desempenho, barras de aço revestidas com epóxi ou inoxidáveis aumentam a vida útil e diminuem o custo de manutenção.

2.6. OTIMIZAÇÃO DO PROJETO DE PONTES PROTENDIDAS PRÉ-MOLDADAS PELO MÉTODO DOS ALGORITMOS GENÉTICOS – OLIVIERI (2004)

O trabalho desenvolvido por Olivieri (2004) na Universidade Federal do Rio de Janeiro foi, durante a pesquisa, o único estudo encontrado na literatura nacional que aborda o tema de otimização de custo de pontes. O autor elabora um programa em *Visual Basic*, no qual é procurado a solução ótima utilizando o método dos algoritmos genéticos para minimizar o custo de tabuleiros de pontes compostos por longarinas com seção I, pré-moldadas, pré-tensionadas e bi-apoiadas.

Segundo o autor, são utilizadas como variáveis independentes:

- Número de longarinas;
- Altura da seção da longarina, variando entre 0,50, 0,70, 0,85, 1,20, 1,40, 1,60 e 1,90 m com demais dimensões previamente disponíveis no banco de dados do programa;
- Número de cordoalhas;
- Espessura da laje.

Como valores de entrada, o algoritmo desenvolvido solicita a largura da ponte, o comprimento do vão, o momento fletor de projeto atuante na longarina, a área de estribos, a relação entre o espaçamento das longarinas, a altura da laje e as taxas de armadura transversal e longitudinal da laje. Sendo assim, a altura da laje é sempre em função do número de longarinas.

Figura 9 – Telas de entrada de dados do software desenvolvido por Olivieri (2004).

Dados de Projeto

Dados de Projeto

Larg. da Ponte (m) =

Compr. do Vão (m) =

M. de Projeto (N.m) =

Fyp (MPa) =

P. Concreto (R\$/m3) =

P. Aço Duro (R\$/kg) =

P. Aço Doce (R\$/kg) =

Opções

Opções:

As Costela (mm2) = (Área de uma barra de costela)

As Estribo (mm2) = (Área de uma barra de estribo)

ρ_1 (%) = (Tx. de armadura transv. da laje)

ρ_2 (%) = (Tx. de armadura long. da laje)

Esp / h laje = (Relação entre o espaçamento das vigas e a espessura de laje)

Lbal (m)* =

* caso queira definir o comprimento do balanço na seção transversal, preencha este campo, caso contrário deixe-o em branco e então seu valor será considerado como sendo metade do espaçamento entre vigas.

Fonte: Olivieri, 2004, p. 68 e 69.

A função de custo que deseja-se minimizar considera o seguintes parâmetros:

- Custo do concreto das longarinas;
- Custo da armadura de protensão;
- Custo da armadura para estribos e costelas;
- Custo do concreto da laje;
- Custo da armadura da laje.

No intuito de testar a capacidade de encontrar soluções econômicas com seu algoritmo, o autor selecionou três obras que possuíam as características que seu programa era capaz de otimizar e comparou os custos entre a solução executada e a ótima encontrada.

Tabela 1 – Resultados de economia apresentados por Olivieri (2004).

Exemplo Nº	Tipo de solução	Nº de longarinas	Armadura		Altura da longarina (m)	Custo (R\$)	Economia (%)
			Ativa (Nº de cord. 12,7mm)	Passiva (cm ²)			
1	Executada	4	16	30,04	0,85	52.076	13,13
	Ótima	4	11	0,00	1,60	45.239	
2	Executada	4	12	0,40	0,85	39.072	3,69
	Ótima	4	9	0,00	1,20	37.632	
3	Executada	5	19	0,00	1,40	91.428	2,57
	Ótima	5	15	0,00	1,90	89.077	

Fonte: Adaptado de Olivieri, 2004, p. 88, 93 e 97.

Olivieri (2004) conclui em seu trabalho que é possível encontrar o pré-dimensionamento ótimo sem a experiência do projetista ou pelo método de tentativa e erro. Foi observado, também, que a taxa geométrica de armadura de protensão nos resultados ótimos variaram pouco, ficando entre 0,48% e 0,40%. O algoritmo genético implementado realizou 1.250 avaliações para encontrar o resultado ótimo.

Ao final do seu trabalho, o autor apresenta 5 sugestões para trabalhos futuros:

1. Otimização de longarinas com armadura de flexão auxiliar a de protensão;
2. Implementação de algoritmo para dimensionamento da laje;
3. Incorporação de restrições como tensões limites nas fibras externas e deformações;
4. Cálculo da armadura resistente a força cortante;
5. Otimização de outras formas de seção transversal (otimização de Nível 3).

No software desenvolvido por Olivieri (2004), o momento fletor atuante na longarina precisa ser calculado previamente. O cálculo deste momento depende de vários fatores como: número de longarinas, seção da longarina e espessura da laje. Quando se altera algum desses fatores, o momento atuante na longarina também é alterado. O cálculo do momento é um processo oneroso e pode ser automatizado.

No presente trabalho, o cálculo do momento fletor é realizado de maneira automática pelo algoritmo, sendo diferente para cada uma das soluções testadas pelo programa. É importante ressaltar que o algoritmo desenvolvido também pretende implementar todas as sugestões feitas por Olivieri (2004), com exceção da quinta.

2.7. CUSTO ÓTIMO DE PROJETO DE PONTE DE LONGARINAS I PÓS TENSIONADAS UTILIZANDO ALGORITMO DE OTIMIZAÇÃO GLOBAL – AHSAN AT AL. (2012)

O estudo realizado por Ahsan at al (2012) na Universidade de Tecnologia e Engenharia de Bangladesh é o mais completo e desenvolvido até então no que tange a otimização de pontes de longarinas com seção I.

Segundos os autores, a solução ótima é uma alternativa para o processo tradicional de tentativa e erro. Os avanços nos métodos de otimização, nas ferramentas computacionais de análise numérica e a disponibilidade de poderosos processadores tem auxiliado significativamente o processo de desenvolvimento de projetos.

Respeitando os limites e as restrições da AASHTO (2002) e do veículo tipo HS-20 44, os autores utilizaram um algoritmo de otimização evolutiva (EVOP) para minimizar o custo de uma ponte de certa largura e comprimento, alterando as seguintes variáveis independentes:

- Número de longarinas;
- Seção transversal da longarina (Altura total, largura da mesa comprimida, altura da mesa comprimida, espessura da alma, largura da mesa tracionada e altura da mesa tracionada);
- Número de bainhas;
- Número de cordoalhas por bainha;
- Traçado da bainha;
- Espessura da laje.

A função de custo que o autor objetiva minimizar também é a mais completa de todos os trabalhos aqui apresentados, tendo os seguintes parâmetros:

- Custo concreto da longarina;
- Custo da fôrma da longarina;
- Custo de içamento da longarina;
- Custo do aço de protensão;
- Custo da bainha;
- Custo do equipamento de ancoragem;
- Custo do aço da armadura passiva da longarina;

- Custo do concreto da laje;
- Custo da fôrma da laje;
- Custo do aço da armadura da laje.

Para demonstrar a aplicação prática do *software* desenvolvido, o método foi aplicado em um projeto real de uma ponte de 750 m de extensão com vãos médios de 50 m por 12 m de largura. A comparação da configuração do projeto e do resultado ótimo está apresentada na Tabela 2 a seguir.

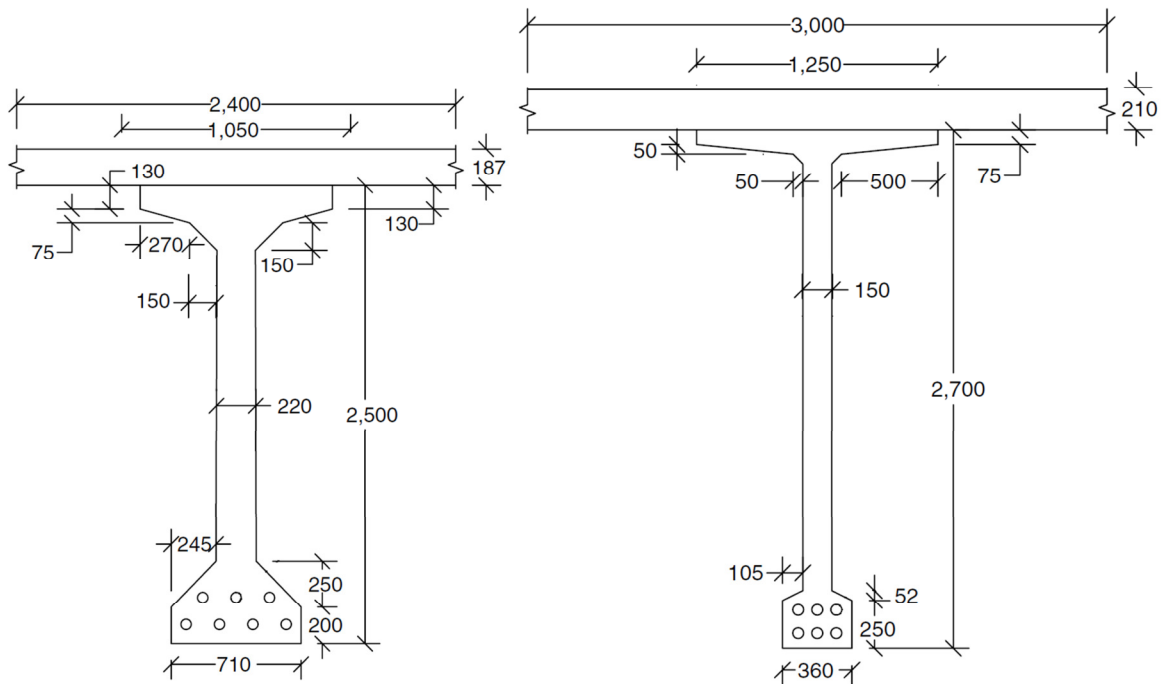
Tabela 2 – Projeto existente e projeto com custo otimizado.

<i>Variáveis de projeto</i>	<i>Projeto Existente</i>	<i>Projeto otimizado</i>
<i>Espaçamento entre longarinas (m)</i>	2,4	3,0
<i>Altura da longarina (mm)</i>	2.500	2.700
<i>Largura da mesa superior (mm)</i>	1.060	1.250
<i>Espessura da mesa superior (mm)</i>	130	75
<i>Transição da mesa superior (mm)</i>	75	50
<i>Largura da alma da longarina (mm)</i>	220	150
<i>Largura da mesa inferior (mm)</i>	710	360
<i>Espessura da mesa inferior (mm)</i>	200	250
<i>Número de cordoalhas por bainha</i>	12Ø12,7mm	8Ø15,2mm
<i>Número de bainhas</i>	7	6
<i>Posição da bainha mais baixa (mm)</i>	400	930
<i>Força de protensão inicial</i>	42,8%	53%
<i>Espessura da laje (mm)</i>	187,5	210
<i>Taxa de armadura principal da laje</i>	0,85%	0,63%
<i>Custo total por área de laje (\$/m²)</i>	175	113

Fonte: Adaptado de Ahsan, 2012, p. 280.

É importante comentar que, como os autores optaram por otimizar a seção da longarina como um todo, eles também inseriram no código do programa uma restrição quanto ao limite de esbeltez da longarina para impedir a ocorrência de flambagem lateral da mesma. Como se pode observar na Figura 10 a seguir, o algoritmo de otimização resulta em vigas visivelmente esbeltas.

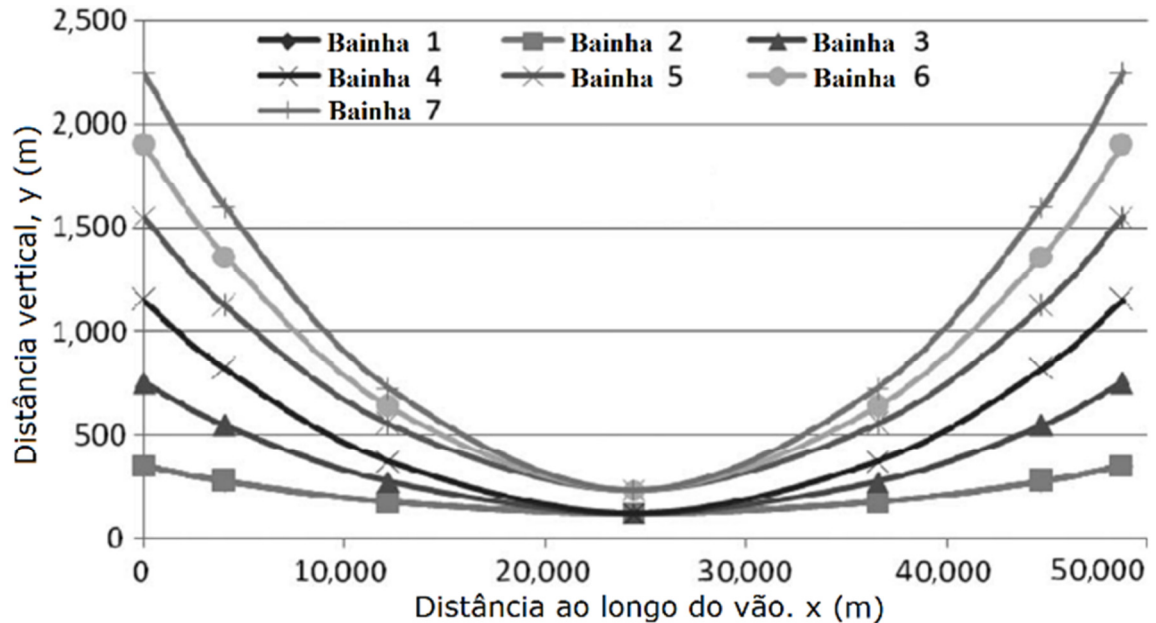
Figura 10 – Seção do projeto existente a esquerda e seção do projeto otimizado a direita (dimensões em milímetros).



Fonte: Adaptado de Ahsan, 2012, p. 280.

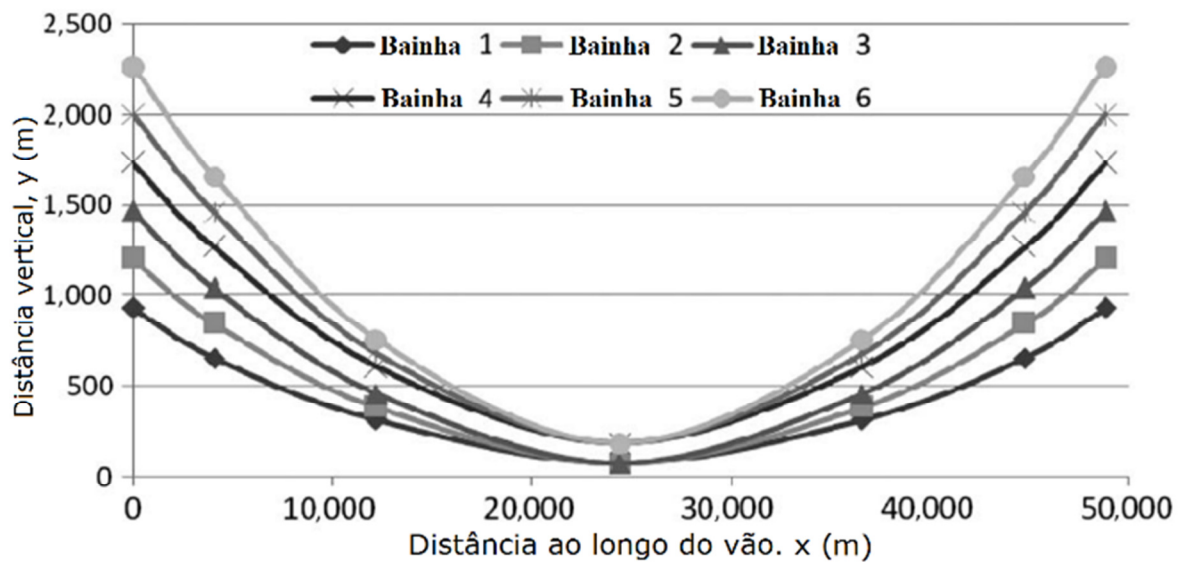
Outro resultado interessante apresentado neste trabalho foi o traçado ótimo das bainhas, pois a alteração do traçado pode fornecer combinações que favoreçam alguma seção quanto aos limites de tensão nas fibras externas. Outro fator importante é que diferentes traçados das bainhas resultam em diferentes perdas de protensão, influenciando no resultado da solução ótima.

Figura 11 – Traçado das bainhas no projeto existente.



Fonte: Adaptado de Ahsan, 2012, p. 281.

Figura 12 – Traçado das bainhas no projeto otimizado.



Fonte: Adaptado de Ahsan, 2012, p. 281.

Os autores concluem que a espessura da laje normalmente é suficiente para satisfazer a área de compressão necessária para resistir à flexão da longarina, sendo os valores ótimos de 21 a 22 cm. A largura da mesa superior é responsável pelo aumento da rigidez lateral da longarina, aumentando o fator de segurança contra a instabilidade lateral. As dimensões da mesa inferior são as mínimas possíveis para alojar as bainhas dos cabos de protensão. A

espessura da alma da longarina normalmente é a mínima possível. As restrições que ficam mais próximas dos limites nas opções ótimas são: as tensões de compressão na fibra superior quando atua somente o peso próprio, tensões de tração na fibra inferior em todas as combinações e fatores que influenciam na segurança contra estabilidade lateral.

Ahsan et al (2012, p. 283) afirmam ao final do estudo que “A moral deste trabalho é que no mundo altamente competitivo de hoje, a diligência não é mais suficiente para a sobrevivência; tudo tem que ser feito de forma inteligente e por meio da otimização”.

2.8. CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA (CAR)

As evoluções tecnológicas tanto dos processos executivos quanto do controle tecnológico e de projeto tem exigido do concreto um desempenho estrutural cada vez maior. Estes avanços, aliados a um melhor entendimento do comportamento mecânico do concreto e do aço, tem possibilitado estruturas concreto armado ou protendido cada vez mais arrojadas (VANDERLEI, 1999).

A norma brasileira para projeto de estruturas em concreto, em sua última revisão – NBR 6118:2014 – possibilita o dimensionamento de estruturas em concreto com resistência até 90 MPa.

O termo Concreto de Alta Resistência (CAR) só é utilizado para os concretos do grupo II definidos pela norma NBR 8953:2015 – Concreto para fins estruturais, sendo estes os com resistência característica igual ou superior a 55 MPa.

Segundo Mehta (1999, apud MENDES, 2002), a utilização do CAR não se justifica apenas pela melhora das propriedades mecânicas, mas também pelo aumento da durabilidade, pois a baixa relação água/cimento leva à diminuição da porosidade e conseqüentemente da permeabilidade, aumentando a vida útil da estrutura e reduzindo custos com manutenção.

Conforme Ruhden (2015) expõe, o desenvolvimento do concreto de alta resistência deu-se primeiramente com a utilização de aditivos superplastificantes como redutor de água e também pela adição de sílica ativa como material cimentício suplementar.

Rebmann (2011, p. 8) destaca que a produção de cimento é um processo altamente energético, sendo, na produção de 1.000 kg de cimento, emitidos em média 830 kg de CO₂ na atmosfera, dependendo do teor de clínquer utilizado. Peinado et al (2014, p. 3) comentam que a utilização da sílica ativa, além de aumentar a resistência do concreto – diminuindo, portanto, o consumo de cimento – é recomendada por questões técnicas e ambientais, uma vez que é um resíduo da produção de ligas metálicas.

3. ROTEIRO PARA DIMENSIONAMENTO DE TABULEIRO DE PONTES EM CONCRETO COMPOSTO POR LONGARINAS DE SEÇÃO I PRÉ-MOLDADAS E PÓS-TENSIONADAS.

Neste capítulo serão apresentadas as principais recomendações, limites e restrições das normas brasileiras seguidas de suas respectivas fontes, bem como os métodos utilizados para o desenvolvimento dos cálculos.

3.1. OBTENÇÃO DOS ESFORÇOS ATUANTES NAS LONGARINAS

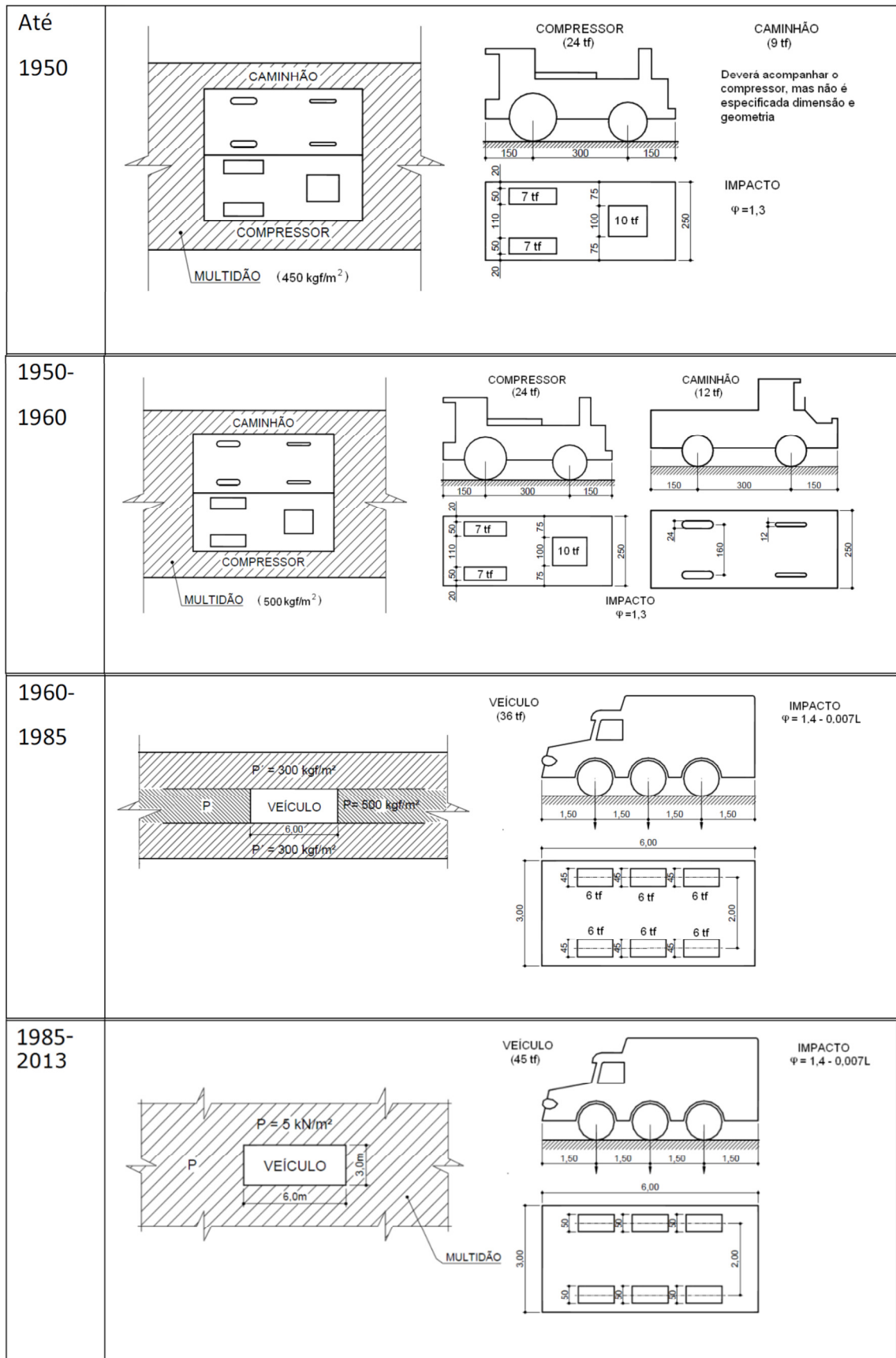
A NBR 7187:2003 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimentos especifica quais são os carregamentos que devem ser considerados para o dimensionamento de ponte. Sendo assim, as principais cargas que atuam em tabuleiros de pontes são o peso próprio da estrutura e as cargas móveis.

3.1.1. Cargas móveis e coeficiente de impacto adotados nas pontes brasileiras

A NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas apresenta, no item 5.1, a carga móvel e o veículo tipo que deve ser utilizado para dimensionar as pontes no Brasil. Esta norma já passou por diversas revisões, possuindo veículos tipo de 12 t, 24 t, 36 t e 45 t. Segundo Rossigali (2006, p. 40) os veículos tipo tiveram suas dimensões inspiradas nas normas alemãs, sendo o de 36 t correspondente a um tanque de guerra médio, já o veículo tipo de 45 t é uma atualização frente as mudanças de padrão do tráfego brasileiro.

Segundo o item 5.1.2.1 da NBR 7188:2013 – Dimensionamento de elementos estruturais, as cargas móveis devem ser multiplicadas pelo CIV (coeficiente de impacto vertical), servindo para simular o efeito dinâmico das cargas móveis de modo simplificado. Este coeficiente também foi alterado ao longo das revisões da norma e a Figura 13 mostra essa evolução.

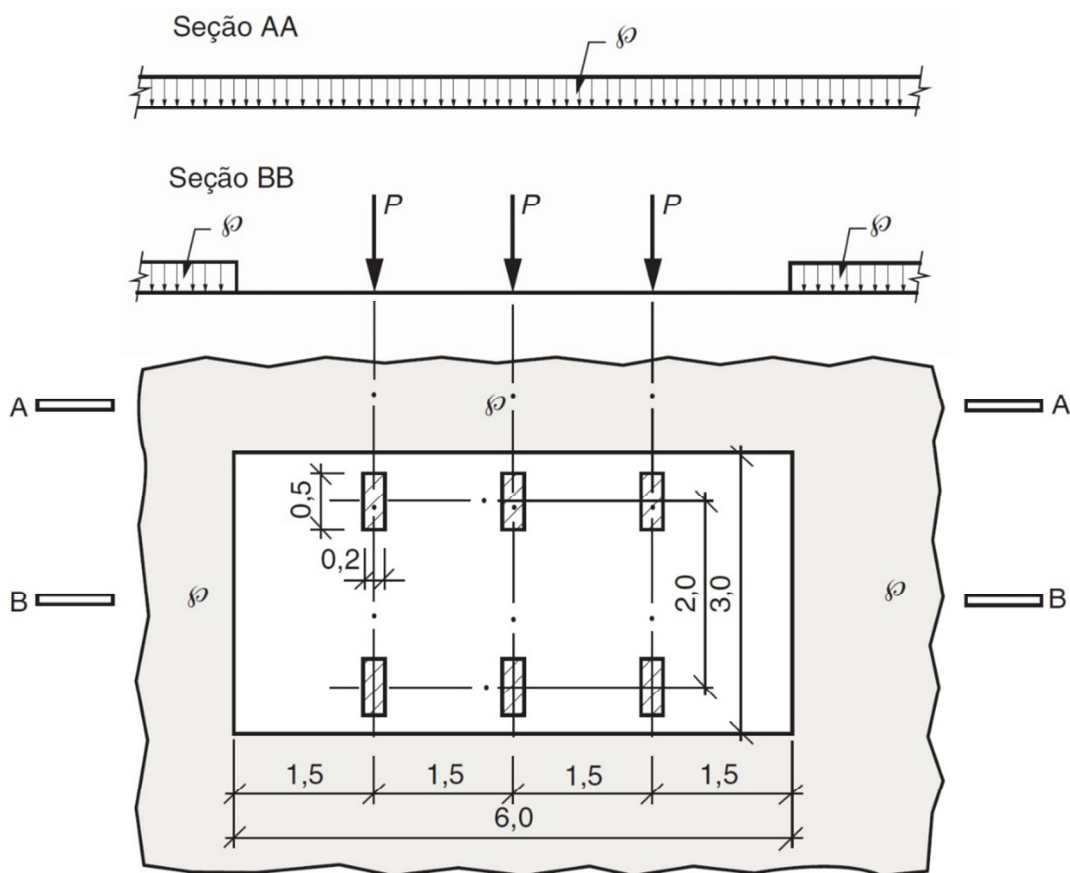
Figura 13 – Evolução da carga móvel brasileira e do coeficiente de impacto - CIV.



Fonte: Adaptado de Ahsan, 2012, p. 281.

Após a revisão de NBR 7188: 2013, as pontes devem ser dimensionadas para o veículo tipo de 450 kN e o coeficiente de impacto vertical é calculado pela Equação (1). Segundo esta norma “A carga móvel rodoviária padrão TB-450 é definida por um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas, $P = 75 \text{ kN}$, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de $18,0 \text{ m}^2$, circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5 \text{ kN/m}^2$ ”, conforme Figura 14.

Figura 14 – Carga móvel rodoviária padrão.



Fonte: Adaptado NBR 7188, (2013).

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

onde: CIV : Coeficiente de impacto vertical, $CIV = 1,35$ se $Liv \leq 10$;
 Liv : Vão em metros para estruturas isostáticas.

3.1.2. Processo de Fauchart

Como a estrutura bidimensional do tabuleiro forma uma grelha, deve ser considerado a variação do posicionamento do veículo tipo da NBR 7188:2013 no plano. É possível minimizar as hipóteses de cálculo da estrutura conhecendo a influência dos pontos de carregamentos, ficando, assim, evidente a posição mais desfavorável para cada situação de dimensionamento. Fauchart (1972, apud LUCHI, 2006) elaborou um método para cálculo da influência transversal deste tipo de estrutura.

O processo de Fauchart é aplicado em tabuleiros de múltiplas longarinas sem transversinas intermediárias. Ainda, as longarinas devem estar bi-apoiadas e possuir inércia constante. Neste processo, o trabalho longitudinal das lajes não é considerado (STUCCHI, 2006).

Fauchart propõe o cálculo de uma estrutura plana que representa um metro de largura da seção transversal do tabuleiro, nas quais as longarinas são substituídas por molas que impõem resistência ao deslocamento vertical e a rotação. A constante das molas é calculada por meio das características geométricas das longarinas (vão, rigidez a torção e rigidez a flexão).

Para resolver a equação diferencial do problema, substituiu-se as funções que descrevem a deformada da estrutura e as ações externas por séries de Fourier. Assim Fauchart obteve as equações das constantes das molas apresentadas a seguir:

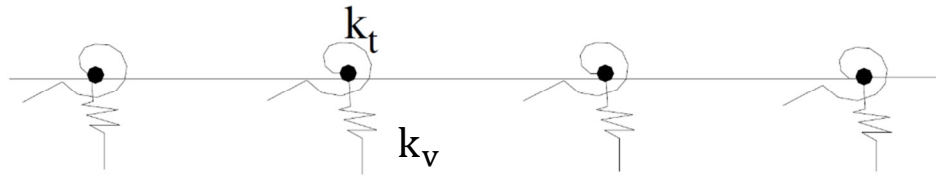
$$k_v = \left(\frac{\pi}{l}\right)^4 \cdot E_{cs} \cdot I \quad (2)$$

$$k_t = \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \cdot G \cdot I_t \quad (3)$$

onde:

- l : Comprimento do vão;
- I : Inércia da seção;
- I_t : Inércia polar da seção;
- E_{cs} : Módulo de elasticidade secante;
- G : Módulo de elasticidade transversal;
- K_v : Constante de mola vertical;
- K_t : Constante de mola transversal.

Figura 15 – Seção transversal resultante do processo de Fauchart.



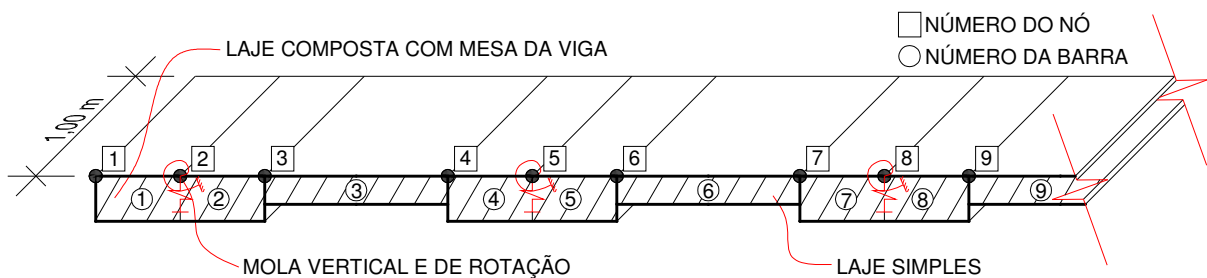
Fonte: Adaptado de Stucchi, (2006).

A análise estrutural desta seção do tabuleiro pode ser calculado por qualquer método de solução de estruturas hiperestáticas, sendo comum a utilização de *softwares* de análise estrutural para este cálculo. Qualquer software que possibilite o cálculo de viga sobre apoios elásticos pode ser utilizado. *Ftool*®, *Robot*® e o *SAP2000*® são exemplos de *softwares* comerciais que realizam este tipo de análise.

Nesta seção elaborada para o cálculo do processo de Fauchart, a região da laje que fica sobre a mesa da viga deve ser representada por uma barra que possua largura de 1 m e altura da laje mais a altura da mesa da viga. Já a barra que fica entre as mesas das vigas deve possuir largura de 1 m e a mesma altura da laje

Figura 16. O módulo de elasticidade deve ser calculado pelo item 8.2.8 da NBR 6118:2014.

Figura 16 – Exemplo de seção para o cálculo do processo de Fauchart.



Fonte: Elaborada pelo autor.

As vigas externas de tabuleiros de múltiplas longarinas geralmente são as mais solicitadas, pois possuem apenas uma longarina como vizinha e não duas como as de centro. Por isso, esse trabalho se desenvolverá apenas sobre as longarinas de extremidade. Portanto, a influência calculada por este processo deve ser referente a viga de extremidade (nó 2 da

Figura 16). O processo de cálculo da influência consiste em registrar quais alterações uma força unitária aplicada em outros nós causam no nó de referência. Assim, com este

processo fica simples identificar qual região do tabuleiro é a mais desfavorável para as vigas de extremidade. Em alguns *softwares* de análise estrutural o processo do cálculo da influência já é automático.

Caso não seja possível a utilização de um *software* de análise estrutural, outra opção é o cálculo manual ou até mesmo a programação de uma análise matricial simples pelo método da rigidez.

3.1.3. Análise matricial pelo método da rigidez de vigas sobre apoios elásticos

O método da rigidez segundo Martha (1993, p. 24) “tem como ideia básica determinar, dentro do conjunto de campo de forças que satisfazem as condições de equilíbrio, qual o que faz com que as condições de compatibilidade de deslocamento fiquem satisfeitas”. Assim o método se resume em resolver a Equação (4).

$$\{F\} = [K_{gl}] \cdot \{U\} \quad \therefore \quad \{U\} = [K_{gl}]^{-1} \cdot \{F\} \quad (4)$$

onde: $\{F\}$: Vetor das forças aplicadas;

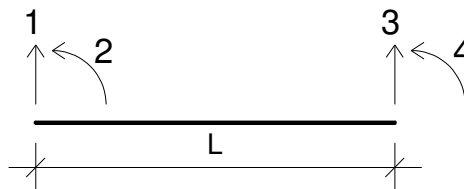
$[K_{gl}]$: Matriz de rigidez global;

$\{U\}$: Vetor dos deslocamentos.

Cada barra da

Figura 16 pode ser representada por um elemento de barra sujeito ao momento fletor e à força cortante Figura 17. Segundo Aragão Filho (2001, p. 3) a rigidez local deste elemento esta apresentada na Equação (5).

Figura 17 – Coordenadas locais do elemento de barra sujeito a momento fletor e a força cortante.



Fonte: Elaborada pelo autor.

$$[K_{loc,nb}] = \begin{bmatrix} \frac{12 \cdot E \cdot I}{L^3} & \frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} & -\frac{12 \cdot E \cdot I}{L^3} & \frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} \\ \frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} & \frac{4 \cdot E \cdot I}{L} & -\frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} & \frac{2 \cdot E \cdot I}{L} \\ -\frac{12 \cdot E \cdot I}{L^3} & -\frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} & \frac{12 \cdot E \cdot I}{L^3} & -\frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} \\ \frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} & \frac{2 \cdot E \cdot I}{L} & -\frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} & \frac{4 \cdot E \cdot I}{L} \end{bmatrix} \quad (5)$$

onde: $[K_{loc,nb}]$: Matriz de rigidez local da barra nb ;

E : Módulo de elasticidade da barra;

I : Inércia da seção transversal da barra;

L : Comprimento da barra;

nb : Número da barra.

Uma vez calculada a matriz de rigidez local de todas as barras individualmente, calcula-se a matriz de rigidez global utilizando a Equação (6).

$$[K_{gl}] = \begin{bmatrix}
 K_{loc,1(1,1)} & K_{loc,1(1,2)} & K_{loc,1(1,3)} & K_{loc,1(1,4)} & [K_{loc,1}] & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots \\
 K_{loc,1(2,1)} & K_{loc,1(2,2)} & K_{loc,1(2,3)} & K_{loc,1(2,4)} & & 0 & 0 & & & \\
 K_{loc,1(3,1)} & K_{loc,1(3,2)} & K_{loc,1(3,3)} + K_{loc,2(1,1)} & K_{loc,1(3,4)} + K_{loc,2(1,2)} & & K_{loc,2(1,3)} & K_{loc,2(1,4)} & [K_{loc,2}] & 0 & \\
 K_{loc,1(4,1)} & K_{loc,1(4,2)} & K_{loc,1(4,3)} + K_{loc,2(2,1)} & K_{loc,1(4,4)} + K_{loc,2(2,2)} & & K_{loc,2(2,3)} & K_{loc,2(2,4)} & \dots & \dots & \\
 0 & 0 & K_{loc,2(3,1)} & K_{loc,2(3,2)} & & K_{loc,2(3,3)} + K_{loc,3(1,1)} & K_{loc,2(3,4)} + K_{loc,3(1,2)} & & & \\
 0 & 0 & K_{loc,2(4,1)} & K_{loc,2(4,2)} & & K_{loc,2(4,3)} + K_{loc,3(2,1)} & K_{loc,2(4,4)} + K_{loc,3(2,2)} & & & \\
 & & & \vdots & & & & \ddots & & \\
 & & & 0 & & & & \dots & & \\
 & & & & & & & & & \vdots \\
 & & & & & & & & & K_{loc,nbt(3,3)} & K_{loc,nbt(3,4)} \\
 & & & & & & & & & \dots & K_{loc,nbt(4,3)} & K_{loc,nbt(4,4)}
 \end{bmatrix} \quad (6)$$

onde: $[K_{gl}]$: Matriz de rigidez global;

$[K_{loc,nb}]$: Matriz de rigidez local da barra nb ;

$K_{loc,nb(i,j)}$: Elemento da linha i e da coluna j da matriz $[K_{loc,nb}]$;

nbt : Número total de barras.

O processo para a construção da matriz de rigidez global da estrutura consiste em montar uma única matriz, na qual os últimos quatro elementos ($K_{loc,nb(3,3)}$, $K_{loc,nb(3,4)}$, $K_{loc,nb(4,3)}$ e $K_{loc,nb(4,4)}$) são somados com os quatro primeiros elementos da próxima matriz ($K_{loc,nb+1(1,1)}$, $K_{loc,nb+1(1,2)}$, $K_{loc,nb+1(2,1)}$ e $K_{loc,nb+1(2,2)}$), respectivamente.

As molas são interpretadas por este método como um acréscimo da rigidez do nó no qual ela se encontra, tendo o valor de sua constante somada à matriz de rigidez global na célula correspondente. Portanto, se determinado nó n possuir uma mola de restrição de movimento vertical (

Figura 16) a célula $K_{gl(n*2-1,n*2-1)}$ da matriz $[K_{gl}]$ deve ter o seu valor acrescido com a constante desta mola, já se a mola for de restrição a rotação, a célula $K_{gl(n*2,n*2)}$ deve ser acrescida com o valor do coeficiente de mola respectivo.

Com a matriz rigidez global já acrescida dos coeficientes de mola, continua-se o processo do cálculo da influência transversal do tabuleiro, posicionando uma carga concentrada unitária em diversos pontos da estrutura da

Figura 16.

Para o presente trabalho, durante o processo do cálculo da influência, foram considerados 25 pontos de posicionamento da carga concentrada unitária igualmente espaçados pela largura do tabuleiro. Dessa forma, para cada posição de carga concentrada unitária deve-se construir um vetor $\{F\}$ de cargas aplicadas, sendo que este vetor possui o número de linhas iguais ao dobro do número de nós da estrutura da

Figura 16.

Cada nó possui duas linhas no vetor $\{F\}$, no qual o primeiro corresponde a cargas verticais aplicadas e o segundo para momentos aplicados. Quando a carga está concentrada sobre um determinado nó n , este vetor é construído de forma simples, com o elemento $F_{(n*2-1)} = 1$ e os demais elementos iguais a 0. Já quando a carga se concentra entre dois nós, sendo o nó imediatamente a esquerda da carga denominado n e então o imediatamente a direita denominado $n + 1$, os elementos $F_{(n*2-1)}$, $F_{(n*2)}$, $F_{(n*2+1)}$ e $F_{(n*2+2)}$ recebem os valores das Equações (7), (8), (9) e (10). Os demais elementos do vetor $\{F\}$ recebem zero quando a carga unitária concentrada está posicionada entre dois nós, como mostra a Equação (11).

$$F_{(n*2-1)} = \frac{b^2}{L^3} \cdot (3a + b) \quad (7)$$

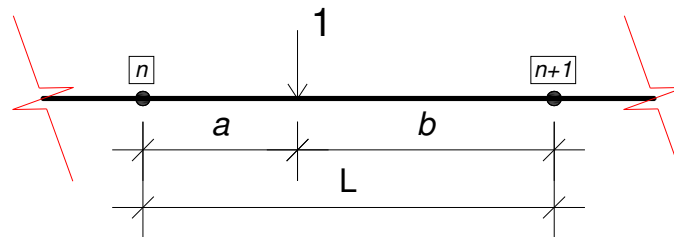
$$F_{(n*2)} = \frac{a \cdot b^2}{L^2} \quad (8)$$

$$F_{(n*2+1)} = \frac{a^2}{L^3} \cdot (a + 3b) \quad (9)$$

$$F_{(n*2+2)} = -\frac{b \cdot a^2}{L^2} \quad (10)$$

onde: $F_{(i)}$: Elemento i do vetor de forças aplicadas;
 L : Comprimento da barra onde a carga se encontra;
 a : Distância entre o ponto de aplicação da carga e o nó n ;
 b : Distância entre o ponto de aplicação da carga e o nó $n + 1$.

Figura 18 – Ponto de aplicação da carga concentrada unitária entre nós.



Fonte: Elaborada pelo autor.

$$\{F\} = \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ F_{(n*2-1)} \\ F_{(n*2)} \\ F_{(n*2+1)} \\ F_{(n*2+2)} \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \quad (11)$$

Com a matriz $[K_{gl}]$ e o vetor $\{F\}$ definido para cada posição da carga concentrada, calcula-se o vetor $\{U\}$ utilizando a Equação (4). Utilizando a numeração dos nós da

Figura 16, o elemento $U_{(3)}$ representa o deslocamento vertical e $U_{(4)}$ a rotação do nó que representa a longarina de extremidade do tabuleiro. Multiplicando o deslocamento e a rotação pelos respectivos coeficientes das molas, são obtidas as reações de apoio do tabuleiro sobre a longarina de extremidade, ($F = K \cdot U$).

Plotando um gráfico cujo eixo das abscissas corresponde à posição em que a carga unitária foi aplicada e no eixo das ordenadas o valor correspondente à reação de apoio vertical da viga de extremidade, este gráfico é denominado linha de influência de reação vertical da

viga de extremidade. Já quando o eixo das ordenadas é preenchido com os valores de reação de rotação da viga de extremidade, este gráfico é denominado linha de influência de momento torçor da viga de extremidade.

3.1.4. Trens de Carga e envoltória de esforços

Como o veículo tipo prescrito na norma é de natureza móvel e aplicado sobre o tabuleiro do viaduto, se faz necessário distinguir qual parcela deste carregamento se direciona para cada longarina. Desta maneira, carrega-se a seção transversal do tabuleiro observando a linha de influência resultante do processo de Fauchart, para tanto se posiciona o veículo tipo nas posições de influência máxima positiva e negativa da viga em questão. Assim, multiplicado as cargas concentradas aplicadas no tabuleiro pela influência pontual da viga, se obtém o valor da carga pontual que é direcionada para ela. O mesmo se aplica para as cargas distribuídas, que, no intuito de obter-se os valores máximos e mínimos, devem ser distribuídas separadamente nas faixas positivas e negativas da influência; se o valor da carga distribuída for constante, este pode ser multiplicado pela área do gráfico de influência da viga analisada, obtendo, assim, a magnitude da carga distribuída longitudinalmente na longarina em questão.

O resultado deste processo é denominado trem de carga, sendo que cada longarina possui seu gráfico de influência e, portanto, o seu trem de carga independente.

O trem de carga é a representação unidimensional do veículo tipo aplicado bidimensionalmente no tabuleiro. Mesmo sendo unidimensional, um carregamento distribuído sobre uma barra também possui natureza móvel e precisa percorrer todas as posições longitudinais da longarina, tendo os esforços máximos em cada ponto anotados. O resultado de todos esses esforços máximos obtidos variando as posições do trem de carga é denominado envoltória de esforços.

3.1.5. Coeficiente de majoração dos esforços

Os esforços característicos calculados nos itens anteriores agora precisam ser combinados utilizando as equações e coeficientes propostos pela NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. No item 5.1.3.1 esta norma apresenta a Equação (12) para o valor de cálculo das ações.

- **Combinações últimas normais:**

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (12)$$

onde:

F_d : Representa os valores de cálculo das ações;

$F_{Gi,k}$: Valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$: Valor característico das ações variáveis considerada como ação principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$: Valor característico das ações variáveis considerada como secundárias para a combinação;

Ψ_{0j} : Valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis;

γ_{gi} : Coeficiente de ponderação das ações permanentes, igual a 1,35 para pontes em geral. Item 5.1.4.1, Tabela 2;

γ_q : Coeficiente de ponderação das ações variáveis, igual a 1,50 para pontes. Item 5.1.4.2, Tabela 5.

Para as combinações de utilização das ações a NBR 8681:2003 no item 5.1.5 possui as Equações 1, 2 e 3 apresentadas a seguir para cada um dos casos.

- **Combinações quase permanentes de serviço:**

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_2 \cdot F_{Qj,k} \quad (13)$$

onde:

$F_{d,uti}$: Representa os valores de cálculo das ações referentes a combinação quase permanente;

$F_{Gi,k}$: Valor característico das ações permanentes;

$F_{Qj,k}$: Valor característico das ações variáveis;

Ψ_2 : Fator de redução referente à combinação de serviço, igual a 0,30 para pontes rodoviárias. Item 5.1.4.4, Tabela 6.

- **Combinações frequentes de serviço:**

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_2 \cdot F_{Qj,k} \quad (14)$$

onde:

$F_{d,uti}$: Representa os valores de cálculo das ações referentes a combinação frequente;

$F_{Gi,k}$: Valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$: Valor característico das ações variáveis considerada como ação principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$: Valor característico das ações variáveis consideradas como secundárias para a combinação;

Ψ_1 : Fator de redução referente à combinação de serviço, igual a 0,50 para pontes rodoviárias. Item 5.1.4.4, Tabela 6.

Ψ_2 : Fator de redução referente à combinação de serviço, igual a 0,30 para pontes rodoviárias. Item 5.1.4.4, Tabela 6.

- **Combinações raras de serviço:**

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_1 \cdot F_{Qj,k} \quad (15)$$

onde:

$F_{d,uti}$: Representa os valores de cálculo das ações referentes a combinação rara;

$F_{Gi,k}$: Valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$: Valor característico das ações variáveis considerada como ação principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$: Valor característico das ações variáveis consideradas como secundárias para a combinação;

Ψ_1 : Fator de redução referente à combinação de serviço, igual a 0,50 para pontes rodoviárias. Item 5.1.4.4, Tabela 6.

3.2. CÁLCULO DA FORÇA DE PROTENSÃO NECESSÁRIA

Para atender aos limites de durabilidade exigidos no item 13.4 da NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, é preciso que a peças com protensão limitada atendam aos estados limites de formação de fissura (ELS-F item 3.2.2) para a combinação frequente e ao estado limite de descompressão (ELS-D item 3.2.5) para a combinação quase permanente.

Neste caso, o estado limite de descompressão exige que não existam tensões de tração em nenhuma região da longarina quando submetida à combinação quase permanente das ações Equação (16).

$$P_{\infty} = \frac{M_{CQP} \cdot A}{W_i + e \cdot A} \quad (16)$$

onde: P_{∞} : Força de protensão descontada todas as perdas;

M_{CQP} : Momento fletor de cálculo da combinação quase permanente;

A : Área da seção transversal da longarina composta com a laje;

$W_i = \frac{I}{y_i}$: Módulo de resistência a flexão referente a mais fibra inferior;

I : Inércia da seção transversal;

y_i : Distância do fibra mais inferior até o C.G. da seção transversal;

e : Excentricidade do centro de protensão até o C.G. da longarina composta com a laje.

Já o estado limite de formação de fissuras exige que não exista tensões de tração superior ao $f_{ctk,f}$ em nenhuma região da longarina quando submetida a combinação frequente das ações Equação (17).

$$P_{\infty} = \frac{M_{CF} \cdot A - W_i \cdot f_{ctk,f} \cdot A}{W_i + e \cdot A} \quad (17)$$

onde: P_{∞} : Força de protensão descontada todas as perdas;

M_{CF} : Momento fletor de cálculo da combinação frequente;

A : Área da seção transversal da longarina composta com a laje;

W_i : Módulo de resistência a flexão referente a fibra mais externa inferior da longarina composta com a laje;

$f_{ctk,f}$: Resistência à tração do concreto na flexão, item 8.2.5 da norma;

e : Excentricidade do centro de protensão até o C.G. da longarina composta com a laje.

Sendo que a força de protensão P_{∞} deve ser a maior entre as Equações (16) e (17).

O item 9.6.1.2.1 da NBR 6118:2014 para o caso de pós-tensão limita tensão inicial na armadura de protensão σ_{P_i} em $0,74 \cdot f_{ptk}$.

Considerando que este trabalho objetiva a elaboração de um *software* de pré-dimensionamento, é adotada, por simplificação, uma estimativa da perda de força de protensão de 25% (10% imediatas e 15% progressivas). Para dimensionamentos de seções protendidas é importante consultar o item 9.6.3 Perdas da força de protensão da NBR 6118:2014.

3.3. ESTADO-LIMITE ÚLTIMO NO ATO DA PROTENSÃO

A protensão gera tensões na longarina que devem ser verificadas dentro dos limites estabelecidos no item 17.2.4.3 da norma para projeto de estruturas de concreto. A norma possibilita uma verificação simplificada considerando estágio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais).

$$\sigma_s = -\frac{M_{g0}}{W_s} + \frac{P_0 \cdot e}{W_s} - \frac{P_0}{A} \quad (18)$$

$$\sigma_i = +\frac{M_{g0}}{W_i} - \frac{P_0 \cdot e}{W_i} - \frac{P_0}{A} \quad (19)$$

onde: σ_s : Tensão na fibra mais externa superior;

σ_i : Tensão na fibra mais externa inferior;

P_0 : Força de protensão descontada as perdas imediatas;

M_{g0} : Momento fletor característico do peso próprio da longarina pré-moldada;

A : Área da seção transversal da longarina pré-moldada;

W_s : Módulo de resistência a flexão referente à fibra mais externa superior da longarina pré-moldada;

W_i : Módulo de resistência a flexão referente fibra mais externa inferior da longarina pré-moldada;

e : Excentricidade do centro de protensão até o C.G. da longarina pré-moldada.

Esta verificação simplificada deve atender aos seguintes requisitos:

- a) A tensão máxima de compressão não pode ultrapassar 70 % da resistência à compressão do concreto na idade de aplicação da protensão f_{ckj} (calculada pelo item 12.3.3-b).

$$f_{ckj} = e^{s \left(1 - \sqrt{28/t} \right)} \quad (20)$$

onde: f_{ckj} : Resistência à compressão do concreto na idade j ;

t : Idade do concreto em dias, comumente realiza-se a protensão em 10 dias;

s : Coeficiente que depende do tipo do concreto, sendo 0,25 para CPI e II.

- b) A tensão máxima de tração não deve ultrapassar 1,2 vezes a resistência à tração do concreto na idade de aplicação da protensão f_{ckm} (calculada pelo item 8.2.5).

$$\text{Para concretos de classe até C50} \quad f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ckj}^2} \quad (21)$$

$$\text{Para concretos de classe até C55 até C90} \quad f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ckj}) \quad (22)$$

onde: f_{ctm} : Resistência média à tração do concreto na idade j ;

f_{ckj} : Resistência à compressão do concreto na idade j ;

- c) No caso de ocorrerem tensões de tração na seção, deve ser calculada uma armadura de tração no estágio II. Sendo que a tensão em barras nervuradas não ultrapasse 250 MPa.

3.4. VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES EM SERVIÇO

Os cálculos realizados até então assumem que a relação entre a tensão e a deformação do concreto é linear. Segundo a NBR 6118:2014 no item 8.2.10.1, isso é possível para tensões de compressão menores que $0,5 \cdot f_{ck}$. Portanto, como a protensão é limitada, é necessário verificar a tensão na combinação frequente apenas na fibra superior, uma vez que na fibra inferior a tensão é próxima de zero para atender ao limite ELS-D e ELS-F.

$$\sigma_s = -\frac{M_{cf}}{W_s} + \frac{P_\infty \cdot e}{W_s} - \frac{P_\infty}{A} \quad (23)$$

onde: σ_s : Tensão na fibra mais externa superior;

P_∞ : Força de protensão descontada todas as perdas;

M_{cf} : Momento fletor de cálculo da combinação frequente;

A : Área da seção transversal da longarina composta com a laje;

e : Excentricidade do centro de protensão até o C.G. da longarina composta com a laje.

3.5. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL RESISTENTE A FLEXÃO DA LONGARINA

Para o dimensionamento da armadura passiva é necessário primeiramente verificar se apenas a armadura ativa da pós-tensão aderente já é suficiente para resistir aos momentos da combinação de E.L.U. (Estado Limite Último). Para isso, admite-se o estado de ruptura convencional por alongamento plástico excessivo do aço ativo (no qual ele experimenta deformações superiores as de 10 %) e calcula-se a altura da linha neutra suficiente para a reação do concreto equilibrar o momento interno da seção. Assim, o momento E.L.U. deve ser inferior ao momento interno da seção, caso contrário será necessário a adição de armadura passiva.

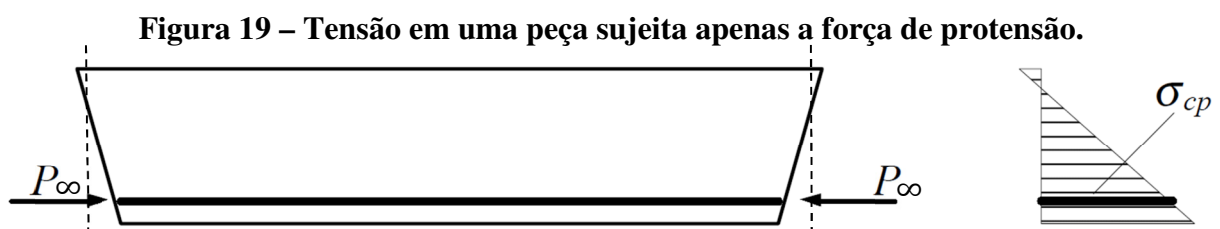
Durante o processo construtivo deste tipo de estrutura, as longarinas pré-moldadas são içadas e postas sobre os apoios. Sendo assim, o peso próprio desta longarina é resistida apenas por ela, uma vez que a laje ainda não foi concretada. Somente após a concretagem e cura da laje que os carregamentos adicionais podem ser considerados atuantes sobre a seção composta da longarina mais a laje. Durante o dimensionamento apresentado neste trabalho, é considerado que todo carregamento atua na seção da longarina composta com a laje, concebendo, assim, que todas as diferenças proporcionadas por esta simplificação não sejam significantes para a proposta do estudo em questão.

3.5.1. Verificação da necessidade de armadura passiva

No caso em que não é necessária armadura passiva, para que haja equilíbrio dos esforços internos, a reação do concreto comprimido R_{cd} deve ser igual a reação do aço de protensão R_{pd} .

O cálculo da reação R_{pd} é realizado utilizando a relação de tensão-deformação proposta no item 8.4.5 da NBR 6118:2014 no qual os valores de f_{ptk} e f_{pyk} são obtidos na NBR 7483:2008, Figura 21. Como a tensão nos cabos de protensão é função do alongamento total que ele experimenta ε_{pd} , é preciso calcular o alongamento total, que é a soma do alongamento de 1 % (estado de ruptura convencional) mais o pré-alongamento $\varepsilon_{pré}$. Este pré-alongamento consiste no alongamento que o aço de protensão experimenta quando a seção se encontra no estado fictício de neutralização.

Este estado de neutralização convencional, segundo Hanai (2005, p. 82), é obtido a partir de uma peça em que atue somente a força de protensão P_{∞} , esta força causa uma distribuição de tensões normais, conforme a Figura 19, e a tensão na fibra vizinha ao centro da força de protensão está sujeita a tensão σ_{cp} .



Fonte: Adaptado de Verrísimo et al, (1999, p. 21).

Hanai (2005, p. 82) diz que, quando aplica-se uma força externa P_n que anule as tensões no concreto na fibra vizinha ao centro da força de protensão, este seria, então, o estado convencional de neutralização.

Figura 20 – Obtenção do estado de neutralização convencional.



Fonte: Adaptado de Verrísimo at al, (1999, p. 21).

Como a protensão exerce uma ação favorável à segurança, seu valor deve ser multiplicado por 0,9 como mostra tabela 11.1 do item 11.7.1 da NBR 6118:2014. De acordo com Hanai (2005, p. 83) impondo a mesma deformação no aço da protensão e no concreto em sua vizinhança, as equações para o cálculo do pré-alongamento são as seguintes:

$$P_d = 0,9 \cdot P_\infty \quad (24)$$

$$\sigma_{cpd} = P_d \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c} \right) \quad (25)$$

$$P_{nd} = P_d - \frac{E_p}{E_c} \cdot A_p \cdot \sigma_{cpd} \quad (26)$$

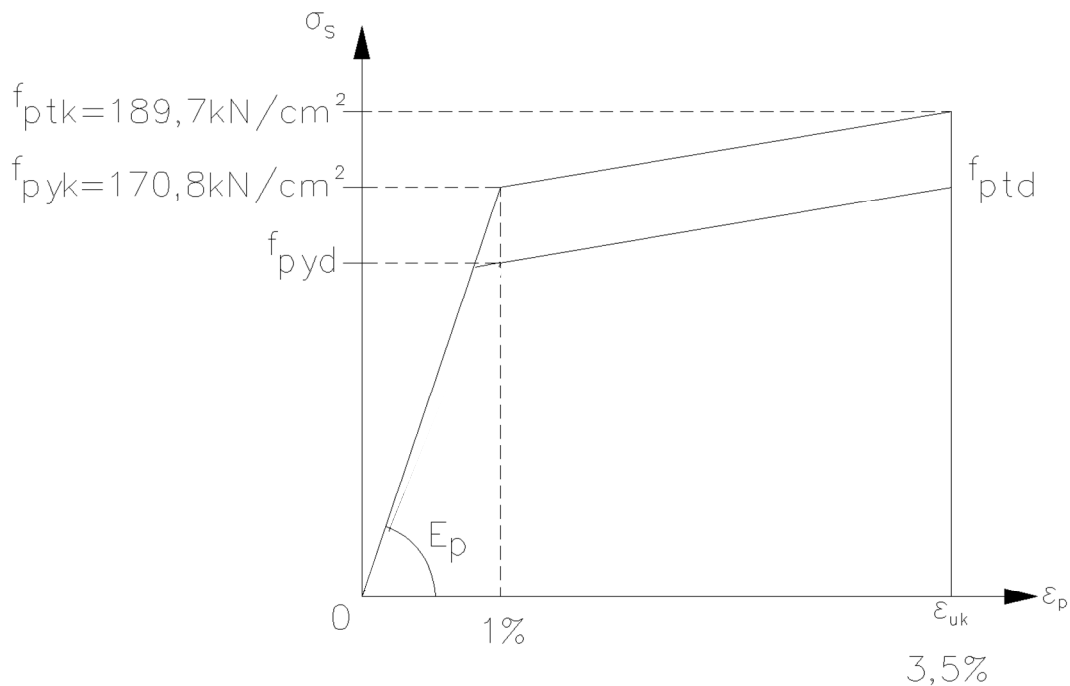
$$\varepsilon_{pré} = \frac{P_{nd}}{A_p \cdot E_p} \quad (27)$$

onde:

- P_d : Força de protensão de cálculo;
- P_∞ : Força de protensão descontada todas as perdas;
- σ_{cpd} : Tensão na fibra vizinha ao aço de protensão;
- A_c : Área da seção de concreto;
- I_c : Inércia da seção de concreto;
- e : Excentricidade entre o C.G. da seção de concreto e o aço de protensão;
- P_{nd} : Força de protensão atuante durante o estado de neutralização;
- E_p : Módulo de elasticidade do aço de protensão;
- E_c : Módulo de elasticidade do concreto;
- A_p : Área total de aço de protensão;

Após calculado o pré-alongamento $\varepsilon_{pré}$, é possível calcular o alongamento total ε_{pd} , que constitui-se do pré-alongamento acrescido de 1 % ($\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{pré} + 1\%$). Tal acréscimo se caracteriza devido à ruptura convencional por plástico excessivo. Utilizando o diagrama da Figura 21 é encontrada a tensão no aço de protensão e com a área de aço ativo utilizada é encontrada a reação R_{pd} .

Figura 21 – Diagrama tensão-deformação para CP 190 RB.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Como comentado anteriormente, para este caso, a reação R_{pd} e R_{cd} devem possuir a mesma magnitude. Uma vez que a reação do aço de protensão já é conhecida, então a reação do concreto é $R_{cd} = R_{pd}$.

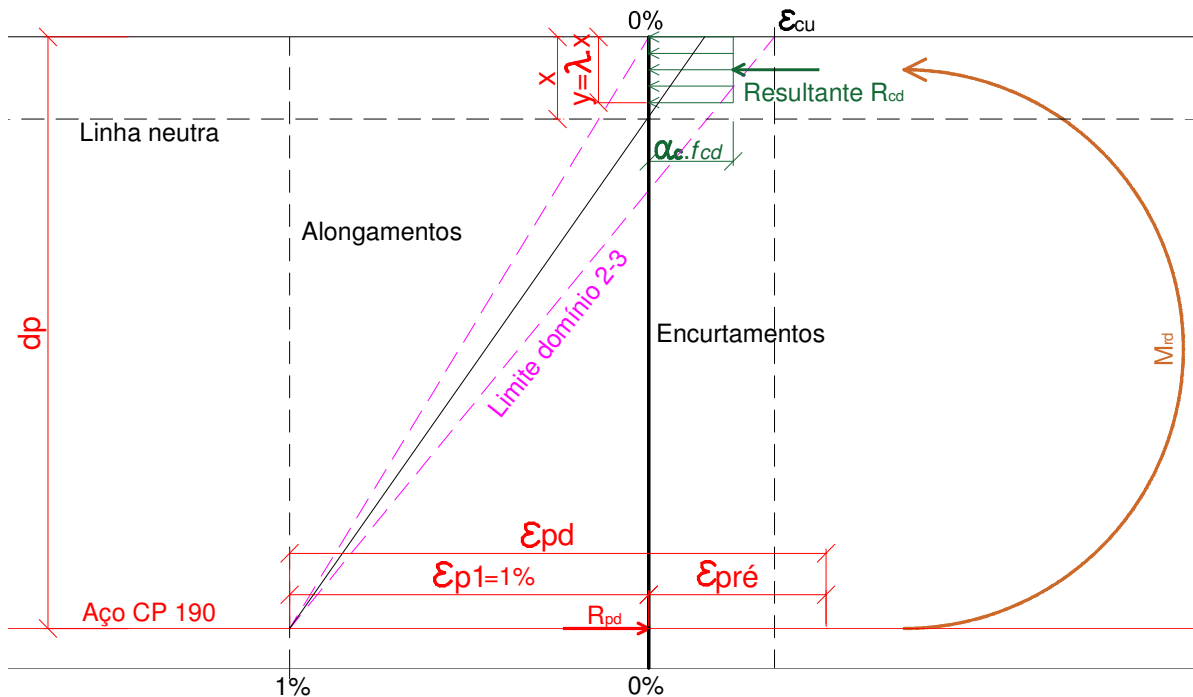
Utilizando o diagrama de tensão-deformação retangular simplificado proposto no item 17.2.2-e da norma de projeto de estruturas de concreto, é possível encontrar a que profundidade x se encontra a linha neutra, observado que, dependendo da profundidade x , a equação da área muda, pois a geometria da seção não é simplesmente retangular – Figura 22. Conhecendo a que altura se encontra a linha neutra, é possível encontrar o braço de alavanca entre as duas reações e calcular o momento resistente da seção utilizando a Equação (28).

$$M_{rd} = R_{cd} \cdot \left(dp - \frac{\lambda}{2} \cdot x \right) \quad (28)$$

onde:

- M_{rd} : Momento interno resistente da seção;
- R_{cd} : Reação do concreto comprimido;
- dp : distância entre a face superior da longarina composta com a laje e o centro da força de protensão;
- x : Altura da linha neutra;
- $\lambda = 0,8$, para concreto $f_{ck} \leq 50$ MPa; ou
- $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$ para $f_{ck} > 50$ MPa.
- $\alpha_c = 0,85$, para concreto $f_{ck} \leq 50$ MPa; ou
- $\alpha_c = 0,85 \cdot [1,0 - (f_{ck} - 50)/200]$ para $f_{ck} > 50$ MPa.

Figura 22 – Alongamento das seções em E.L.U. sem armadura passiva.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Caso o momento interno resistente da seção seja menor que o momento solicitante de calculo $M_{rd} < M_d$, não é necessária a utilização de armadura passiva.

3.5.1. Dimensionamento da armadura passiva

Se apenas o aço de protensão não for suficiente para resistir o momento da combinação E.L.U., é necessário dimensionar a armadura passiva para que, somada à armadura ativa, ela resista aos momentos solicitantes.

O dimensionamento da armadura passiva é realizado considerando que esta armadura entra no estado de ruptura convencional por alongamento plástico excessivo, ou seja, experimenta um alongamento de 10%.

Como a seção da longarina composta com a laje possui uma geometria complexa, diferente de uma viga simplesmente retangular na qual largura não varia, teriam que ser estabelecidas diferentes equações para encontrar a posição do equilíbrio da linha para cada região da seção (quando a linha neutra situar-se na região da laje, na região da mesa da viga, na região da transição da mesa para a alma etc...).

Para simplificar este processo e considerando que o alongamento do aço passivo é conhecido, o valor da altura da linha neutra x é encontrado de modo iterativo, utilizando o método da bisseção, ou seja, o valor de x para a primeira iteração é o valor médio dos limites inferior e superior. De posse do valor de x , resta agora calcular o alongamento do aço de protensão ε_{p1} e a reação do concreto comprimido R_{cd} .

O cálculo do alongamento na armadura ativa ε_{p1} considera que as seções após a deformação permaneçam planas e esse seja obtido por semelhança entre triângulos $\varepsilon_{p1} = 1\% \cdot (dp - x)/(ds - x)$. O valor do alongamento do aço de protensão é necessário para que se possa obter a tensão σ_{pk} atuante. O valor da tensão em função do alongamento é obtido de acordo com a o diagrama da Figura 21. A tensão atuante no aço de protensão σ_{pk} multiplicada pela área de aço fornece a resultante do aço de protensão R_{pd} .

Possuindo os valores de R_{pd} e R_{cd} é possível realizar o equilíbrio de forças internas da seção e obter o valor da resultante de aço passivo R_{sd} . Assim, com os valores das reações do aço passivo, do aço ativo e do concreto comprimido, o momento resistente da seção pode ser calculado.

$$M_{rd} = R_{cd} \cdot \left(dp - \frac{\lambda}{2} \cdot x \right) + R_{sd} \cdot (ds - dp) \quad (29)$$

onde:

- M_{rd} : Momento interno resistente da seção;
- R_{cd} : Reação do concreto comprimido;
- dp : distância entre a face superior da longarina composta com a laje e o centro da força de protensão;
- x : Altura da linha neutra;
- R_{sd} : Reação do aço passivo;
- ds : distância entre a face superior da longarina composta com a laje e o centro da força do aço passivo.

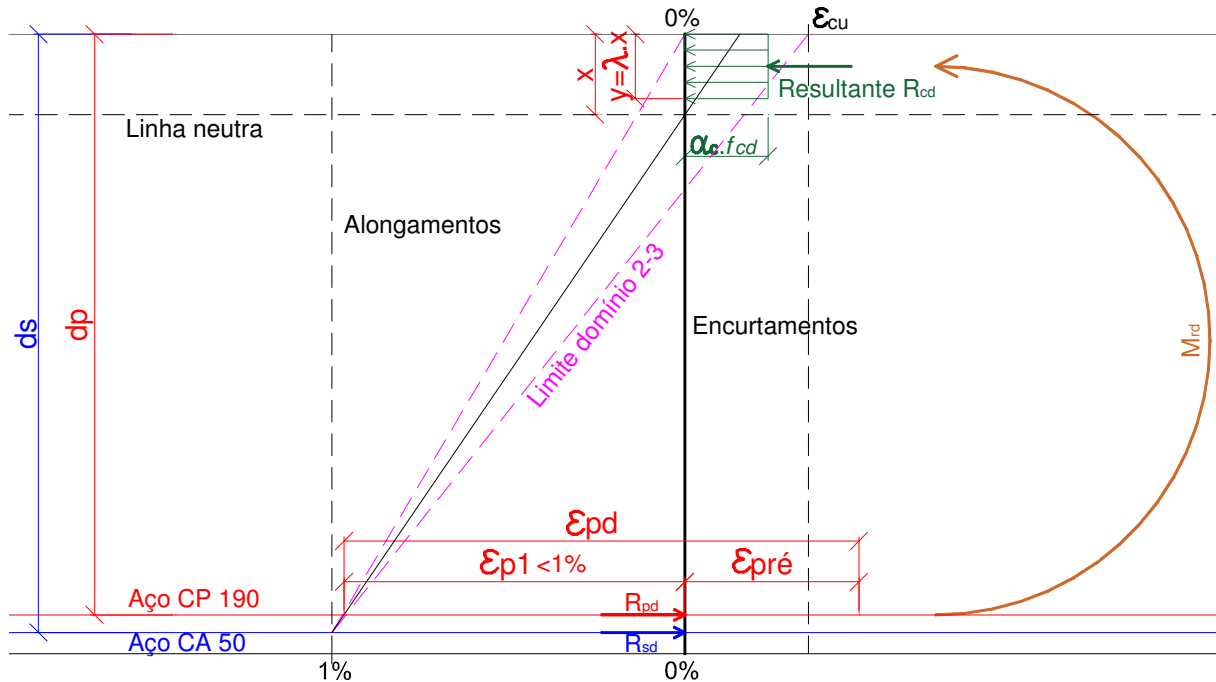
$\lambda = 0,8$, para concreto $f_{ck} \leq 50$ MPa; ou

$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$ para $f_{ck} > 50$ MPa.

$\alpha_c = 0,85$, para concreto $f_{ck} \leq 50$ MPa; ou

$\alpha_c = 0,85 \cdot [1,0 - (f_{ck} - 50)/200]$ para $f_{ck} > 50$ MPa.

Figura 23 – Alongamento das seções em E.L.U. com armadura passiva.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Tendo em vista que o valor da linha neutra x foi estipulado como o valor médio dos limites superiores e inferiores, o momento resistente da seção pode ser superior ou inferior ao momento solicitante. Sendo o resistente menor que o solicitante, o limite inferior do intervalo para a próxima iteração é o intermediário da iteração passada. Sendo o resistente maior que o solicitante, o limite superior do intervalo para a próxima iteração é o intermediário da iteração passada. Este processo deve ser repetido até que a diferença seja menor que a tolerância de erro adotada.

3.6. ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS

O cálculo das deformações em peças de concreto armado é realizado utilizando a teoria de flecha elástica instantânea provocada pelo carregamento. Veríssimo et al, (1999, p. 10) diz que, ao longo do tempo, os valores reais das deformações chegam a ser, em certos

casos, três vezes maiores que as iniciais devido as deformações lentas, como retração e fluência.

Veríssimo et al. (1999, p 11) apresenta a simplificação para o processo de cálculo de deformações diferidas no tempo assumindo que as ações de longa duração são aplicadas logo após a conclusão da obra, ou seja, o coeficiente de fluência ϕ_t é igual a 2, e a relação entre a altura da linha neutra e altura útil da seção β_x é igual a 0,7 no estágio I. Assim, Veríssimo et al. (1999, p 11) demonstra que a flecha no tempo infinito provocada pelas ações permanentes pode ser aproximada pela flecha elástica multiplicada por 2,4.

A NBR 6118:2014 apresenta na Tabela 13.3 os limites de deslocamentos que visam proporcionar um adequado comportamento da estrutura em serviço. Para o caso da estrutura em questão, é necessário respeitar os limites de aceitabilidade sensorial, admitindo a combinação quase permanente de serviço Equação (13), apresentados a seguir.

Tabela 3 – Limites para deslocamentos.

<i>Tipo de efeito</i>	<i>Razão da limitação</i>	<i>Deslocamento a considerar</i>	<i>Deslocamento-limite</i>
Aceitabilidade sensorial	Visual	Total	$l/250$
	Outro	Devido a cargas acidentais	$l/350$

Fonte: NBR 6118:2014.

3.7. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA RESISTENTE A FORÇA CORTANTE E A TORÇÃO DA LONGARINA

As curvas verticais dos cabos de protensão geram esforços favoráveis às tensões de cisalhamento, entretanto, devido a uma questão de simplificação do tema, este efeito não será considerado para o presente trabalho.

A resistência da diagonal comprimida ao esforço cortante (V_{rd2}), considerando o modelo I da ABNT NBR 6118:2014 do item 17.4.2.2 é:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_{w,ef} \cdot d \quad (30)$$

$$b_{w,ef} = b_w - \frac{1}{2} \sum \phi_{bainha} \quad (31)$$

onde: V_{rd2} : Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;
 $b_{w,ef}$: Largura efetiva da alma da longarina;
 d : Altura útil da seção, distância entre a borda comprimida e o centro da armadura;

A resistência da diagonal comprimida à torção segundo o item 17.5.1.5 da NBR 6118:2014 considerando $\theta = 45^\circ$ é:

$$T_{rd2} = 0,50 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \quad (32)$$

onde: T_{rd2} : Resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto;
 A_e : Área limitada pela linha média da parede da seção vazada, real ou equivalente, incluindo a parte vazada;
 h_e : Espessura equivalente da parede da seção vazada, real ou equivalente, no ponto considerado.

Sendo que uma seção vazada equivalente com paredes de espessura $h_e \geq 2c_1$ e $h_e \leq A/u$, (item 17.5.1.4.1).

onde: c_1 : Distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face lateral da peça;
 A : Área da seção cheia de concreto;
 u : Perímetro da seção cheia de concreto.

Ainda é necessária uma verificação conjunta das solicitações cortantes e de torção prevista no item 17.7.2.2 da norma de projeto de estruturas de concreto.

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} \leq 1 \quad (33)$$

onde: V_{sd} : Força cortante de cálculo que age concomitantemente com T_{sd} na seção;
 T_{sd} : Esforço de torção de cálculo que age concomitantemente com V_{sd} na seção.

Caso a condição da Equação (33) não seja satisfeita a seção estará insegura a estas solicitações.

A parcela da força cortante resistida pelo concreto V_c é:

$$V_c = \beta_1 \cdot V_{c0} \quad (34)$$

$$\beta_1 = \left(1 + \frac{M_0}{M_{d,máx}} \right) \quad (35)$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_{w,ef} \cdot d \quad (36)$$

$$M_0 = P_{\infty} \cdot 0,90 \left(e + \frac{W_i}{A} \right) \quad (37)$$

onde: V_c : Força cortante resistente de cálculo resistida pelo concreto;

M_0 : Momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por $M_{d,máx}$), provocada pelas forças normais de diversas origens concomitantes com V_{sd} , sendo essa tensão calculada com os valores de γ_f e γ_p iguais a 1,0 e 0,9, respectivamente; os momentos correspondentes a essa forças normais não podem ser considerados no cálculo dessa tensão, pois são considerados em M_{sd} ; devem ser considerados apenas os momentos isostáticos de protensão;

$M_{d,máx}$: momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise.

A parcela resistida pelo aço V_{sw} é o esforço cortante de cálculo atuante menos o resistido pelo concreto V_c .

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \quad (38)$$

Conhecendo a parcela que deve ser resistida pelo aço é possível calcular a armadura necessária para resistir ao cisalhamento utilizando a Equação (39).

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (39)$$

Para resistir a torção, as armaduras longitudinais A_{sl} e transversais A_{90} têm suas áreas iguais a:

$$\frac{A_{90}}{s} = \frac{A_{sl}}{u_e} = \frac{T_{sd}}{2 \cdot A_e \cdot f_{yd}} \quad (40)$$

onde: u_e : Perímetro da área A_e limitada pela linha média da parede da seção vazada, real ou equivalente.

A armadura A_{90} é disposta na forma de estribos e a armadura A_{sl} é disposta por todo o perímetro u_e .

Para verificação de fadiga, é necessário que a máxima variação de tensão nos estribos na combinação frequente não ultrapasse 85 MPa, item 23.5.5 da NBR 6118:2014. Nesta verificação a norma permite que se considere apenas metade a contribuição do concreto.

$$V_{sw1} = V_{cf,m\acute{a}x} + 0,9 \cdot V_p - 0,5 \cdot V_c \quad (41)$$

$$V_{sw2} = V_{cf,m\acute{i}n} + 0,9 \cdot V_p - 0,5 \cdot V_c \quad (42)$$

onde: V_{sw1} : Máxima força atuante no estribo devido ao cisalhamento da combinação frequente;

V_{sw2} : Mínima força atuante no estribo devido ao cisalhamento da combinação frequente;

V_p : Força favorável exercida pelas curvas dos cabos de protensão (se considerado);

V_c : Parcela do cisalhamento resistida pelo concreto.

Portanto a tensão que atua no estribo é calculada pelas Equações abaixo:

$$\sigma_{sw1} = \frac{V_{sw1}}{(A_{sw}/s)0,9 \cdot d} \quad (43)$$

$$\sigma_{sw2} = \frac{V_{sw2}}{(A_{sw}/s)0,9 \cdot d} \quad (44)$$

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw1} - \sigma_{sw2} \leq 85 \text{ MPa} \quad (45)$$

onde: σ_{sw1} : Máxima tensão atuante no estribo devido a força cortante da combinação frequente;

σ_{sw2} : Mínima tensão atuante no estribo devido a força cortante da combinação frequente;

$\Delta\sigma_{sw}$: Variação de tensão no estribo durante a combinação frequente.

Se a tensão no estribo possuir uma variação maior que o limite de 85 MPa, a área do estribo deve ser aumentada de modo que a variação da tensão fique dentro do intervalo.

$$A_{sw,c} = A_{sw} \cdot \frac{\Delta\sigma_{sw}}{85} \quad (46)$$

onde: $A_{sw,c}$: Área de estribos corrigida pela tensão limite de fadiga.

A mesma verificação precisa ser feita para os estribos resistentes a torção. Deve-se atentar ao fato de que durante a combinação frequente pode alterar o sentido da torção, portanto utiliza-se o maior valor em modulo do momento torçor obtido na combinação frequente.

$$\Delta\sigma_{sw90} = \frac{|T_{cf}|}{(A_{90}/s)2 \cdot A_e} \leq 85 \text{ Mpa} \quad (47)$$

onde: $\Delta\sigma_{sw90}$: Variação de tensão na combinação frequente;

$|T_{cf}|$: Maior valor em modulo do momento torçor obtido na combinação frequente;

A_{90}/s : Densidade de armadura por metro de longarina.

A_e : área limitada pela linha média da parede da seção vazada, real ou equivalente.

Caso a variação da tensão na armadura seja maior que o limite de 85 MPa essa deve ser corrigida.

$$A_{90,c} = A_{90} \cdot \frac{\Delta\sigma_{sw90}}{85} \quad (48)$$

onde: $A_{90,c}$: Área de estribos corrigida pela tensão limite de fadiga.

A NBR 6118:2014 estabelece, ainda, que estas armaduras de cisalhamento somadas com a de torção devem ser maiores que a mínima proposta no item 17.4.1.1. que é:

$$A_{sw,min} = 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) b_w \cdot 100 \quad (49)$$

3.8. DIMENSIONAMENTO DA LAJE

3.8.1. Dimensionamento da armadura resistente a flexão da laje

Diferentemente das longarinas, o processo de Fauchart não se aplica para obtenção dos esforços na laje, uma vez que este processo descarta a distribuição longitudinal da carga sobre a estrutura.

Os esforços distribuídos uniformemente, como o peso próprio da laje, podem ser analisados como aplicados em uma viga biengastada pois toda seção transversal do viaduto possui o mesmo carregamento. Agora como a distribuição das cargas não uniformes ocorre de maneira diferente em cada direção, é importante a utilização de uma teoria que represente melhor esta situação. Rüsç (1965) desenvolveu uma serie de tabelas práticas para o

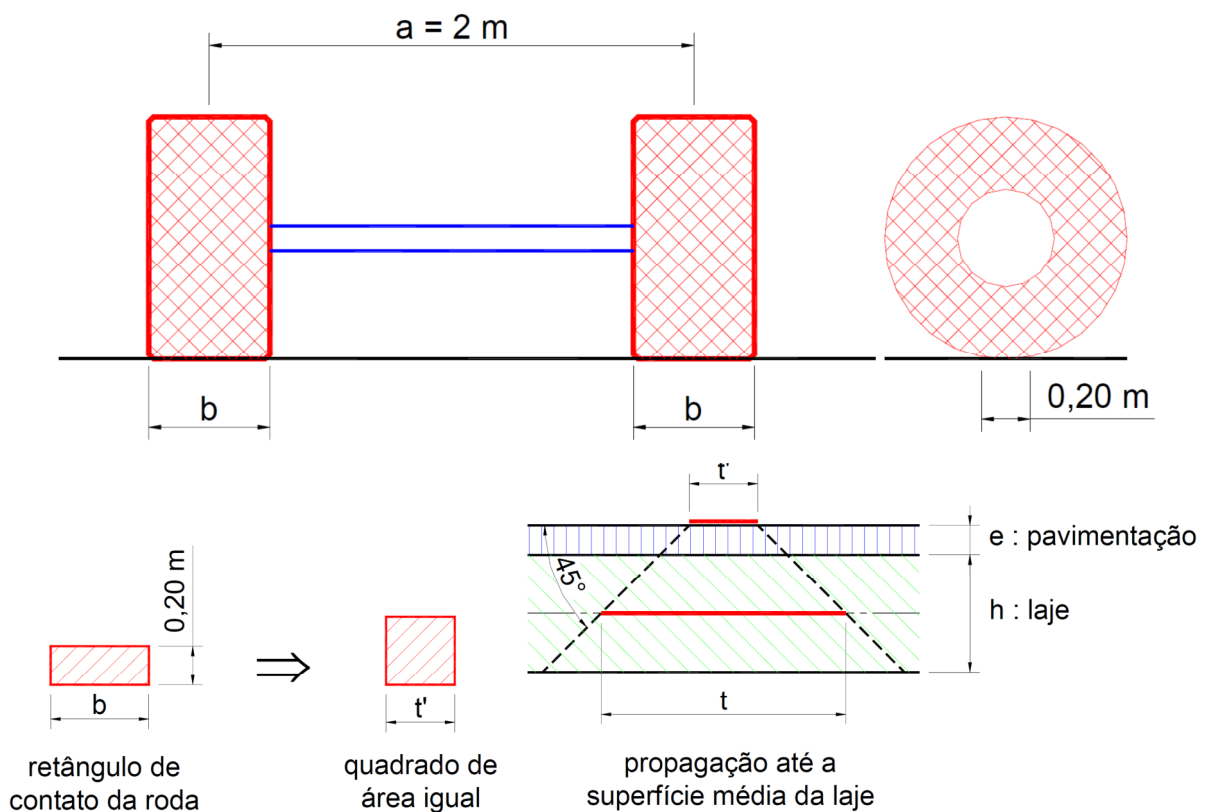
dimensionamento de lajes de pontes utilizando a teoria das placas, que leva em conta tanto o trabalho das cargas na direção transversal como na direção longitudinal do tabuleiro.

Como Stucchi (2006, p. 56) explica, cargas concentradas resultariam em esforços locais “infinitos”. Para evitar este problema, a tabela de Rüschi (1965) utiliza o conceito de área de contato, os dois lados desta área possuem a mesma dimensão, portanto, para que se possa utilizar as tabelas de Rüschi, é necessário o cálculo de um contato fictício t' , este necessita possuir as mesmas dimensões entre lados e a mesma área do contato do veículo tipo utilizado na ABNT NBR 7188:2013.

$$t' = \sqrt{0,2 \cdot b} \quad (50)$$

onde: t' : Largura do contato fictício;
 b : Largura da roda (para TB-450 igual a 50 cm);

Figura 24 – Largura do contato do veículo tipo com a laje.



Fonte: El Debs e Takeya, (2003, p. 188).

A largura t utilizada com dado de entrada na tabela de Rüschi é calculada considerando um espraiamento de 45° até a superfície média da laje calculado pela Equação (51).

$$t = t' + 2 \cdot \left(e_{pav} + \frac{h_{laje}}{2} \right) \quad (51)$$

onde: t' : Largura do contato fictício;

e_{pav} : Espessura da capa do pavimento asfáltico (usualmente 10 cm);

h_{laje} : Espessura da laje de concreto;

Os momentos fletores são calculados utilizando a Equação na qual os parâmetros são encontrados na tabela de Rüsçh.

$$M_q = CIV(P \cdot M_L + p \cdot M_p + p' \cdot M_{p'}) \quad (52)$$

onde: M_q : Momento fletor oriundo do carregamento móvel sendo na direção:

onde: M_{xm} : Transversal, positivo no centro do vão da laje;

M_{ym} : Longitudinal, positivo no centro do vão da laje;

M_{xe} : Transversal, negativo no engaste da laje com a longarina.

P : Carga concentrada da roda do veículo tipo 75 kN;

p : Carga móvel distribuída na mesma faixa de rolagem do veículo tipo 5 kN/m²;

p' : Carga móvel distribuída nas demais faixas de rolagem 5 kN/m²;

M_L, M_p e $M_{p'}$: Coeficientes fornecidos pelas tabelas em função dos parâmetros l_x/a e t/a :

onde: l_x : Vão transversal da laje (espaçamento entre longarinas);

t : Largura do espraiamento da área t' até o centro da laje;

a : Distância transversal entre as rodas do veículo, 2 m.

Após o cálculo dos esforços característicos, são utilizadas as equações e os coeficientes do item 3.1.5 para obtenção dos esforços de cálculo. O dimensionamento da laje é realizado utilizando a teoria clássica de viga submetida a flexão simples assumindo uma largura b unitária.

$$x = \frac{1}{\lambda} \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{\frac{\alpha_c}{2} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \quad (53)$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \left(d - \frac{\lambda}{2} \cdot x \right)} \quad (54)$$

Fonte: Adaptado de Santos et al (2001, cap. 3, p. 7).

onde:

- x : Profundidade da linha neutra;
- b : Largura da viga (para laje utilizar 100 cm);
- d : Profundidade da borda comprimida até o C.G. da armadura;
- f_{cd} : Resistência de projeto do concreto;
- f_{yd} : Resistência de projeto do aço;
- A_s : Área de aço (para a largura b utilizada);
- $\lambda = 0,8$, para concreto $f_{ck} \leq 50$ MPa; ou
- $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$ para $f_{ck} > 50$ MPa.
- $\alpha_c = 0,85$, para concreto $f_{ck} \leq 50$ MPa; ou
- $\alpha_c = 0,85 \cdot [1,0 - (f_{ck} - 50)/200]$ para $f_{ck} > 50$ MPa.

Se faz necessária, também, uma verificação de fadiga na armadura da laje similar a realizada na longarina. A NBR 6118:2014 no item 23.5.5 estabelece um limite de variação de tensão durante a combinação frequente de 190 MPa para armaduras longitudinais, retas, resistentes a flexão e com diâmetro menor que 16 mm.

$$\sigma_{l1} = \frac{M_{cf1}}{A_s(d - \frac{\lambda}{2} \cdot x)} \quad (55)$$

$$\sigma_{l2} = \frac{M_{cf2}}{A_s(d - \frac{\lambda}{2} \cdot x)} \quad (56)$$

$$\Delta\sigma_l = \sigma_{l1} - \sigma_{l2} \leq 190 \text{ MPa} \quad (57)$$

onde: σ_{l1} : Máxima tensão atuante na armadura longitudinal devido ao momento fletor da combinação frequente;

σ_{l2} : Mínima tensão atuante na armadura longitudinal devido ao momento fletor da combinação frequente;

M_{cf1} : Momento fletor máximo atuante na combinação frequente;

M_{cf2} : Momento fletor mínimo atuante na combinação frequente;

$\Delta\sigma_l$: Variação de tensão na armadura longitudinal devido ao momento fletor da combinação frequente.

$\lambda = 0,8$, para concreto $f_{ck} \leq 50$ MPa; ou

$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$ para $f_{ck} > 50$ MPa.

3.8.2. Dimensionamento da armadura resistente a força cortante da laje

Para a verificação da resistência ao cisalhamento da laje é necessário o cálculo das dimensões t_x e t_y da área de aplicação da carga da roda no plano médio da laje.

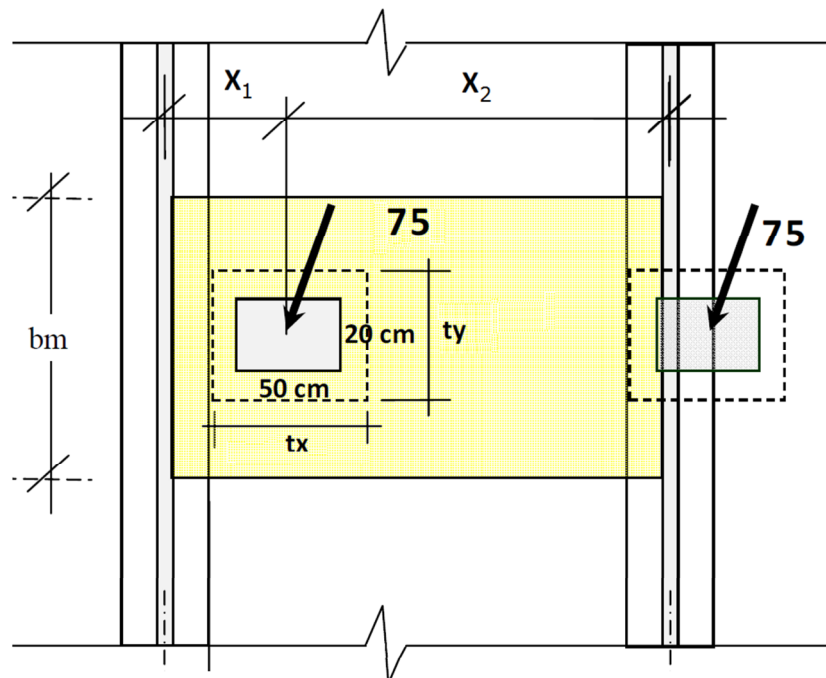
$$t_x = 50 + 2 \cdot \left(e_{pav.} + \frac{h_{laje}}{2} \right) \quad (58)$$

$$t_y = 20 + 2 \cdot \left(e_{pav.} + \frac{h_{laje}}{2} \right) \quad (59)$$

onde: $t_{x,y}$: Projecção do espriamento da carga no plano médio da laje;
 e_{pav} : Espessura da capa do pavimento asfáltico (usualmente 10 cm);
 h_{laje} : Espessura da laje de concreto.

Considerando que o cisalhamento máximo experimentado pela laje ocorre quando o veículo tipo tem o eixo de sua roda posicionada a uma distância x_1 do eixo da viga longitudinal, esta distância é suficiente para que o limite da projecção da aplicação da carga faceie o limite do apoio da laje, ou seja, o fim da mesa da viga longitudinal.

Figura 25 - Posicionamento do veículo tipo para cisalhamento máximo na laje.



Fonte: Adaptado de Thomaz (2012, p. 1).

$$x_1 = \frac{\text{lar. mesa da viga long.}}{2} + \frac{t_x}{2} \quad (60)$$

A largura útil para força cortante b_m de lajes bi-engastadas, segundo a norma alemã Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – Heft 240 apud Thomaz (2012, p. 2), é expressa pela Equação (61).

$$b_m = t_y + 0,3 \cdot x_1 \quad (61)$$

onde: b_m : Largura útil para cálculo da resistência ao esforço cortante;

Thomaz (2012, p. 2) diz que a força cortante V_{qk} que deve ser resistida pela laje de largura b_m devido ao carregamento variável é:

$$V_a = 75 \cdot \left(\frac{(l_x - x_1)}{l_x} \right) \quad (62)$$

$$V_{qk} = \frac{V_a \cdot CIV}{b_m} \quad (63)$$

onde: V_a : Esforço cortante provocado pela carga concentrada de uma roda;

l_x : Vão da laje ou espaçamento entre longarinas;

V_{qk} : Esforço cortante característico devido as cargas móveis.

O esforço cortante V_{gk} oriundo do carregamento permanente devido ao peso próprio da laje e a pavimentação é:

$$V_{gk} = (h_{laje} \cdot \rho_{conc} + e_{pav} \cdot \rho_{pav}) \cdot \frac{l_x}{2} \quad (64)$$

onde: V_{gk} : Esforço cortante provocado pelos carregamentos permanentes;

ρ_{conc} : Peso específico aparente do concreto armado (25 kN/m³);

ρ_{pav} : Peso específico aparente da pavimentação (24 kN/m³).

Utilizando as devidas combinações de ações para o cálculo do V_d é possível calcular a tensão de cisalhamento atuante τ_d em uma faixa de largura unitária da laje.

$$\tau_d = \frac{V_d}{d_{laje} \cdot 100} \quad (65)$$

Existe a possibilidade da laje armada apenas com a armadura longitudinal de tração possuir uma resistência ao cisalhamento V_{Rd1} superior a atuante τ_d , essa verificação é realizada de acordo com o item 19.4.1 da ABNT NBR 6118:2014.

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k(1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d \quad (66)$$

onde: $\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd}$: tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento;

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c;$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}, \text{ não maior que } 10,02;$$

$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$: Tensão de compressão devido a protensão ou carregamento;

$$k = |1,6 - d| : \text{Coeficiente não menor que } |1|;$$

A_{s1} : Área de armadura de tração;

Caso $V_{Rd1} < \tau_d$ é necessária a introdução de armadura resistente ao cisalhamento na laje. Essa armadura será disposta na forma de treliças inseridas nas pré-lajes e o calculo é o mesmo apresentado anteriormente sujeito no item 17.4.2.2 da NBR 6118:2014.

4. FUNÇÃO OBJETIVO

Este estudo tem por objetivo a minimização de custos de tabuleiros de pontes de concreto composto por longarinas, pré-moldadas, pós-tensionadas e de seção I, tendo em conta os custos dos materiais, da fabricação e da instalação. O custo total do tabuleiro C_T é determinado pela soma de todas as quantidades individuais multiplicada pelos seus respectivos custos apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Parâmetros da função de custo.

<i>Variável</i>	<i>Unidade</i>	<i>Custo</i>	<i>Fonte</i>
$C_{c,lg}$	$R\$/m^3$	383,58~555,19	Peinado et al (2014, p. 7) + 13,25%
$C_{f,lg}$	$R\$/m^2$	61,53~29,45	SINAPI, PR, 06/2015 + 3,95%
$C_{a,lf,lg}$	$R\$/kg$	6,41	SINAPI, PR, 06/2015 + 3,95%
$C_{a,lt,lg}$	$R\$/kg$	6,41	SINAPI, PR, 06/2015 + 3,95%
$C_{a,vct,lg}$	$R\$/kg$	6,41	SINAPI, PR, 06/2015 + 3,95%
$C_{p,lg}$	$R\$/kg$	10,51	Hejos Construções Civis 2015
$C_{cj,p,lg}$	$R\$/un$	379,87	Hejos Construções Civis 2015
$C_{i,lg}$	$R\$/un$	205,06/t	Hejos Construções Civis 2015
$C_{c,lj}$	$R\$/m^3$	383,58~555,19	Peinado et al (2014, p. 7) + 13,25%
$C_{a,lj}$	$R\$/kg$	6,41	SINAPI, PR, 06/2015 + 3,95%

Fonte: Elaborada pelo autor.

onde:

$C_{c,lg}$: Custo do concreto usinado bombeado, inclusive lançamento e adensamento – longarina;

$C_{f,lg}$: Custo da forma para estruturas de concreto, inclusive fabricação, montagem e desmontagem – longarina;

$C_{a,lf,lg}$: Custo da armação, aço CA-50, inclusive corte, perda de 10%, dobra e colocação – armadura longitudinal resistente a flexão da longarina;

$C_{a,lt,lg}$: Custo da armação, aço CA-50, inclusive corte, perda de 10%, dobra e colocação – armadura longitudinal resistente a torção da longarina;

$C_{a,vct,lg}$: Custo da armação, aço CA-50, inclusive corte, perda de 10%, dobra e colocação – armadura transversal resistente a força cortante e a torção da longarina;

$C_{p,lg}$: Custo da armadura de protensão, aço CP-190 RB, inclusive corte, colocação e protensão – longarina;

$C_{cj,p,lg}$: Custo do conjunto de ancoragem da armadura de protensão, inclusive instalação – longarina;

$C_{i,lg}$: Custo do içamento por longarina;

$C_{c,lj}$: Custo do concreto usinado bombeado, inclusive lançamento e adensamento – laje;

$C_{a,lj}$: Custo da armação, aço CA-50, inclusive corte, perda de 10%, dobra e colocação – armadura longitudinal resistente a flexão e cisalhamento da laje;

Peinado et al (2014, p. 7) apresenta em seu trabalho os custo das diferentes classes do concreto fornecidos por uma empresa concreteira da região de Maringá com data de referência Abril/2014. Para que todos os preços unitários utilizados no cálculo dos custo total tenham a mesma data-base, o valor apresentados pelos autores foi corrigido pelo INCC (Índice Nacional de Custo da Construção) que para o período de Abril/2014 a Novembro/2015 foi de 13,15%.

Tabela 5 – Custo do concreto.

<i>Classe de resistência do concreto</i>	<i>Custo em Abril/2014 (R\$/m³)</i>	<i>Custo em Novembro/2015 (R\$/m³)</i>
C35	339,00	383,58
C45	375,00	424,31
C55	409,36	463,19
C65	436,93	494,39
C75	460,51	521,07
C90	490,67	555,19

Fonte: Adaptado de Peinado et al (2014, p. 7) já acrescido de 35,00 R\$/m³ de mão de obra e 40,00 R\$/m³ de bombeamento.

O custo das fôrmas da longarina $C_{f,lg}$ varia de acordo com o número de repetições, sendo 59,35 R\$/m² para duas repetições; 45,41 R\$/m² de duas a cinco; 34,35 R\$/m² de cinco a

oito e 28,33 R\$/m² para mais que oito repetições, haja vista que todos estes valores foram retirados da Tabela SINAPI de 06/2015.

Os custos obtidos da tabela SINAPI, PR, Junho/2015 foram corrigidos para a mesma data-base de Novembro/2015, tendo como índice de correção 3,95%.

O custo da fôrma para confecção das pré-lajes não é avaliado nesta função, uma vez que a comparação de custos é feita entre viadutos de mesmo vão longitudinal e mesma largura transversal. Portanto, este é o mesmo para todas as soluções, podendo ser desconsiderado.

Alguns serviços muito específicos, como protensão, conjunto de ancoragem e içamento das longarinas não constam em tabelas de orçamentos convencionais. Portanto, este custo foi fornecido por cortesia de uma construtora da região de Maringá, especializada neste tipo de obra.

O custo do içamento das longarinas pré-moldada é calculado em função do peso das longarinas, assumindo um custo que cresce linearmente com o peso içado.

Custos adicionais, como bainhas metálicas corrugadas e injeção de nata de cimento, não foram considerados pois são muito pequenos comparados com o total da obra.

Esta função de custo limita-se em avaliar os custos diretos da construção apenas do tabuleiro, não considerando os demais fatores como o custo da meso e infraestrutura.

5. ALGORITMO DESENVOLVIDO EM *MATLAB*®

Este capítulo tem como objetivo mostrar o funcionamento do algoritmo desenvolvido, quais foram os problemas e soluções encontradas, assim como a estrutura utilizada para que o software não interrompa seu funcionamento perante situações de dimensionamento impossível.

Foi escolhido desenvolver o algoritmo em *MATLAB*® visto que este dispõe de uma maneira muito simples de manipular matrizes e também funções pontas, como o cálculo de matrizes inversas.

Neste estudo, inicialmente tinha-se a pretensão de implementar algum tipo de algoritmo meta-heurístico que encontrasse o mínimo da função de custo sem que fosse preciso o cálculo de todas as possibilidades.

Os algoritmos meta-heurísticos são algoritmos iterativos que partem de valores aleatórios para as variáveis independentes. A partir desta primeira iteração, baseado no histórico de resultados, o algoritmo filtra os que, segundo este histórico, possuem maior probabilidade de fornecer valores mínimos para a função em questão, repetindo este processo até que determinada condição de parada seja satisfeita. Esta condição pode ser, por exemplo, a diferença percentual entre os resultados fornecidos pelas duas iterações consecutivas caso essa seja menor que um valor considerado significativo na prática. A vantagem destes algoritmos é a velocidade de convergência, mas essa velocidade tem um custo que é a incerteza do mínimo absoluto real da função.

Todavia, foi notado que cada combinação de variáveis independentes levava cerca de um décimo de segundo para ter o seu custo definido, fazendo com que a utilização de processos meta-heurísticos fosse desnecessária para as simplificações e discretizações adotadas neste trabalho. Por conta disso, o resultado ótimo é encontrado calculando o custo de todas as possibilidades de variações discretas das variáveis independentes, na qual posteriormente o mínimo é selecionado.

Para buscar a solução ótima, é necessário estabelecer quais serão as variáveis independentes e os seus limites de variação, sendo que para o presente trabalho, todas as variáveis independentes são discretas, ou seja, o seu conjunto de opções é enumerável. A Tabela 6 mostra quais são as variáveis independentes, seus limites de variação e intervalo de variação.

Tabela 6 – Variáveis independentes.

<i>Variável independente</i>	<i>Valor mínimo</i>	<i>Incremento</i>	<i>Valor máximo</i>
<i>Número de longarinas (N_{lg})</i>	2	1	30 ou alojamento impossível
<i>Altura da longarina (H_{lg})</i>	100 cm	10 cm	200 cm
<i>Altura da laje (H_{lj})</i>	17 cm	1 cm	26 cm
<i>Comprimento do enrijecimento da alma da longarina (E_{lg})</i>	10 % do vão	5 % do vão	35 % do vão
<i>Resistência característica do concreto (f_{ck})</i>	35 MPa	10 ou 15 MPa	90 MPa

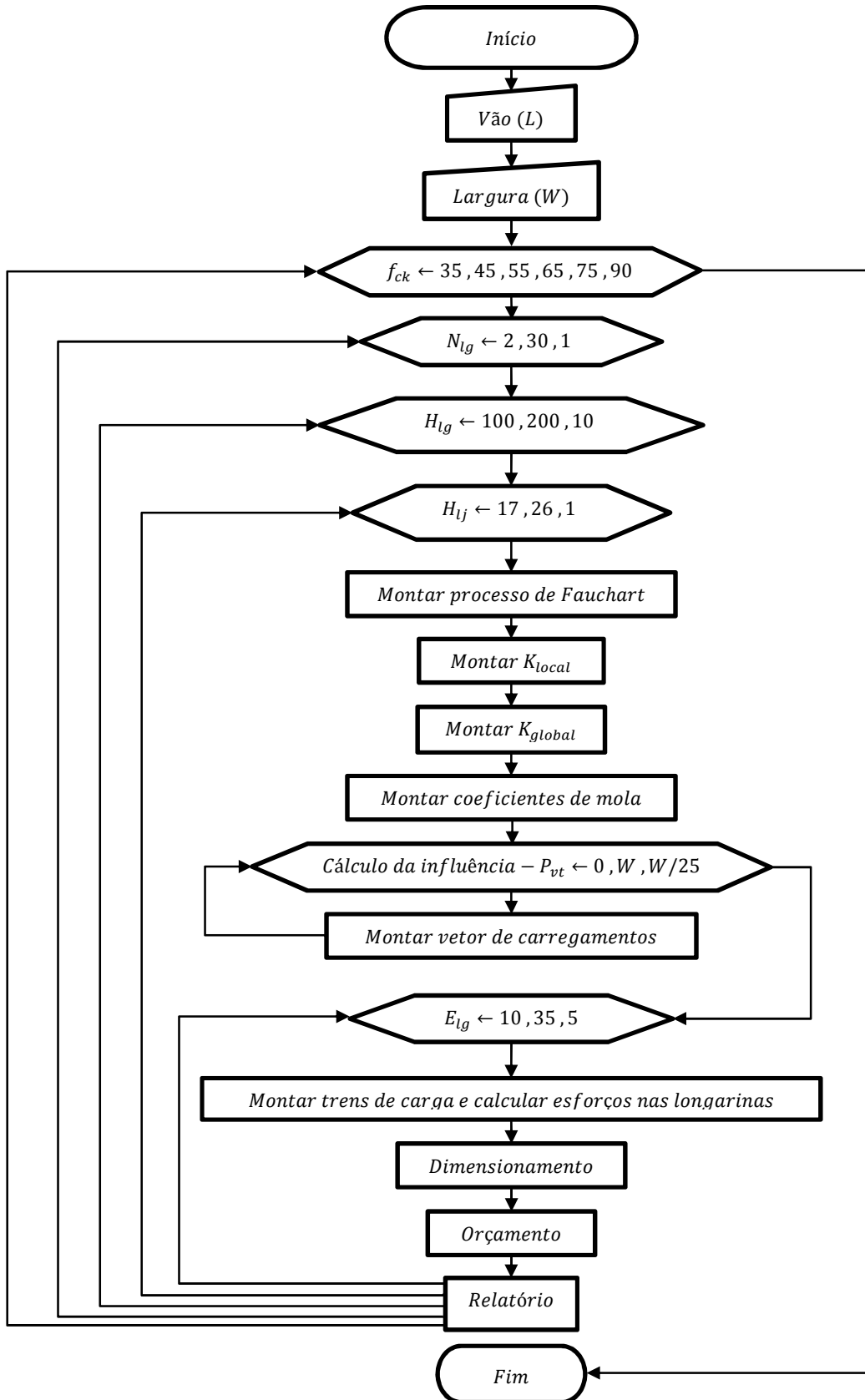
Fonte: Elaborada pelo autor.

Existem informações pré-programadas no algoritmo como: tabelas de propriedades geométricas da seção das longarinas e tabela de propriedades de treliças de armadura em treliças comerciais para laje. As seções das longarinas cadastradas no programa, bem como outras informações previamente cadastradas, estão dispostas em anexo a este trabalho.

O algoritmo inicia recebendo os dados de entrada, vão e largura, e executa todo o algoritmo para todas as combinações das variáveis independentes, registrando, no final, quais foram utilizadas e o seu respectivo custo.

Cada processo representado por retângulos no fluxograma da Figura 26 possui sua própria estrutura e são responsáveis por realizarem as rotinas apresentadas no capítulo 3 deste trabalho. A seguir, são apresentadas as principais funções e como foram programados esses dez processos.

Figura 26 – Fluxograma geral do algoritmo desenvolvido.



Fonte: Elaborada pelo autor.

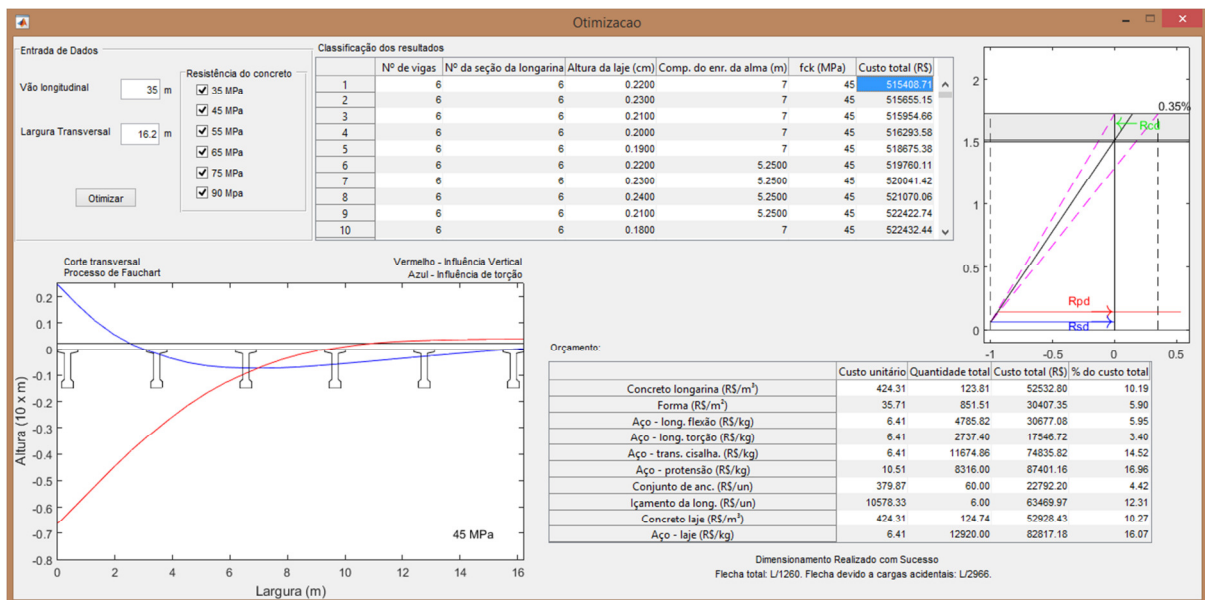
5.1. INTERFACE GRÁFICA DO USUÁRIO

Para que o engenheiro possa interagir com o *software*, foi desenvolvida uma interface gráfica do usuário (Graphical User Interface – GUI) de uma única janela para entrada dos dados, acompanhamento do processo de cálculo e apresentação dos resultados.

No painel “Entrada de Dados” o usuário deve preencher o vão e a largura da estrutura que deseja otimizar. Em seguida, deve selecionar no subpainel “Resistência do concreto” quais resistências ele deseja considerar no processo de otimização, haja vista que ao selecionar mais opções, maior será o número de combinações possíveis e maior será o tempo de processamento. Depois de preenchido as informações na seção de entrada de dados, o usuário deve clicar no botão “Otimizar”.

Assim, o processo de otimização é iniciado ao passo que a evolução deste é mostrada na figura com o título “Corte transversal”. Nesta figura, o resultado geométrico da combinação das variáveis é apresentada de forma gráfica juntamente com o resultado das influências do processo de Fauchart.

Figura 27 – Interface Gráfica do Usuário.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Concluído o processo de cálculo de todas as combinações possíveis para os valores selecionados, a tabela “Classificação dos resultados” é preenchida mostrando o custo das combinações em ordem decrescente.

Para que o usuário receba mais informações sobre determinada combinação das variáveis, basta clicar na tabela “Classificação dos resultados” sobre a linha referente a esta combinação, assim, o software mostra, ao lado desta tabela, uma figura semelhante à Figura 23 exibindo graficamente a altura da seção composta, altura da laje, altura da linha neutra, alongamentos da seção em E.L.U., limites de domínios de deformação, posição da resultante de concreto comprimido, posição das resultantes das armaduras, bem como o alongamento das armaduras e o pré-alongamento da armadura ativa. Após selecionada a combinação, também é apresentada na tabela “Orçamento” o orçamento desta opção.

Caso o dimensionamento seja considerado impossível, a coluna “Custo total” da tabela “Classificação dos resultados” é preenchida com a sigla *NaN* (*Not a Number*). Quando uma combinação com dimensionamento impossível é selecionada nesta tabela, a frase “Dimensionamento realizado com sucesso” é substituída por uma das mensagens de erro que indica o motivo. Um resumo dos principais erros está apresentado no item 5.9.

5.2. MONTAR PROCESSO DE FAUCHART

O processo inicia construindo um vetor $\{l\}$ no qual cada linha recebe os comprimentos das barras do tabuleiro de largura unitária do processo de Fauchart, como o da

Figura 16. Assim, as duas primeiras barras possuem metade da largura da mesa superior da longarina $L_{ms,lg}$ sendo que a terceira recebe o espaçamento entre as mesas das longarinas $(W - N_{lg} \cdot L_{ms,lg}) / (N_{lg} - 1)$. Esta sequência é repetida até que a soma do comprimento de todas as barras seja igual à largura W da ponte. O mesmo processo é desenvolvido para o vetor $\{I\}$ que recebe a inércia das barras do tabuleiro de Fauchart.

As Equações (2) e (3) dos coeficientes de mola do processo de Fauchart utilizam a inércia da seção da longarina composta com a laje. Como a espessura da laje H_{lj} é uma das variáveis independentes, é necessário que a inércia da seção composta seja calculada dentro do programa utilizando o teorema dos eixos paralelos. Este teorema precisa, entre outros parâmetros, da posição do C.G. da seção composta, logo, o cálculo do C.G. também está programado neste processo.

De posse de todos os parâmetros necessários, utilizando as Equações (2) e (3) são calculados os coeficientes de mola verticais e de torção do processo de Fauchart.

5.3. MONTAR K_{local}

Este processo tem como objetivo construir uma matriz K_{local} para cada barra $[K_{loc,nb}]$ do tabuleiro de largura unitária do processo de Fauchart, como o da

Figura 16. Para tanto, é utilizada a Equação (5) e os parâmetros como comprimento e inércia das barras são lidos nos vetores $\{L\}$ e $\{I\}$, respectivamente, construídos no processo anterior.

5.4. MONTAR K_{global}

Seguindo a estrutura apresentada na Equação (6) este processo posiciona as matrizes locais $[K_{loc,nb}]$ de cada barra nb em uma matriz global de rigidez $[K_{gl}]$. O algoritmo que realiza este processo tem programado que cada barra nb tem seu primeiro elemento (1,1) na posição $nb \cdot 3 - 2$, sendo os demais elementos posicionados em relação a este.

5.5. MONTAR COEFICIENTES DE MOLA

Este algoritmo posiciona os coeficientes de mola do processo de Fauchart em suas respectivas posições na matriz de coeficientes de mola. Como comentado no item 3.1.3, cada nó n é representado por duas posições na matriz $[K_{gl}]$ sendo que uma representa a rigidez a deslocamentos verticais $K_{gl(n*2-1,n*2-1)}$ e a outra a rotações $K_{gl(n*2,n*2)}$. Assim é construída uma matriz de coeficientes de mola com as mesmas dimensões da matriz de rigidez global $[K_{gl}]$, com zeros em todas as posições exceto as células que representam a rigidez dos nós que possuem molas. Ao final deste processo a matriz de rigidez global é somada à matriz de coeficientes de mola resultando em uma matriz de rigidez que representa a estrutura com suas condições de suporte.

5.6. CÁLCULO DA INFLUÊNCIA

Considerando a discretização de 25 pontos igualmente espaçados pela largura transversal do tabuleiro, este processo consiste em posicionar a carga unitária em cada um destes pontos, executar o processo que monta o vetor de carregamentos para o ponto carregado e calcular os deslocamentos da seção transversal do tabuleiro de largura unitária do processo de Fauchart $\{U\}$ utilizando a Equação (4). Este processo é relativamente simples, uma vez que as matrizes de rigidez global e de carregamentos estão montadas, basta calcular a inversa da matriz de rigidez global $[K_{gl}]^{-1}$ e multiplicar pelo vetor de carregamento $\{F\}$.

Após o cálculo dos deslocamentos, este processo constrói uma tabela na qual a primeira coluna representa as posições do carregamento unitário e a segunda e terceira colunas mostram a reação de apoio vertical e de momento da longarina de extremidade (nó 2). Estes valores de reação de apoio são obtidos multiplicando os deslocamentos e rotações $U_{(3)}$ e $U_{(4)}$ pelos coeficientes de mola vertical e de rotação da longarina de extremidade.

5.7. MONTAR VETOR DE CARREGAMENTOS

Seguindo a estrutura da Figura 18, este processo procura a barra que está sendo carregada de acordo com a posição da carga unitária fornecida pelo processo anterior. Esta verificação é realizada da seguinte maneira: assumindo o nó 1 como origem do eixo das abscissas, uma busca é realizada entre os nós afim de encontrar qual nó n possui a distância até a origem inferior a posição do carregamento unitário, sendo que o próximo nó, ou seja $n + 1$, possua a distância até a origem maior que a distância do carregamento concentrado, isto só é verdadeiro para o par de nós que delimitam a barra carregada.

Definido, então, o nó n como o nó imediatamente anterior ao carregamento, são utilizadas as Equações (7), (8), (9) e (10) para montar um vetor de carregamento $\{F\}$ como o da Equação (11). Sendo este processo repetido para cada posição do carregamento definido no processo precedente.

5.8. MONTAR TRENS DE CARGA E CALCULAR ESFORÇOS NAS LONGARINAS

Quando o processo é realizado de forma manual, posiciona-se o veículo tipo na região de máxima influência transversal para a viga de extremidade do tabuleiro. Para automatizar este procedimento, foi necessário programar o cálculo do trem de carga para todas as posições possíveis transversalmente no tabuleiro, respeitando uma discretização de 100 pontos igualmente espaçados sobre o tabuleiro, posteriormente são selecionadas as posições que apresentam os valores de máximo e de mínimo para o cálculo do carregamento concentrado do trem de carga.

Para o cálculo da carga distribuída do trem de carga, o algoritmo calcula as áreas das influências positivas e negativas dos gráficos de influência, assumindo uma distribuição linear entre dois pontos consecutivos, desta forma, calcula a área como trapézios. É importante salientar que para o cálculo de influências de cargas móveis são descontados os primeiros e últimos 50 cm do tabuleiro, pois estes estão ocupados pelos guarda rodas.

A carga distribuída segundo a norma não se aplica na região ocupada pelo veículo tipo. Por questão de simplificação, a carga p de 5 kN/m² também é aplicada sob o veículo e

terá sua magnitude subtraída da carga concentrada do veículo tipo. Segundo a norma, o veículo ocupa 18 m^2 , multiplicando esta área pela carga p distribuída, resulta-se em uma magnitude de 90 kN , dividindo esta magnitude por seis rodas do veículo tipo, conclui-se que se deve subtrair 15 kN de cada roda. Portanto, a carga P resultante desta simplificação é 60 kN .

A construção dos trens de carga é realizada como apresentada no item 3.1.4, ou seja, multiplicando o carregamento pela influência. Os esforços atuantes são calculados considerando uma viga biapoiada sob atuação dos trens de carga, os quais são calculados em três pontos distintos, sendo o primeiro no centro do vão, o segundo na transição do enrijecimento da longarina e o terceiro no apoio. Obtidos os esforços atuantes, estes são majorados como apresentado no item 3.1.5.

5.9. DIMENSIONAMENTO

Com o objetivo de evitar que o algoritmo interrompa seu funcionamento perante alguma situação de dimensionamento impossível, foi criada uma variável responsável por informar se o dimensionamento é possível ou não (*PossiDim*), inicialmente ela recebe $PossiDim = 1$. Antes da realização de cada etapa do dimensionamento, existe um teste de hipótese que verifica se a execução da próxima etapa é impossível. Se o dimensionamento for impossível, a variável recebe $PossiDim = 0$ e o processo finaliza sua execução seguindo para o próximo processo do fluxograma da Figura 26. Já se o dimensionamento for possível, o processo segue seu curso normalmente, realizando a próxima etapa e posteriormente os novos testes das próximas etapas.

A seguir estão apresentadas em ordem de execução quais testes de possibilidade de dimensionamento são executados no processo de dimensionamento.

1. Impossibilidade do alojamento das bainhas de protensão;
2. Insegurança no ato da protensão;
3. Tensão nas combinações de serviço superiores aos limites da norma;
4. Momento solicitante superior que momento resistente da longarina;
5. Insegurança para ações combinadas de cortante e torção;
6. Laje fora dos padrões pré-estabelecidos da tabela de Rüschi;
7. Ruptura não dúctil na flexão das lajes em qualquer direção analisada;
8. Largura útil para força cortante b_m superior a $1,50 \text{ m}$ (espaçamento entre eixos);

9. Espaçamento entre treliças de laje menor que 10 cm.

Portanto, agora definida a estrutura do algoritmo de dimensionamento, este inicia calculando o número de cordoalhas necessárias levando em conta que a protensão seja limitada – item 3.2 – considerando as perdas estimadas em 25% (10% imediatas e 15% progressivas).

- **Cálculo da força de protensão necessária**

De posse do número de cordoalhas, o algoritmo calcula o número de bainhas necessárias levando em conta um máximo de 10 cordoalhas de 12,7 mm por bainha. Então, a verificação 1 de impossibilidade de dimensionamento é executada assumindo que a seção em questão possui um número limite de bainhas previamente cadastrado. Se o alojamento das bainhas for possível, então o dimensionamento segue para a próxima etapa.

- **Estado-Limite Último no ato da protensão**

Nesta etapa, as tensões são calculadas e verificadas de acordo com os limites apresentados no item 3.3 deste trabalho. Uma vez que os limites sejam atendidos, a próxima etapa é executada.

- **Verificação das tensões em serviço**

Neste momento, as tensões são calculadas e verificadas de acordo com os limites apresentados no item 3.4 deste trabalho. Uma vez que os limites são atendidos, a próxima etapa é executada.

- **Verificação da necessidade de armadura passiva para flexão**

Esta etapa do processo é executada da maneira como foi apresentado o item 3.5.1, ou seja, calcula-se o alongamento total sofrido pela armadura de protensão em E.L.U ($1\% + \varepsilon_{pré.}$) e utiliza-se o diagrama de tensão deformação – Figura 21 – para o cálculo da reação do aço de protensão R_{pd} . Como a reação do concreto comprimido R_{cd} deve possuir o mesmo valor de R_{pd} para que as forças horizontais internas da seção se equilibrem, o algoritmo tem programado o cálculo da profundidade x da linha neutra em função da reação R_{cd} . Já que existe uma equação para cada região em que se encontra o x , o algoritmo procura qual seria essa seria e utiliza a equação adequada. Conhecendo, ainda, qual região da seção transversal é comprimida, são calculadas as distâncias até o C.G. do aço de protensão de cada região comprimida e multiplicada pelas reações R_{cd} para se obter o momento resistente da seção M_{rd} sem aço passivo.

Se o M_{rd} calculado nesta etapa for maior que o M_d a próxima etapa não é executada, caso contrário, a próxima etapa é executada para o cálculo da armadura passiva necessária.

- **Dimensionamento da armadura passiva para flexão**

Durante a execução desta etapa, como mostrado no item 3.5.1, a profundidade x da linha neutra precisa ser definida anteriormente para o cálculo do momento resistente M_{rd} . O algoritmo, então, bissecta repetidamente o intervalo ($0 < x \leq \text{limite do domínio } 2 - 3$) a fim de encontrar qual valor de x que proporcione um momento interno resistente da seção M_{rd} próximo ao momento solicitante M_d admitindo um erro de 0,0005%. Sendo $M_d - 0,0005.M_d \leq M_{rd} \leq M_d + 0,0005.M_d$ utiliza-se a reação da armadura passiva R_{sd} , o programa calcula a área de aço necessária e segue para a próxima etapa. Caso o *software* realize o cálculo de M_{rd} para 200 posições da linha neutra x e nenhuma possuindo o erro menor que o citado anteriormente, o processo é interrompido e o dimensionamento é considerado impossível.

- **Dimensionamento da armadura resistente à força cortante e a torção**

O dimensionamento da armadura resistente ao cisalhamento e à torção é realizada como mostrado no item 3.7. Adota-se uma armadura resistente ao cisalhamento e à torção máximos calculada, utilizando as propriedades da seção com alma enrijecida, e uma resistente ao cisalhamento e torção atuantes na transição E_{lg} entre seções da longarina, calculada utilizando as propriedades da seção do meio do vão da longarina. Sendo que as armaduras calculadas são corrigidas em função da tensão de fadiga.

A verificação conjunta de solicitações apresentada na Equação (37) é realizada e, sendo verdadeira, as próximas etapas são executadas, caso contrário, o dimensionamento é considerado impossível e o processo é encerrado.

- **Dimensionamento da armadura resistente à flexão da laje**

A tabela de Rüsç (1965) está pré-programada no algoritmo, portanto, esse realiza uma busca nas linhas e colunas da tabela a fim de encontrar os parâmetros l_x/a e t/a para o dimensionamento da laje em questão. Encontrando as linhas e colunas adjacentes aos parâmetros da laje que está sendo dimensionada, uma regressão linear é realizada para que se obtenha os parâmetros de maneira mais próxima. A partir dos parâmetros extraídos da tabela de Rüsç (1965), o dimensionamento segue como apresentado no item 3.8.1. Caso não seja encontrada as linhas e colunas referentes a l_x/a ou t/a , o dimensionamento é considerado impossível pois a geometria da laje não se enquadra nos parâmetros das tabelas de Rüsç.

É realizada uma verificação de ductilidade da ruptura da laje sendo que o dimensionamento só continua caso o domínio do estado-limite último não for o 4.

- **Dimensionamento da armadura resistente à força cortante da laje**

O dimensionamento desta armadura é realizado definindo, primeiramente, qual treliça comercial é utilizada para cada laje. Com base na tabela de treliças de laje já pré-programada, apresentadas em anexo a este trabalho, é escolhida para a laje atual a maior treliça que possui 5 cm a menos que a laje.

A partir desta treliça definida, é atribuído um espaçamento de 40 cm entre treliças e realizada as verificações do item 3.8.2, se este espaçamento não for suficiente, um espaçamento entre treliças 5 cm menor é escolhido e o procedimento repetido. Este processo é repetido até que as verificações de segurança sejam satisfeitas ou o espaçamento seja menor que 10 cm.

Caso o espaçamento necessário seja menor que 10 cm ou a largura b_m seja maior que 1,50 m o dimensionamento é considerado impossível.

5.10. ORÇAMENTO

Este processo monta uma tabela de orçamento na qual a primeira coluna apresenta os preços unitários, Tabela 4, utilizados para a solução em questão; a segunda coluna representa as quantidades de cada material utilizados nesta solução; e a terceira o custo de cada item do orçamento, ou seja, coluna 1 vezes a coluna 2.

O algoritmo seleciona qual custo de forma deve ser utilizado, de acordo com o número de repetições das longarinas, calcula, também, o custo unitário do içamento, multiplicando o peso individual das longarinas pelo custo por tonelada.

O cálculo do volume de concreto das longarinas considera a variação de seção devido ao enrijecimento da alma. A área de fôrmas é calculado utilizando o perímetro de cada seção, sendo que esta informação encontra-se pré-programada na tabela de propriedades das seções das longarinas em anexo a este trabalho. O volume de armadura utilizado para a laje inclui tanto armadura longitudinal como as treliças das pré-lajes.

5.11. RELATÓRIO

Este processo elabora uma tabela na qual cada linha representa uma solução calculada pelo programa, apresentando o custo total da solução e as variáveis independentes utilizadas (N_{lg} , H_{lg} , H_{lj} , E_{lg} e f_{ck}).

6. DIMENSIONAMENTO DE UM TABULEIRO HIPOTÉTICO UTILIZANDO OS MÉTODOS TRADICIONAIS E O ALGORITMO DESENVOLVIDO

Este capítulo se dedica a realizar o dimensionamento de um tabuleiro hipotético com um vão longitudinal de 35 metros, uma largura transversal de 16,2 metros e concreto com $f_{ck}=35$ Mpa, utilizando os métodos tradicionais como planilhas de *Excel*® e *software* de análise estrutural como o *SAP2000*®. Desta maneira, os resultados obtidos utilizando o algoritmo desenvolvido em *MATLAB*® deste trabalho podem ser comparados e validados.

As variáveis independentes são escolhidas com base na experiência do que é usualmente encontrado em obras semelhantes:

$N_{lg} = 7$ longarinas, fornecendo um espaçamento de 2,50 m (número de longarinas);

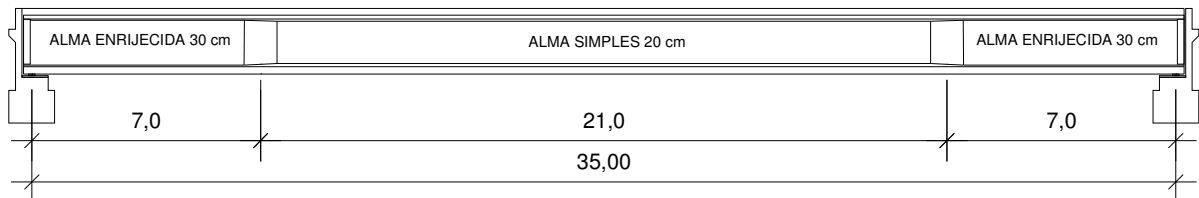
$H_{lg} = 1,80$ m, aproximadamente o vão/20 (altura das longarinas);

$H_{lj} = 20$ cm, comumente encontrada em obras deste porte (altura da laje);

$E_{lg} = 7$ m, aproximadamente o vão/5 (comprimento do enrijecimento da alma);

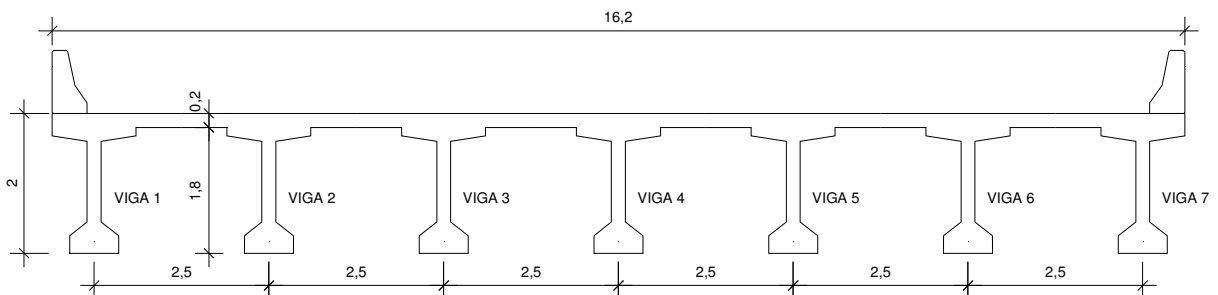
$f_{ck} = 35$ MPa, comumente encontrado em obras deste porte (resistência característica à compressão do concreto).

Figura 28 – Elevação longitudinal do tabuleiro (dimensões em metros).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 29 – Seção transversal do tabuleiro (dimensões em metros).

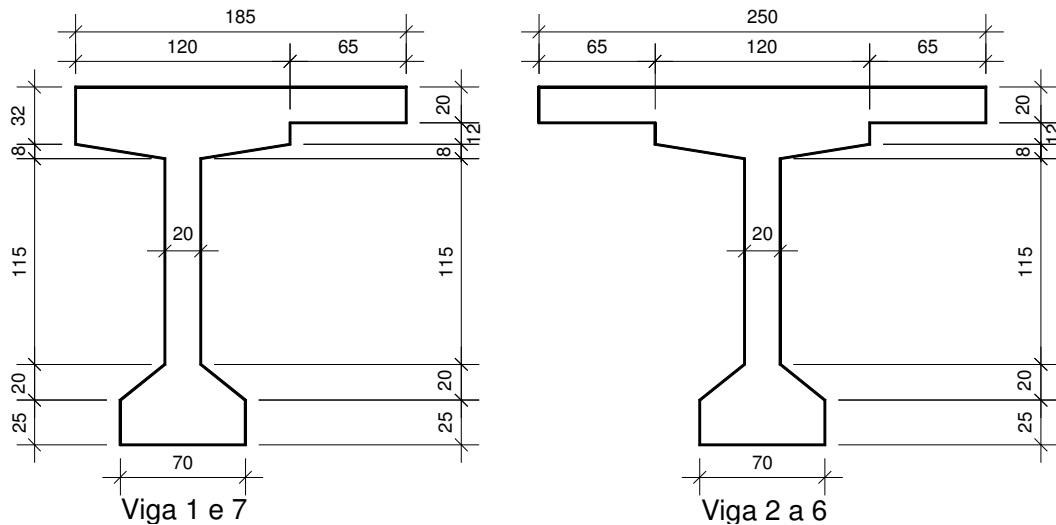


Fonte: Elaborada pelo autor.

6.1. DIMENSIONAMENTO UTILIZANDO MÉTODOS TRADICIONAIS

As propriedades geométricas necessárias para o cálculo dos coeficientes das molas são referentes a viga e a laje contribuinte da seção. A seguir, estão representadas as seções das vigas individuais.

Figura 30 – Seção transversal das longarinas compostas com laje (dimensões em centímetros).



Fonte: Elaborada pelo autor.

- **Processo de Fauchart**

Com as dimensões das seções transversais e os materiais apresentados, a Tabela 7 é construída para o cálculo dos coeficientes de mola do processo de Fauchart.

Tabela 7 – Propriedades físicas e geométricas das longarinas com respectivos coeficientes de mola.

Vigas	E_{cs} (MPa)	G (MPa)	I (m ⁴)	I_t (m ⁴)	k_v (kN/m)	k_t (kN.m/rad)
1 e 7	33.792,65	13.517,06	0,537	0,0100	1.177,72	1.089,05
2 a 6	33.792,65	13.517,06	0,586	0,0117	1.285,21	1.277,81

Fonte: Elaborada pelo autor.

O módulo de elasticidade é calculado utilizando as equações prescritas na NBR 6118:2014, item 8.2.8. A inércia sobre o eixo horizontal que passa pelo centroide é calculada

utilizando o teorema dos eixos paralelos da resistência dos materiais e a inércia polar é calculada utilizando a equação para perfis compostos por retângulos alongados.

Com os coeficientes de mola calculados, para a análise da estrutura no *SAP2000*® o material correspondente ao concreto com f_{ck} igual a 35 MPa é criado e o módulo de elasticidade definido com o valor apresentado na Tabela 7. São criadas duas seções para perfiz de barra, uma com 100x20 cm correspondente a laje e outra com 100x32 cm que representa a seção da laje composta com a mesa da viga. São introduzidos no software elementos de barra com nós no centro das mesas das vigas e nas regiões em que a seção de 100x20 cm é alterada para 100x32. Os materiais são aplicados nas seções, que são definidas para as barras, os nós do centro da mesa recebem as molas com os coeficientes da Tabela 7.

Figura 31 – Estrutura de barra com seções visíveis “Extrude View” representando a seção com largura unitária do tabuleiro.

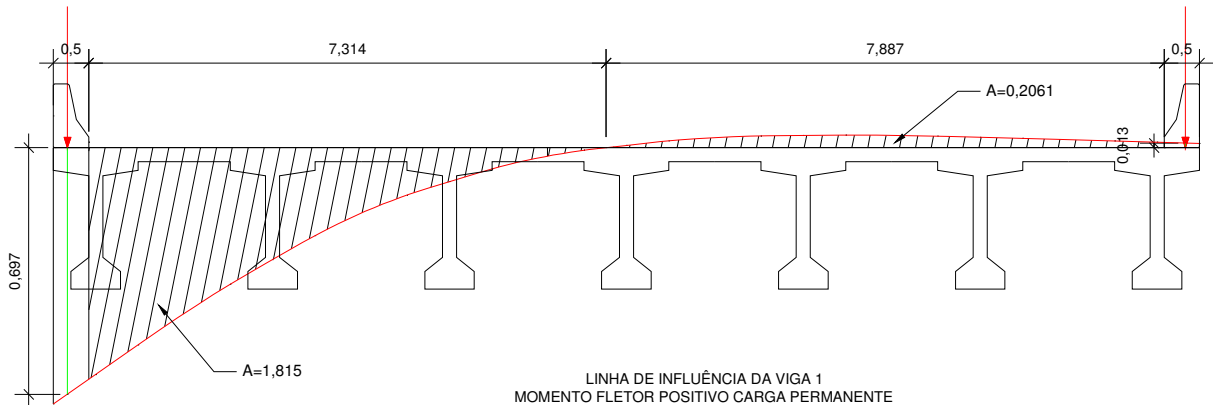


Fonte: Elaborada pelo autor.

Com a estrutura do processo de Fauchart definida, Figura 31, devem ser calculadas as linhas de influência do tabuleiro. Como comentado anteriormente, são apresentadas somente as linhas de influência referentes a viga 1. Estas linhas representam a influência do posicionamento transversal dos carregamentos sobre o tabuleiro na viga 1, sendo que o processo para elaboração esta detalhado nos itens 3.1.2 e 3.1.3.

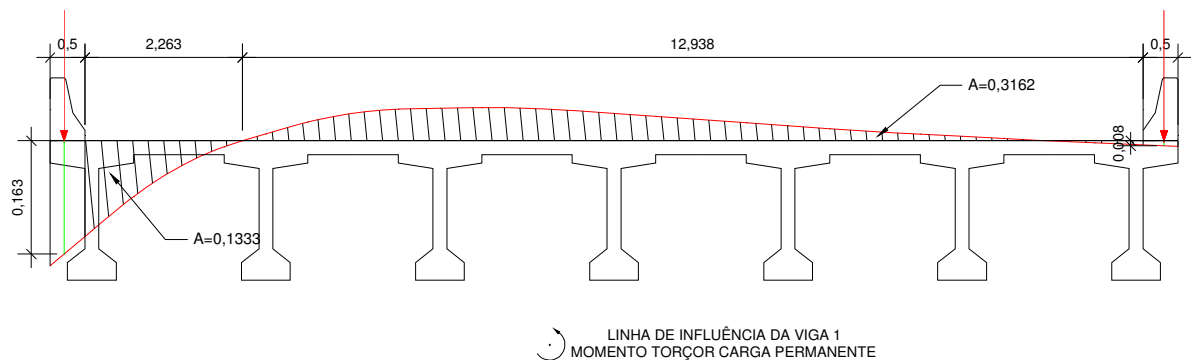
O *SAP2000*® apresenta os resultados da influência de duas maneiras: gráficos e tabelas. As tabelas podem ser exportadas para qualquer plataforma *CAD*. Assim, é possível analisar e posicionar o veículo tipo nas regiões de influência máxima e mínima. A seguir, estão apresentados o resultado do cálculo da influência transversal do tabuleiro, utilizando o processo de Fauchart, calculado com o *SAP2000*®, com o veículo tipo já posicionado nas regiões de influência máxima. As dimensões das Figura 32 a Figura 37 estão em metros.

Figura 32 – Influência vertical dos guarda rodas na viga 1 (dimensões em metros).



Fonte: Elaborada pelo autor.

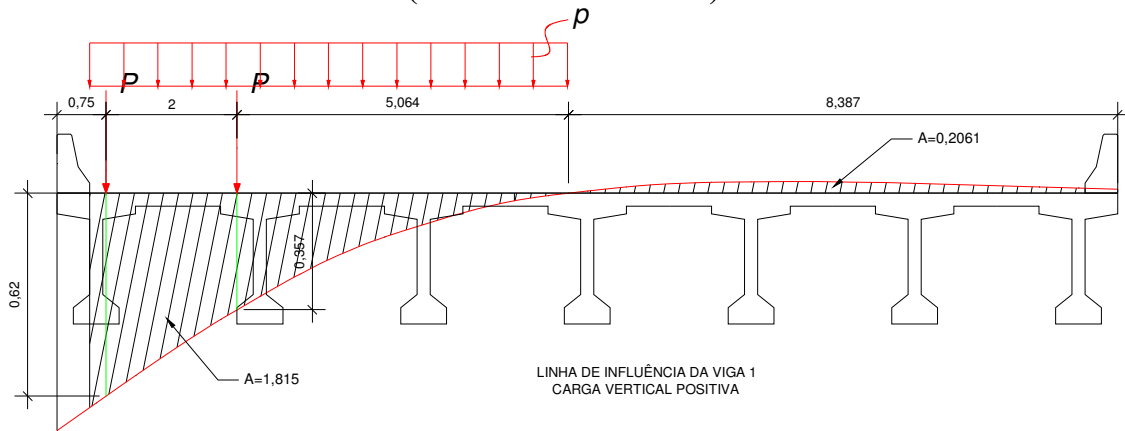
Figura 33 – Influência de torção dos guarda rodas na viga 1 (dimensões em metros).



Fonte: Elaborada pelo autor.

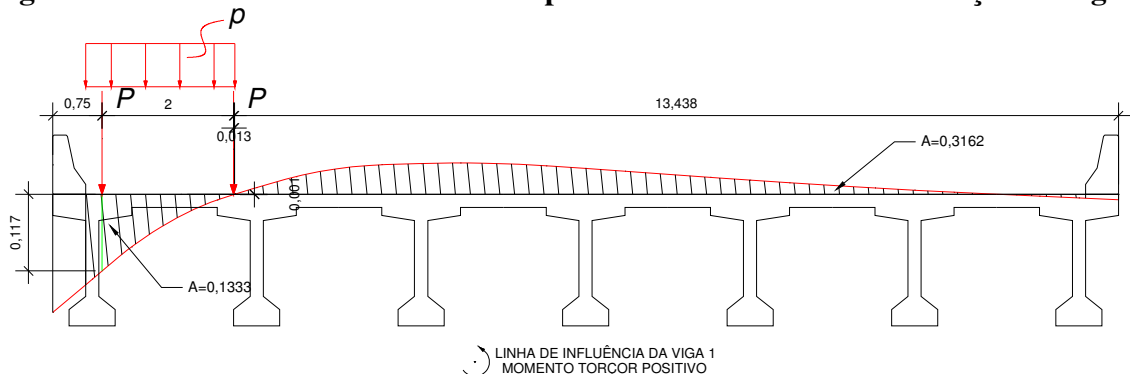
Na Figura 32 e Figura 33, estão apresentadas as influências verticais e de torção da viga 1 destacando os valores das influências dos guardas rodas (influência vertical = $0,697-0,013$ e influência de torção = $0,163+0,008$). Também está destacada a soma de todos os pontos – ou seja, a área – de influência positiva e negativa, tanto vertical como de torção para utilização no cálculo da distribuição da carga da pavimentação (soma da influência vertical positiva = 1,815, soma da influência vertical negativa = 0,2061, soma da influência de torção positiva = 0,1333 e soma da influência de torção negativa = 0,3162).

Figura 34 – Posicionamento do veículo tipo na influência máxima vertical da viga 1 (dimensões em metros).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 35 – Posicionamento do veículo tipo na influência máxima de torção da viga 1.



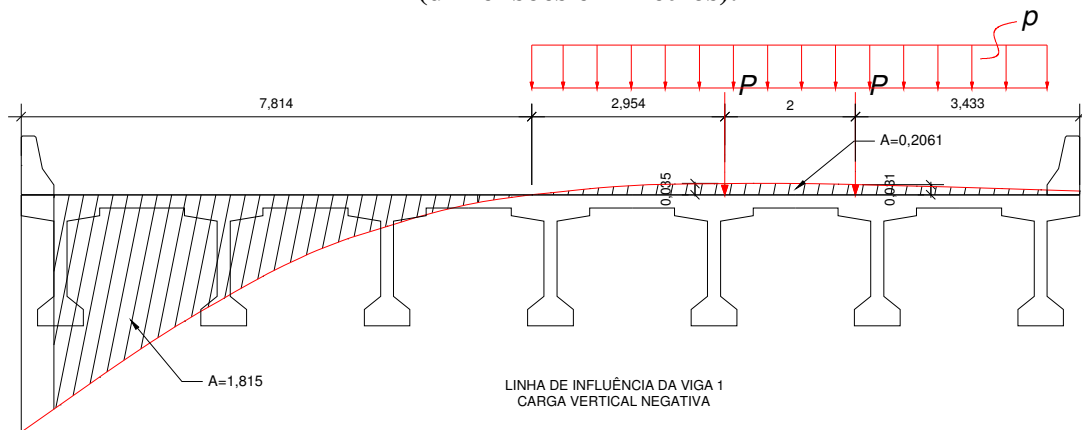
Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 34 e Figura 35 estão apresentadas as influências vertical e de torção da viga 1, respectivamente. Observa-se que a região sob a viga 1 apresenta os maiores valores para influência, portanto, o veículo tipo deve ser posicionado na região mais extrema possível do tabuleiro. Considerando um guarda-rodas de 50 cm e que, segundo a NBR 7188:2013 a roda do veículo tipo possui 50 cm, o ponto mais extremo possível para posicionamento do centro da roda do veículo tipo é a 75 cm da borda do tabuleiro. Sendo assim, é possível obter a influência máxima positiva que o veículo tipo consegue aplicar sobre a viga 1 (influência máxima vertical positiva = $0,620+0,357$ e influência máxima de torção positiva = $0,117+0,001$).

Destas linhas de influência da Figura 34 e Figura 35 também é possível extrair a soma de todos os pontos de influência positiva, para que, durante o cálculo da envoltória dos esforços, uma das hipóteses extremas seja a de que o carregamento de multidão se concentre somente na região que forneça a influência no sentido positivo atribuído, sendo que, conforme

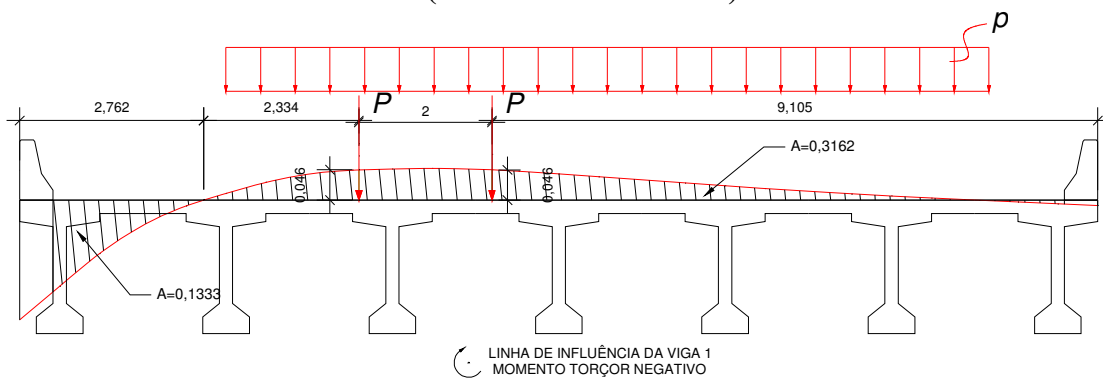
explicado anteriormente, a soma de todos os pontos de influência equivalha a área do gráfico de influência (soma das influências máximas verticais positivas = 1,815 e soma das influências máximas de torção positivas = 0,1333).

Figura 36 – Posicionamento do veículo tipo na influência mínima vertical da viga 1 (dimensões em metros).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 37 – Posicionamento do veículo tipo na influência mínima de torção da viga 1 (dimensões em metros).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 36 e Figura 37 estão apresentadas as influências vertical e de torção da viga 1, respectivamente. Observa-se que existe uma região na qual o tabuleiro apresenta uma influência negativa para a viga 1, portanto, o veículo tipo também pode ser posicionado neste local e fornecer reações contrárias ao sentido de aplicação das cargas. Sendo assim, é possível obter a influência máxima negativa que o veículo tipo consegue aplicar sobre a viga 1 (influência máxima vertical negativa = $0,035+0,031$ e influência máxima de torção negativa = $0,046+0,046$).

Destas linhas de influência da Figura 36 e Figura 37 também é possível extrair a soma de todos os pontos de influência negativa, para que, durante o cálculo da envoltória dos esforços, uma das hipóteses extremas seja a de que o carregamento de multidão se concentre somente na região que forneça a influência no sentido negativo atribuído, sendo que, conforme explicado anteriormente, a soma de todos os pontos de influência equivalha a área do gráfico de influência (soma das influências máximas verticais negativas = 0,2061 e soma das influências máximas de torção negativas = 0,3162).

- **Cálculo dos esforços**

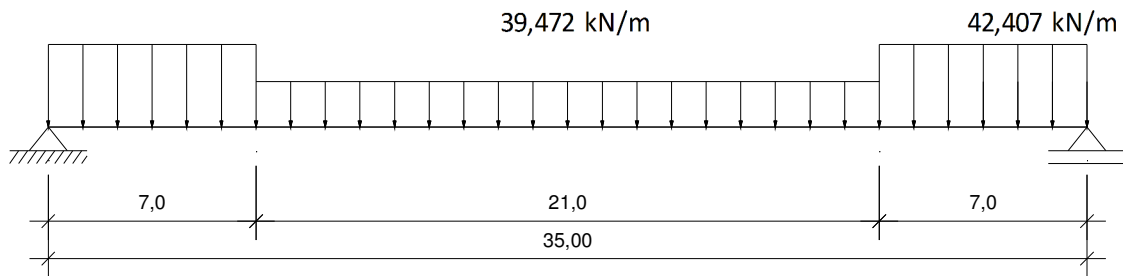
Como apresentado no item 3.1.4, os carregamentos precisam ser multiplicados pelas influências dos pontos identificados no processo anterior. O peso próprio total da viga apresentado na Figura 38 é o resultado da soma de 3 parcelas: a primeira constitui-se do peso próprio da viga pré-moldada g_0 , sendo que este possui um valor diferente para o trecho enrijecido e outro para o trecho central; a segunda se dá a partir do peso próprio da laje sobre a viga 1 g_1 , compreendida do extremo do viaduto até eixo entre a viga 1 e a viga 2; e a terceira compõe-se do peso próprio da pavimentação e do guarda-rodas g_2 , esta parcela tem sua contribuição sobre a viga 1 calculada utilizando o resultados das linhas de influência obtidas pelo processo de Fauchart (Figura 34 e Figura 35), sendo assim o peso linear do guarda-roda é multiplicado pela influência do seu ponto de atuação e o peso por metro quadrado da pavimentação é multiplicado pela soma de todos os pontos de influência transversal do tabuleiro.

Tabela 8 – Cálculo do peso próprio sobre a viga 1.

Carga permanente	
Área da seção central da longarina	0,695 m ²
Área da seção do apoio da longarina	0,812 m ²
Comprimento da região enrijecida	7,00 m
g₀ (Viga pré-moldada) sem enrijecimento	17,375 kN/m
g₀ (Viga pré-moldada) com enrijecimento	20,31 kN/m
Guarda roda	8,3 kN/m
Pavimentação	2,4 kN/m ²
Repavimentação	2 kN/m ²
Viga 1	
g₁ (Laje) V1	9,250 kN/m
g ₂ (Pavimentação e guarda roda considerando grelha)	
g₂ V1=(,697-,013)*8,3+4,4*(1,815-0,2061*,9)	12,847 kN/m
g₂ V1torção=(,163+,008)*8,3+4,4*(0,133-0,3162)	0,615 kN.m/m

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 38 – Carregamentos permanentes da viga 1 (dimensões em metros).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Semelhante ao processo do cálculo do g_2 apresentado anteriormente, as ações variáveis sobre o tabuleiro também tem sua contribuição calculadas pelas linhas de influência resultantes do processo de Fauchart. Assim, a carga das rodas do veículo tipo deve ser multiplicada pelas influências máximas positivas e negativas dos pontos de aplicação, já a carga de multidão deve ser multiplicada pela soma de todos os pontos de influências ora positivas, ora negativas dependendo do caso de carregamento avaliado. Portanto, na Figura 39 segue os cálculos e os trens de cargas resultantes para a viga 1.

Figura 39 – Trens de carga resultantes do processo de Fauchart para a viga 1.

Veículo Tipo TB-450

Liv 35,000 m

Coefficiente de Impacto Vertical - 1,249

Viga V1 - Menor seção resistente e maior esforço solicitante

3x 73,241 kN 11,338 kN/m

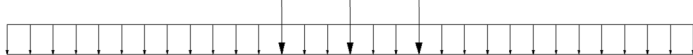
Trem de carga positivo V1

$Q_{k+} = 60 \cdot CIV \cdot (0,620 + 0,357) =$

73,241 kN

$q_{k+} = 5 \cdot CIV \cdot 1,815 =$

11,338 kN/m



Trem de carga negativo V1

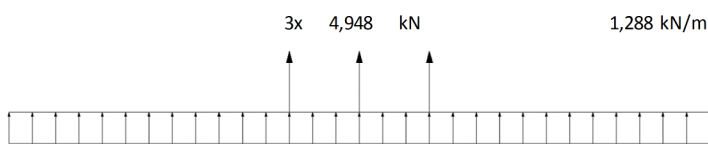
$Q_{k-} = 60 \cdot CIV \cdot (0,035 + 0,031) =$

4,948 kN

$q_{k-} = 5 \cdot CIV \cdot 0,2061 =$

1,288 kN/m

3x 4,948 kN 1,288 kN/m



Trem de carga de torção negativa V1

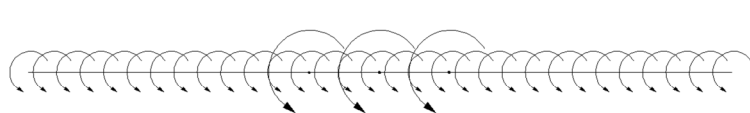
$T_{k-} = 60 \cdot CIV \cdot (0,046 + 0,046) =$

6,897 kN.m

$t_{k-} = 5 \cdot CIV \cdot 0,3162 =$

1,975 kN.m/m

3x 6,897 kN.m 1,975 kN.m/m



Trem de carga de torção positiva V1

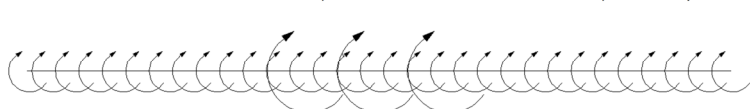
$T_{k+} = 60 \cdot CIV \cdot (0,117 + 0,001) =$

8,846 kN.m

$t_{k+} = 5 \cdot CIV \cdot 0,1333 =$

0,833 kN.m/m

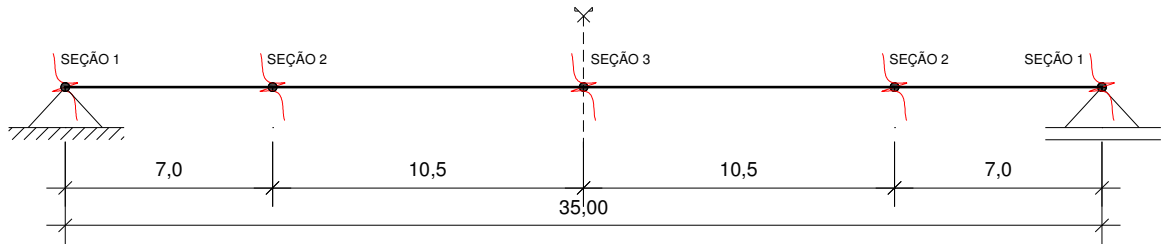
3x 8,846 kN.m 0,833 kN.m/m



Fonte: Elaborada pelo autor.

Uma viga biapoada, como da Figura 40, deve ser submetida aos carregamentos apresentados na Figura 38. Para esta análise, a estrutura é lançada no *SAP2000*® e os esforços máximos calculados nas seções 1, 2 e 3 são apresentados seguir.

Figura 40 – Esquema estrutural da viga 1 (dimensões em metros).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Após o cálculo da estrutura utilizando o *SAP2000*®, segue nas Tabela 9 e Tabela 10 os esforços característicos resultantes.

Tabela 9 – Esforços característicos resultantes das ações permanentes para a viga 1.

Ações	$Fg0k$		$Fg1k$		$Fg2k$			Fgk		
	V	M	V	M	V	M	T	V	M	T
Seção	kN	kN.m	kN	kN.m	kN	kN.m	kN.m	kN	kN.m	kN.m
1	324,61	0,00	161,87	0,00	224,82	0,00	10,76	711,30	0,00	10,76
2	182,44	1.774,66	97,12	906,50	134,89	1.259,01	6,46	414,45	3.940,17	6,46
3	0,00	2.732,45	0,00	1.416,41	0,00	1.967,20	0,00	0,00	6.116,06	0,00

Fonte: Elaborada pelo autor.

onde: V : Esforço cortante;

M : Momento fletor

T : Momento torçor.

Tabela 10 – Esforços característicos resultantes das ações variáveis para a viga 1

Ações	Fqk (máx)			Fqk (mín)		
	V	M	T	V	M	T
Seção	kN	kN.m	kN.m	kN	kN.m	kN.m
1	408,70	0,00	39,98	-36,75	0,00	-54,36
2	293,33	2.275,59	29,42	-25,66	-204,89	-37,87
3	150,04	3.548,70	15,78	-12,42	-319,00	-18,10

Fonte: Elaborada pelo autor.

Realizando as combinações apresentadas no item 3.1.5, transforma-se os esforços característicos em esforços de projeto.

Tabela 11 – Esforços de cálculo da combinação E.L.U.

Seção	E.L.U.					
	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
1	656,18	1.573,31	0,00	0,00	-70,78	74,50
2	375,96	999,50	3.632,84	8.732,61	-50,35	52,85
3	-18,63	225,06	5.637,56	13.579,73	-27,15	23,67

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 12 – Esforços de cálculo da combinação frequente.

Seção	Combinação Frequente					
	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
1	692,93	915,65	0,00	0,00	-16,42	30,75
2	401,62	561,12	3.837,73	5.077,97	-12,48	21,17
3	-6,21	75,02	5.956,56	7.890,41	-9,05	7,89

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 13 – Esforços de cálculo da combinação quase permanente.

Seção	Combinação Quase Permanente					
	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
1	700,28	833,91	0,00	0,00	-5,55	22,75
2	406,75	502,45	3.878,70	4.622,85	-4,90	15,29
3	-3,73	45,01	6.020,36	7.180,67	-5,43	4,73

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 14 – Esforços de cálculo da combinação rara.

Seção	Combinação Rara					
	V (mín) kN	V (máx) kN	M (mín) kN.m	M (máx) kN.m	T (mín) kN.m	T (máx) kN.m
1	674,55	1.120,00	0,00	0,00	-43,60	50,74
2	388,79	707,78	3.735,28	6.215,76	-31,41	35,88
3	-12,42	150,04	5.797,06	9.664,76	-18,10	15,78

Fonte: Elaborada pelo autor.

- **Cálculo da força de protensão necessária**

Utilizando as Equações (16) e (17) e estimando uma perda da força de protensão de 25% (10% imediatas e 15% progressivas) é possível calcular a força de protensão para que atenda aos limites ELS-F e ELS-D.

Tabela 15 – Cálculo da força de protensão necessária.

<i>Parâmetro</i>	<i>Unidade</i>
<i>CGP</i>	0,138 m
<i>M_{cqp}</i>	7.180,67 kN.m
<i>M_{cf}</i>	7.890,41 kN.m
ELS-D $P_{\infty} \geq$	4.734,53 kN
ELS-F $P_{\infty} \geq$	4.440,09 kN
<i>Piϕ12,5</i>	138,77 kN
<i>Perda</i>	25,00 %
<i>Pútil</i>	104,08 kN
<i>Cordoalhas estimadas</i>	45,49 Número de cordoalha
<i>Cordoalhas utilizadas</i>	46 Serão utilizados 46 ϕ 12,5
<i>P₀</i>	5.745,169 kN
<i>P_∞</i>	4.787,641 kN

Fonte: Elaborada pelo autor.

- **Estado-limite último no ato da protensão**

As tensões nas fibras mais externas da longarina pré-moldada são verificadas durante o ato da protensão, como apresentado no item 3.3.

Tabela 16 – Cálculo das tensões durante o ato da protensão.

<i>Estado Limite último no ato da protensão</i>	
f_{ck10}	-29,578 MPa
f_{ctm10}	2,869 MPa
<i>Tensão nas fibras</i>	
$\sigma_{s1}=(Mg0/ws)$	-8,199 MPa
$\sigma_{s2}=(p*e/ws)$	13,257 MPa
$\sigma_{s3}=(p/A)$	-8,266 MPa
$\sigma_s=\sigma_{s1}+\sigma_{s2}+\sigma_{s3}$	-3,209 MPa
<i>Atende ao limite?</i>	Sim
$\sigma_{i1}=(Mg0/Wi)$	8,328 MPa
$\sigma_{i2}=(p*e/Wi)$	-13,465 MPa
$\sigma_{i3}=(p/A)$	-8,266 MPa
$\sigma_i=\sigma_{i1}+\sigma_{i2}+\sigma_{i3}$	-13,404 MPa
<i>Atende ao limite?</i>	Sim

Fonte: Elaborada pelo autor.

Como apresentado na Tabela 16, as tensões durante o ato da protensão não ultrapassam os limites estabelecidos.

- **Verificação das tensões em serviço**

As tensões nas fibras mais externas da seção longarina já composta com a laje são verificadas durante a combinação frequente, como apresentado no item 3.4.

Tabela 17 – Cálculo das tensões em serviço.

<i>Verificação das tensões em serviço</i>	
$0,5*f_{ck}$	-17,500 MPa
<i>Tensão nas fibras</i>	
$\sigma_{s1}=(Mcf/Ws)$	-10,993 MPa
$\sigma_{s2}=(p*e/Ws)$	7,430 MPa
$\sigma_{s3}=(p/A)$	-4,495 MPa
$\sigma_s=\sigma_{s1}+\sigma_{s2}+\sigma_{s3}$	-8,058 MPa
<i>Atende ao limite?</i>	Sim

Fonte: Elaborada pelo autor.

Como visto na Tabela 17, durante a combinação frequente, a tensão na fibra superior não ultrapassa o limite de 17,5 MPa.

- **Verificação da necessidade de armadura passiva da longarina**

Assim como apresentado no item 3.5.1, existe a possibilidade de apenas a seção com armadura ativa resistir ao momento solicitante M_d , segue o cálculo desta verificação.

Tabela 18 – Cálculo do momento resistente sem armadura passiva.

<i>Momento resistente da seção apenas com aço de protensão</i>	
<i>Cobri. + estri. + 1/2 barra</i> \cong	6 cm
<i>E_p</i>	111,4 cm
<i>D_p</i>	186,2 cm
<i>D_s</i>	194 cm
<i>P_d</i>	4.308,877 kN
<i>σ_{cpd}</i>	14.005,474 KPa
<i>A_p</i>	45,402 cm ²
<i>P_n</i>	4.685,217 kN
<i>$\epsilon_{pré}$</i>	0,516 %
<i>Supondo somente a protensão suficiente sem aço passivo, então $\epsilon_{pd} = 1\% + \epsilon_{pré}$</i>	
<i>ϵ_{pd} suposto</i>	1,516%
<i>σ_{pk}</i>	172,459 kN/cm ²
<i>R_{pd} = R_{cd}</i>	6.808,699 kN
<i>y</i>	17,319 cm
<i>x</i>	21,649 cm
<i>M_{rd}</i>	12.088,184 kN.m
<i>M_d - M_{rd}</i>	1.491,547 kN.m
	não suficiente sozinho

Fonte: Elaborada pelo autor.

O cálculo apresentado na Tabela 18 mostra que a seção sem armadura passiva não é suficiente para resistir ao momento solicitante.

- **Dimensionamento da armadura passiva**

Como visto anteriormente, a seção sem armadura passiva não resiste ao momento solicitante. Portanto, é necessário calcular uma armadura passiva a fim de aumentar o momento resistente da seção. Este cálculo é realizado como apresentado no item 3.5.1 e está apresentado na Tabela 19 – Cálculo da armadura passiva da longarina.

Tabela 19 – Cálculo da armadura passiva da longarina.

<i>Armadura passiva para resistir M_d</i>	
<i>Supondo alongamento da armadura passiva de 1%</i>	
X	24,348 cm
Y	19,479 cm
ε_s	1 %
ε_{pl}	0,954 %
$\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{pl} + \varepsilon_{pré} =$	1,470%
σ_{pk}	172,116 kN/cm ²
R_{pd}	6.795,112 kN
R_{cd}	7.657,491 kN
R_{sd}	862,369 kN
M_{rd}	13.579,731 kN.m
A_s	19,834 cm²
$A_{s\ min}$	10,425 cm ²

Fonte: Elaborada pelo autor.

A altura da linha neutra x precisa ser suficiente para que o momento resistente M_{rd} da seção seja maior que o momento solicitante M_d . O método mais simples para encontrar o valor de x que equilibre a equação de momento interno da seção é atribuindo valores para o x e calculando o momento interno resultante M_{rd} até que este seja maior ou igual que o momento solicitante M_d .

Neste caso particular, a altura y necessária foi encontrada comprimindo apenas a região da laje, então o cálculo de R_{cd} é simples, sendo apenas um retângulo com largura da laje contribuinte e altura y . Caso contrário, seria necessário uma maior atenção, pois deve-se desenvolver uma nova equação para o cálculo de R_{cd} para cada região que for encontrado o y na seção transversal da longarina.

- **Dimensionamento da armadura resistente ao esforço cortante e torção da longarina**

Considerando uma seção vazada equivalente com paredes $h_e = 8\text{ cm}$, são avaliados os parâmetros necessários para o cálculo das armaduras resistentes a tensões tangenciais.

Tabela 20 – Propriedades da longarina para cálculo das armaduras resistentes ao esforço cortante e a torção.

<i>Seção</i>	P_{∞} <i>kN</i>	e <i>m</i>	B_w <i>cm</i>	$B_{w,ef}$ <i>cm</i>	U_e <i>cm</i>	A_e <i>cm²</i>
1	4787,641	1,114	30	26,5	653,97	7844
2	4787,641	1,114	20	16,5	667,3	6617

Fonte: Elaborada pelo autor.

É necessária uma verificação conjunta dos esforços cortantes e de torção, esta verificação é realizada como apresentada no item 443.7.

Tabela 21 – Verificação de solicitações combinadas.

<i>Seção</i>	V_{sd} <i>kN</i>	T_{sd} <i>kN.m</i>	V_{rd2} <i>kN</i>	T_{rd2} <i>kN.m</i>	<i>Segurança</i> <i>E.L.U.</i>
1	1573,305	74,496	2984,351	674,584	Ok
2	999,503	52,851	1858,181	569,062	Ok

Fonte: Elaborada pelo autor.

Sendo verdadeira a condição anterior, agora é calculada a quantidade de armadura necessária para resistir às solicitações tangenciais.

Tabela 22 – Cálculo das armaduras resistentes ao esforço cortante e a torção.

<i>Seção</i>	V_{c0} <i>kN</i>	M_d <i>kN.m</i>	M_o <i>kN.m</i>	βl	V_c <i>kN</i>	V_{sw} <i>kN</i>	A_{sw} <i>cm²/m</i>	A_{90} e A_{sl} <i>cm²/m</i>
1	495,073	13579,731	7261,228	1,535	759,793	813,5119	10,72	1,09
2	308,253	13579,731	7261,228	1,535	473,079	526,4238	6,93	0,92

Fonte: Elaborada pelo autor.

Como apresentado no item 3.7, é necessária uma verificação da tensão atuante nos estribos durante a combinação frequente, esta não deve ultrapassar o especificado na NBR 6118:2014. Sendo esta tensão sendo superior ao limite, a área da armadura deve ser corrigida afim de diminuir esta tensão.

Tabela 23 – Correção da armadura resistentes ao esforço cortante em função da tensão de fadiga.

<i>Seção</i>	$V_{cf,max}$ <i>kN</i>	$V_{cf,min}$ <i>kN</i>	$V_{SW,1}$ <i>kN</i>	$V_{SW,2}$ <i>kN</i>	σ_{sw1} <i>MPa</i>	σ_{sw2} <i>MPa</i>	$\Delta\sigma_{sw}$ <i>MPa</i>	$A_{sw\ corri.}$ <i>cm²/m</i>
1	915,650	692,925	535,753	313,028	2,863	1,673	1,190	10,72
2	561,115	401,620	324,576	165,081	2,681	1,363	1,317	6,93

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 24 – Correção da armadura resistente a torção em função da tensão de fadiga.

<i>Seção</i>	$T_{cf,max}$ <i>kN.m</i>	σ_{swmax} <i>MPa</i>	A_{90} e $A_{sl\ corri}$ <i>cm²/m</i>
1	30,750	179,467	2,31
2	21,170	174,157	1,88

Fonte: Elaborada pelo autor.

Por fim é, calculado a armadura total necessária para os estribos dos dois trechos e verificado se é superior ao mínimo.

Tabela 25 – Quantidade total de armadura vertical.

<i>Seção</i>	$A_{sw\ por\ ramo}$ <i>cm²/m/ramo</i>	$A_{sw\ min}$ <i>cm²/m/ramo</i>
1	7,66	1,93
2	5,35	1,28

Fonte: Elaborada pelo autor.

- **Dimensionamento da armadura resistente flexão da laje**

A seguir estão apresentados os carregamentos atuantes na laje do tabuleiro e os dados necessários para entrada na tabela de Rüsçh.

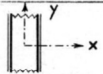
Tabela 26 – Cálculo dos carregamentos atuantes na laje.

Parâmetros necessários para o dimensionamento da laje	
Espessura laje	0,20 m
Espessura do pavimento	0,10 m
Peso próprio da laje	5,00 kN/m ²
Peso da pavimentação	2,40 kN/m ²
Recapeamento	2,00 kN/m ²
Carga permanente total	9,40 kN/m ²
Vão da laje = l_x	2,50 m
Dist. transv. rodas.	2,00 m
Contato roda em x	0,20 m
Contato roda em y	0,50 m
Área de contato xy	0,10 m ²
Contato fictício	0,316 m
t=	0,716 m
CIV=	1,249
l_x/a =	1,250
t/a=	0,358

Fonte: Elaborada pelo autor.

Para a laje em questão, é utilizada a tabela Nr 27, sendo esta para lajes biengastadas com comprimento na direção do tráfego muito maior que o vão transversal.

Tabela 27 – Tabela de Rüsç Nr. 27.

Nr.			$l_y/l_x = \infty$	Fahrtrichtung	Gleichlast über die ganze Platte $M = k \cdot g \cdot l_x^2$ Für M_{xm} $k = 0,0417$ Für M_{ym} $k = 0,0069$ Für M_{xe} $k = -0,0833$	g oder p in t/m ² ; l_x in m												
	27	Brückenklasse 30t bis 60t Raddruck des SLW von 1,0t Gleichlast um SLW von 1 t/m ²																
l_x/a	M_{xm} in Plattenmitte				M_{ym} in Plattenmitte				- M_{xe} in Randmitte				M_{xm} M_{ym} M_{xe}					
	t/a				t/a				t/a				für alle Werte t/a					
	0,125	0,250	0,50	1,0	0,125	0,250	0,50	1,0	0,125	0,250	0,50	1,0	p	p'	p	p'	p	p'
0,50	0,118	0,083	0,041	0,020	0,097	0,051	0,031	0,008	0,250	0,190	0,120	0,050	—	—	—	0,01	—	0,10
1,00	171	129	078	061	149	091	051	023	320	260	180	090	—	—	—	01	—	28
1,50	266	216	175	120	187	134	080	038	420	400	340	250	—	0,05	—	03	—	35
2,00	332	290	250	195	215	168	096	064	58	56	51	400	—	10	—	05	0,03	35
2,50	399	357	318	264	248	198	137	096	72	70	66	55	—	27	—	13	08	37
3,00	452	415	370	330	287	239	179	141	85	84	80	78	0,30	53	0,05	24	20	80
4,00	0,56	0,52	0,485	0,440	0,361	0,315	0,262	0,222	1,06	1,06	1,01	0,98	0,80	1,11	0,13	0,57	0,55	2,20
5,00	65	62	58	53	430	389	338	295	1,21	1,21	1,18	1,14	1,25	1,79	21	83	1,00	4,25
6,00	74	71	67	63	498	457	412	370	1,32	1,32	1,30	1,26	1,65	2,90	28	1,33	1,40	7,60
7,00	82	79	75	70	56	52	479	433	1,41	1,41	1,40	1,36	2,00	4,50	33	2,03	2,00	11,80
8,00	87	85	81	76	61	58	54	490	1,47	1,47	1,47	1,44	2,40	6,30	42	2,89	2,40	16,20
9,00	91	89	85	80	66	63	59	54	1,52	1,52	1,52	1,50	2,75	8,40	48	3,82	3,00	21,60
10,00	0,94	0,91	0,87	0,82	0,71	0,67	0,63	0,58	1,54	1,54	1,54	1,53	3,12	10,55	0,56	4,85	3,50	26,30

Fonte: Rüsç (1965).

Figura 41 – Dados obtidos utilizando regressão linear da tabela de Rüsçh.

Mxm	0,25	0,3581	0,5	Mym	0,25	0,3581	0,5	Mxe	0,25	0,3581	0,5
1	129	106,94	78	1	91	73,702	51	1	260	225,4	180
1,25	172,5	152,61	127	1,25	112,5	92,175	66	1,25	330	299,73	260
1,5	216	198,27	175	1,5	134	110,65	80	1,5	400	374,05	340

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com estes valores – Figura 41 – obtidos da tabela de tabela de Rüsçh o dimensionamento é realizado como apresentado no item 3.8.1 deste trabalho.

Tabela 28 – Dimensionamento da laje.

Para Momento Transversal à ponte no meio da laje (mxm)			Para Momento Longitudinal no meio da laje (mym)			Para Momento Transversal à ponte sobre as vigas (mxe)		
<i>ML</i>	0,153		<i>ML</i>	0,092		<i>ML</i>	0,300	
<i>Mp</i>	0,000		<i>Mp</i>	0,000		<i>Mp</i>	0,000	
<i>Mp'</i>	0,025		<i>Mp'</i>	0,02		<i>Mp'</i>	0,315	
<i>k</i>	0,0417		<i>k</i>	0,0069		<i>k</i>	0,0833	
<i>Mxm_{qk}</i>	14,4564	kN.m/m	<i>Mym_{qk}</i>	8,7622	kN.m/m	<i>Mxe_{qk}</i>	30,0541	kN.m/m
<i>Mxm_{gk}</i>	2,4479	kN.m/m	<i>Mym_{gk}</i>	0,4054	kN.m/m	<i>Mxe_{gk}</i>	4,8958	kN.m/m
<i>Mxm_d</i>	24,9892	kN.m/m	<i>Mym_d</i>	13,6906	kN.m/m	<i>Mxe_d</i>	51,6905	kN.m/m
<i>bw</i>	100	cm	<i>bw</i>	100	cm	<i>bw</i>	100	cm
<i>d</i>	16	cm	<i>d</i>	11,6	cm	<i>d</i>	17	cm
<i>Fck</i>	35	MPa	<i>Fck</i>	35	MPa	<i>Fck</i>	35	MPa
<i>x</i>	0,941	cm	<i>x</i>	0,712	cm	<i>x</i>	1,871	cm
<i>As</i>	3,679	cm ²	<i>As</i>	2,783	cm ²	<i>As</i>	7,315	cm ²
<i>x₂₃</i>	4,14	cm	<i>x₂₃</i>	3,00	cm	<i>x₂₃</i>	4,403	cm
<i>x₃₄</i>	10,05	cm	<i>x₃₄</i>	7,28	cm	<i>x₃₄</i>	10,676	cm
<i>Domínio</i>	2	ok	<i>Domínio</i>	2	ok	<i>Domínio</i>	2	ok
<i>Verificação de fadiga</i>			<i>Verificação de fadiga</i>			<i>Verificação de fadiga</i>		
<i>Δσ</i>	251,523	MPa	<i>Δσ</i>	278,269	MPa	<i>Δσ</i>	252,793	MPa
<i>Limite de fadiga</i>	190,0	MPa	<i>Limite de fadiga</i>	190,0	MPa	<i>Limite de fadiga</i>	190,0	MPa
<i>α fadiga</i>	1,324		<i>α fadiga</i>	1,465		<i>α fadiga</i>	1,330	
<i>As Corrigido fadiga</i>	4,870	cm ²	<i>As Corrigido fadiga</i>	4,076	cm ²	<i>As Corrigido fadiga</i>	9,733	cm ²
<i>As min</i>	3,000	cm ²	<i>As min</i>	3,000	cm ²	<i>As min</i>	3,000	cm ²

Fonte: Elaborada pelo autor.

- **Dimensionamento da armadura resistente cisalhamento da laje**

Primeiramente é calculada a tensão de cisalhamento atuante na laje, item 3.8.2.

Tabela 29 – Cálculo da tensão de cisalhamento atuante na laje.

<i>Tensão de cisalhamento atuante</i>	
<i>tx</i>	90 cm
<i>ty</i>	60 cm
<i>Mesa da viga</i>	120 cm
<i>xl</i>	105 cm
<i>Laje biengastada</i>	
<i>Bm</i>	91,5 cm
<i>Va</i>	43,500 kN
<i>Vqk*CIV</i>	67,932 kN/m
<i>Vgk</i>	11,750 kN/m
<i>Vd</i>	117,761 kN/m
<i>Td</i>	0,736 MPa

Fonte: Elaborada pelo autor.

Após o cálculo da tensão de cisalhamento atuante na laje, é necessário o cálculo da tensão resistente utilizando a Equação (66).

Tabela 30 – Cálculo da tensão de cisalhamento resistente da laje.

<i>Resistência da laje sem estribos</i>	
<i>τR_d</i>	0,401 MPa
<i>ρI</i>	0,00304
<i>K</i>	1,440
<i>VrdI</i>	0,764 MPa

Fonte: Elaborada pelo autor.

Como a tensão resistente é superior a atuante, a laje não necessita de estribos ou treliças de laje, mesmo assim, recomenda-se a utilização de treliças para garantir a aderência entre a laje moldada *in loco* e a pré-laje.

6.2. DIMENSIONAMENTO UTILIZANDO O ALGORITMO DESENVOLVIDO

A fim de validar os resultados obtidos com o *software* desenvolvido, foram utilizados como dados de entrada os mesmos valores para as variáveis independentes do dimensionamento anterior. O programa levou 0,374 segundos para realizar o dimensionamento completo sem a necessidade de interferência após a introdução dos parâmetros iniciais.

Para a comparação entre os resultados obtidos, foi elaborada uma tabela onde foram comparados os principais resultados do dimensionamento tradicional (destacados em negrito nas tabelas anteriores) com os obtidos pelo *software*.

Tabela 31 – Comparação dos resultados entre o dimensionamento tradicional e o programado.

<i>Variáveis de projeto</i>	<i>Tradicional</i>	<i>Algoritmo</i>	<i>Diferença</i>
<i>Kve (kN/m)</i>	1.177,722	1.177,556	0,01%
<i>Kte (kN.m/rad)</i>	1.089,045	1.089,045	0,00%
<i>Kvc (kN/m)</i>	1.285,207	1.285,226	0,00%
<i>Ktc (kN.m/rad)</i>	1.277,813	1.277,813	0,00%
<i>Qk+ (kN)</i>	73,241	73,447	0,28%
<i>qk+ (kN/m)</i>	11,338	11,323	0,13%
<i>Qk- (kN)</i>	4,948	4,973	0,51%
<i>qk- (kN/m)</i>	1,288	1,308	1,55%
<i>Tk+ (kN.m)</i>	8,846	8,851	0,06%
<i>tk+ (kN.m/m)</i>	0,833	0,864	3,72%
<i>Tk- (kN.m)</i>	6,897	6,900	0,04%
<i>tk- (kN.m/m)</i>	1,975	1,983	0,41%
<i>Mg0 s3 (kN.m)</i>	2.732,450	2.732,454	0,00%
<i>Vd s1 (kN)</i>	1.573,305	1.572,243	0,07%
<i>Vd s2 (kN)</i>	999,503	999,030	0,05%
<i>Td s1 (kN.m)</i>	74,496	76,073	2,12%
<i>Td s2 (kN.m)</i>	52,851	53,834	1,86%
<i>Md s3 (kN.m)</i>	13.579,731	13.570,197	0,07%
<i>Vcf s1 máx (kN)</i>	915,650	914,645	0,11%
<i>Vcf s1 mín (kN)</i>	692,925	691,533	0,20%
<i>Vcf s2 máx (kN)</i>	561,115	560,569	0,10%
<i>Vcf s2 mín (kN)</i>	401,620	400,771	0,21%
<i>Tcf s1 máx (kN.m)</i>	30,750	31,579	2,69%
<i>Tcf s2 máx (kN.m)</i>	21,170	21,677	2,40%
<i>Mcf s3 (kN.m)</i>	7.890,410	7.881,513	0,11%
<i>Mcqp s3 (kN.m)</i>	7.180,670	7.171,172	0,13%
<i>P0 (kN)</i>	5.745,169	5.745,169	0,00%
<i>P∞ (kN)</i>	4.787,641	4.787,641	0,00%
<i>σs ato da protensão (MPa)</i>	-3,209	-3,207	0,06%
<i>σi ato da protensão (MPa)</i>	-13,404	-13,405	0,01%
<i>σs serviço (MPa)</i>	-8,058	-8,046	0,15%
<i>εpré (%)</i>	0,516	0,516	0,00%
<i>Rpd=Rcd (kN)</i>	6.808,699	6.808,700	0,00%
<i>Mrd sem As passivo (kN.m)</i>	12.088,184	12.088,186	0,00%

<i>Variáveis de projeto</i>	<i>Tradicional</i>	<i>Algoritmo</i>	<i>Diferença</i>
<i>x longarina (cm)</i>	24,348	24,331	0,07%
<i>Mrd com As passivo (kN.m)</i>	13.579,731	13.570,191	0,07%
<i>As longarina (cm²)</i>	19,834	19,709	0,63%
<i>Asw s1 longarina (cm²/m)</i>	10,716	10,700	0,15%
<i>Asw s2 longarina (cm²/m)</i>	6,935	6,927	0,12%
<i>Asl,90 s1 longarina (cm²/m)</i>	2,306	2,368	2,69%
<i>Asl,90 s2 longarina (cm²/m)</i>	1,882	1,927	2,39%
<i>As s1 por ramo de estribo (cm²/m)</i>	7,664	7,718	0,71%
<i>As s2 por ramo de estribo (cm²/m)</i>	5,349	5,391	0,78%
<i>As laje mxm (cm²/m)</i>	4,870	4,870	0,00%
<i>As laje mym (cm²/m)</i>	4,076	4,076	0,00%
<i>As laje mxe (cm²/m)</i>	9,733	9,733	0,00%
<i>τd laje (MPa)</i>	0,736	0,736	0,00%
<i>Vrd1 (MPa)</i>	0,764	0,764	0,00%

Fonte: Elaborada pelo autor.

6.3. OTIMIZAÇÃO DO TABULEIRO HIPOTÉTICO

Após o dimensionamento do tabuleiro, o *software* é programado para realizar um orçamento da opção em questão.

Tabela 32 – Custo da solução adotada inicialmente.

<i>Variável</i>	<i>Custo unitário</i>	<i>Quantidade total</i>	<i>Custo total (R\$)</i>	<i>Influência no custo total (%)</i>
<i>C_{c,lg} (R\$/m³)</i>	383,58	181,78	69.727,25	11,31
<i>C_{f,lg} (R\$/m²)</i>	35,71	1.321,29	47.183,09	7,65
<i>C_{a,lf,lg} (R\$/kg)</i>	6,41	3.790,48	24.296,97	3,94
<i>C_{a,lt,lg} (R\$/kg)</i>	6,41	2.513,47	16.111,37	2,61
<i>C_{a,vct,lg} (R\$/kg)</i>	6,41	19.994,62	128.165,54	20,78
<i>C_{p,lg} (R\$/kg)</i>	10,51	8.925,84	93.810,58	15,21
<i>C_{cj,p,lg} (R\$/un)</i>	379,87	70,00	26.590,90	4,31
<i>C_{i,lg} (R\$/un)</i>	13.312,80	7,00	93.189,62	15,11
<i>C_{c,lj} (R\$/m³)</i>	383,58	113,40	43.497,97	7,05
<i>C_{a,lj} (R\$/kg)</i>	6,41	11.560,77	74.104,55	12,02
<i>Total</i>			616.677,84	100,00

Fonte: Elaborada pelo autor.

A fim de obter a solução ótima em relação ao custo, o algoritmo calculou o custo de todas as soluções, dentro dos intervalos já apresentados, levando cerca de 15 minutos e

calculando 65.520 possibilidades (Processador Intel® Core™ i7-3632QM). A solução que apresentou o custo ótimo possui os seguintes valores para as variáveis independentes:

$N_{lg} = 6$ longarinas, (número de longarinas);

$H_{lg} = 1,50$ m, (altura das longarinas);

$H_{lj} = 22$ cm, (altura da laje);

$E_{lg} = 7$ m, (comprimento do enrijecimento da alma);

$f_{ck} = 45$ MPa, (resistência característica do concreto à compressão).

A tabela de orçamento da solução ótima elaborada pelo *software* foi a seguinte:

Tabela 33 – Custo da solução ótima para a ponte de 35x16,2 m.

<i>Variável</i>	<i>Custo unitário</i>	<i>Quantidade total</i>	<i>Custo total (R\$)</i>	<i>Influência no custo total (%)</i>
$C_{c,lg}$ (R\$/m ³)	424,31	123,81	52.532,80	10,19
$C_{f,lg}$ (R\$/m ²)	35,71	851,51	30.407,35	5,90
$C_{a,lf,lg}$ (R\$/kg)	6,41	4.785,82	30.677,08	5,95
$C_{a,lt,lg}$ (R\$/kg)	6,41	2.737,40	17.546,72	3,40
$C_{a,vct,lg}$ (R\$/kg)	6,41	11.674,86	74.835,82	14,52
$C_{p,lg}$ (R\$/kg)	10,51	8.316,00	87.401,16	16,96
$C_{cj,p,lg}$ (R\$/un)	379,87	60,00	22.792,20	4,42
$C_{i,lg}$ (R\$/un)	10.578,33	6,00	63.469,97	12,31
$C_{c,lj}$ (R\$/m ³)	424,31	124,74	52.928,43	10,27
$C_{a,lj}$ (R\$/kg)	6,41	12.920,00	82.817,18	16,07
<i>Total</i>			515.408,71	100,00

Fonte: Elaborada pelo autor.

7. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Dentro do relatório apresentado pelo algoritmo desenvolvido, é possível plotar um gráfico de custo *versus* número da combinação, o que torna visível a variação de custo dentro das soluções possíveis. Portanto, os resultados apresentados pelo programa seguem a mesma ordem dos apresentados na Figura 26, ou seja, começam assumindo para as variáveis independentes os valores dos limites inferiores. Dessa forma, a combinação de número 1 apresenta:

$E_{lg} = 10 \%$ do vão, (comprimento do enrijecimento da alma);

$H_{lj} = 17 \text{ cm}$, (altura da laje);

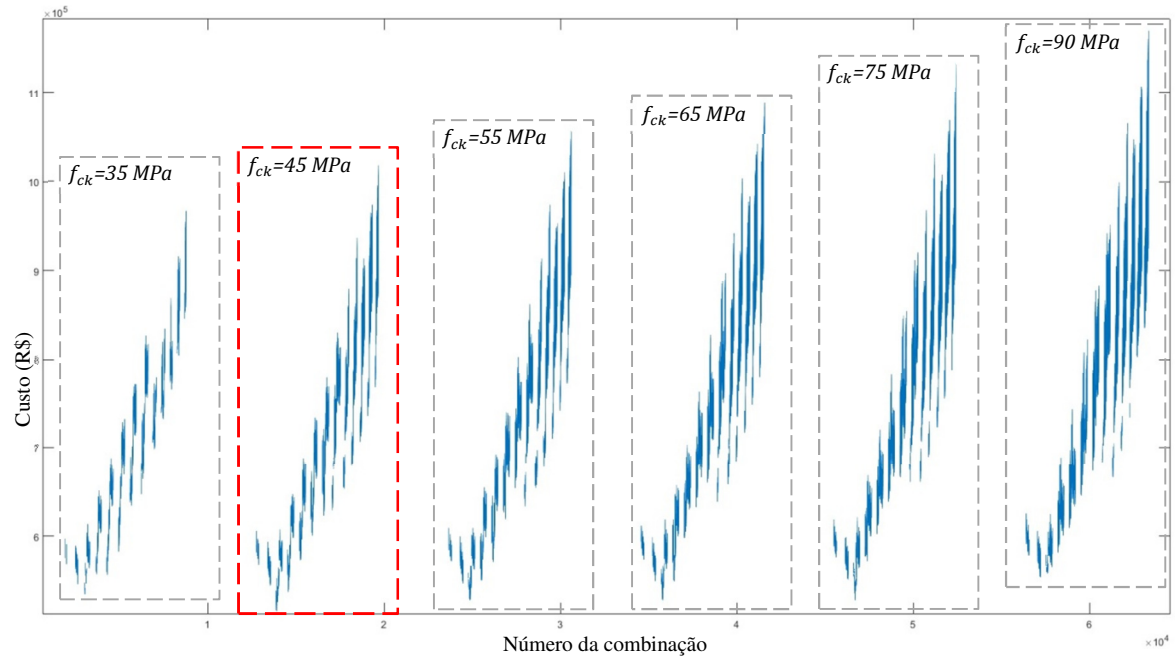
$H_{lg} = 1,00 \text{ m}$, (altura das longarinas);

$N_{lg} = 2$ longarinas, (número de longarinas);

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, (resistência característica concreto à compressão).

Em seguida, o algoritmo é instruído a combinar, em ordem crescente, todos os comprimentos de enrijecimento da alma até alcançar o limite superior de 35 % do vão. Feito isso, o programa altera o valor da próxima variável independente para o valor disponível subsequente até que todas as variáveis tenham recebido os valores de seus limites superiores. Isto é, o programa executará todas as combinações possíveis dispondo-as progressivamente de acordo com os dados pré-estabelecidos, partindo dos valores iniciais até que sejam atingidos, variável por variável, os valores finais.

Logo, é importante ressaltar que a ordem de alteração das variáveis - E_{lg} , H_{lj} , H_{lg} , N_{lg} e f_{ck} - é de assaz relevância para a compreensão dos resultados. Segue abaixo a representação gráfica do custo de todas as combinações calculadas pelo *software*:

Figura 42 – Custo de todas as combinações possíveis.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os grupos apresentados acima (destacados entre as linhas tracejadas) contêm as combinações de uma mesma resistência característica do concreto – f_{ck} .

7.1. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO f_{ck} NO CUSTO DO TABULEIRO

Como é possível ver na Figura 42, cada grupo de f_{ck} possui o seu resultado ótimo. Na tabela abaixo estão sintetizadas quais combinações das variáveis independentes apresentam esses mínimos locais.

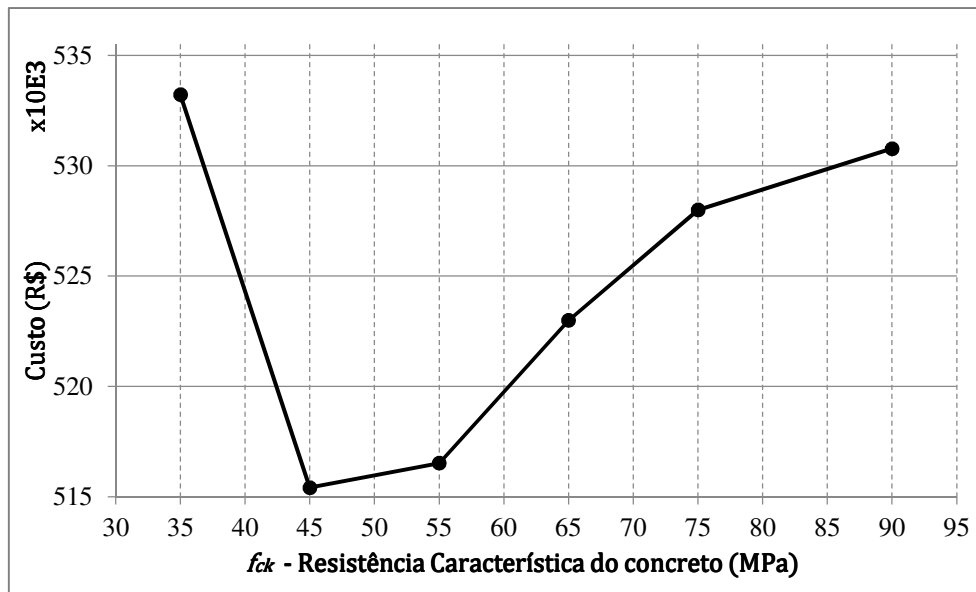
Tabela 34 – Resultados ótimos locais de cada grupo de f_{ck} .

f_{ck} (MPa)	N_{lg}	H_{lg} (m)	H_{lj} (m)	E_{lg} (m)	Custo (R\$)
35	6	1,6	0,23	8,75	533.214,16
45	6	1,5	0,22	7,00	515.408,71
55	6	1,5	0,22	7,00	516.523,84
65	6	1,5	0,22	7,00	522.991,73
75	6	1,6	0,20	8,75	527.995,64
90	6	1,6	0,20	8,75	530.775,57

Fonte: Elaborada pelo autor.

Para melhor compreensão da influência que a variação do f_{ck} causa no custo global do tabuleiro do viaduto, foram selecionados os mínimos globais apresentados na Tabela 34 e esses estão dispostos em forma de gráfico na figura abaixo.

Figura 43 – Resultados ótimos locais de cada grupo de f_{ck} .



Fonte: Elaborada pelo autor.

Como pode ser visto no gráfico acima, é possível identificar um mínimo global que está localizado entre os mínimos locais de cada grupo de f_{ck} . Também é possível ver que f_{ck} maiores ou menores tendem a apresentar mínimos locais mais onerosos que os já calculados. Sendo assim, o mínimo global para este tabuleiro está incluído tanto no limite inferior quanto superior da variável independente f_{ck} .

Os resultados ótimos dos grupos com f_{ck} iguais a 45, 55 e 65 MPa apresentam a mesma configuração para as outras variáveis independentes, sendo esta uma oportunidade para analisar a influência que a alteração da resistência do concreto causa no custo da estrutura.

Ao alterar a resistência do concreto de 45 MPa para 65 MPa, a primeira variação é a porcentagem que o custo do concreto tem sobre o custo total da estrutura, sendo que, no tabuleiro que foi utilizado 45 MPa, o custo do concreto teve 20,46% de influência no custo total, já no tabuleiro no qual foi utilizado 65 MPa, o custo do concreto teve a importância de 23,50% no custo total.

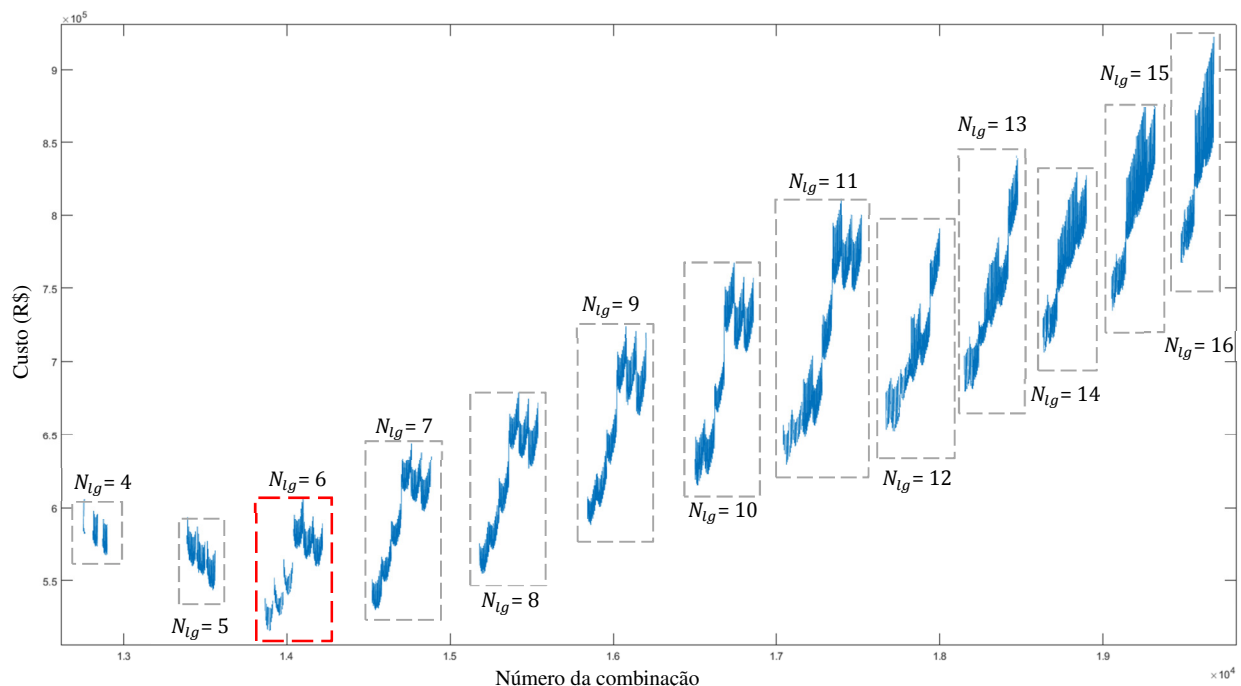
As armaduras passivas tiveram a influência no custo total de 39,94% no tabuleiro com 45 MPa e de 37,48% no de 65 MPa, sendo que a maior diferença entre os custo das armaduras foi encontrada na armadura resistente ao cisalhamento da longarina, que, no tabuleiro com 45 MPa, apresentou um valor de 17,92% do custo total, enquanto que, no tabuleiro com 65 MPa, o valor correspondeu a 16,40% do custo total, sendo a diferença de custo da armadura de flexão muito pequena.

É interessante comentar que a mesma combinação das variáveis ($E_{lg} = 7$ m $H_{lj} = 22$ cm, $H_{lg} = 1,5$ m e $N_{lg} = 6$) que proporciona o resultado ótimo com f_{ck} igual a 45 MPa não é possível de ser dimensionada quando se tenta utilizar concreto com f_{ck} igual a 35 MPa, pois no ato da protensão a tensão de compressão na fibra inferior é 21,05 MPa, superior ao limite de 20,70 MPa.

7.2. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO NÚMERO DE LONGARINAS N_{lg} NO CUSTO DO TABULEIRO

No que concerne à influência que a combinação da próxima variável independente tem no custo da estrutura, é apresentado um grupo isolado do gráfico da Figura 42, o qual está disposto apenas as combinações que utilizam o valor de 45 MPa para a variável f_{ck} , uma vez que este é o valor que apresentou o resultado ótimo global para o custo do tabuleiro.

Figura 44 – Custo de todas as combinações do grupo de $f_{ck}=45$ MPa.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Os grupos apresentados acima contêm as combinações de um mesmo número de vigas – N_{lg} .

Como é possível ver na Figura 44, cada grupo de N_{lg} também possui o seu resultado ótimo. Abaixo estão sintetizados tais mínimos locais de acordo com as combinações das variáveis independentes.

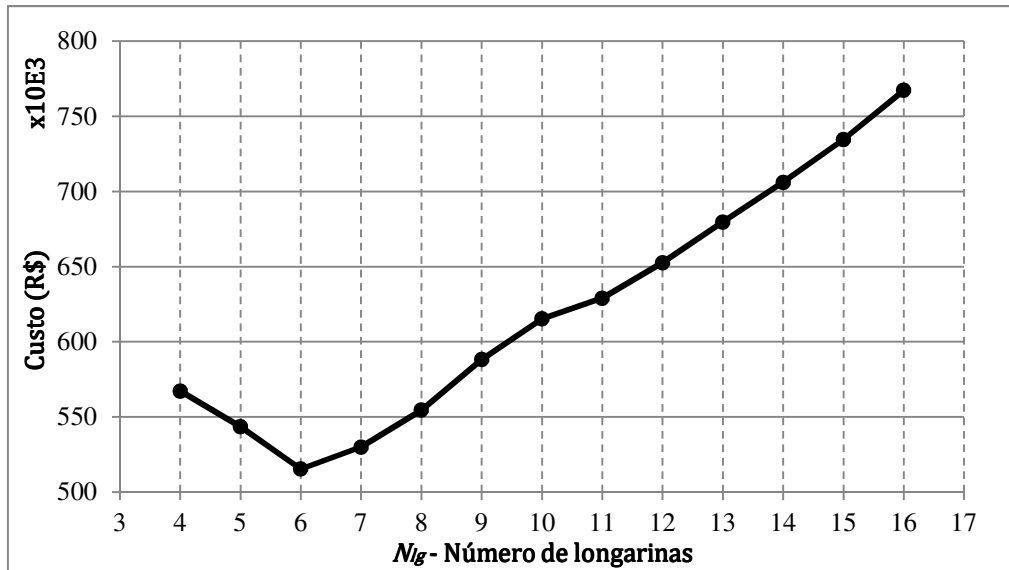
Tabela 35 – Resultados ótimos locais dos grupos de mesmo N_{lg} e f_{ck} .

f_{ck} (MPa)	N_{lg}	H_{lg} (m)	H_{lj} (m)	E_{lg} (m)	Custo (R\$)
45	4	2,0	0,25	7,00	567.215,15
45	5	2,0	0,24	7,00	543.501,06
45	6	1,5	0,22	7,00	515.408,71
45	7	1,5	0,20	8,75	529.919,86
45	8	1,5	0,20	8,75	554.571,51
45	9	1,5	0,20	8,75	588.260,25
45	10	1,5	0,20	7,00	615.293,43
45	11	1,3	0,20	7,00	628.973,27
45	12	1,3	0,19	8,75	652.632,59
45	13	1,2	0,22	7,00	679.645,15
45	14	1,2	0,23	8,75	706.086,69
45	15	1,2	0,23	8,75	734.631,25
45	16	1,2	0,24	8,75	767.300,40

Fonte: Elaborada pelo autor.

O gráfico da figura abaixo ilustra a variação dos custos mínimos locais – apresentados na Tabela 35 – para os grupos de mesmo número de longarinas N_{lg} e mesma resistência característica $f_{ck} = 45$ MPa.

Figura 45 – Resultados ótimos locais do grupos de mesmos N_{lg} e f_{ck} .



Fonte: Elaborada pelo autor.

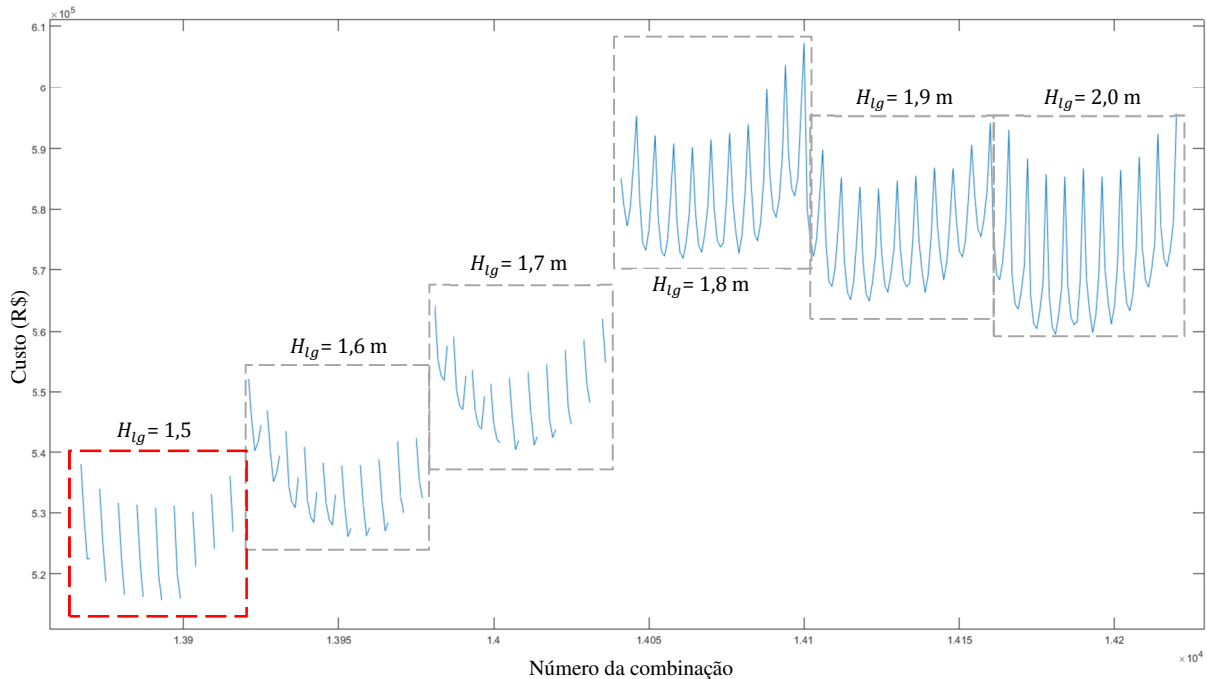
Como pode ser visto no gráfico acima, é possível identificar um mínimo global que está localizado entre os mínimos locais de cada grupo de N_{lg} . Também é possível ver que N_{lg} maiores ou menores tendem a apresentar mínimos locais mais onerosos que o ótimo. É importante ressaltar que quando o número de longarinas é menor que o ótimo, $N_{lg} = 6$, o dimensionamento só é possível para as seções das longarinas maiores, já quando o número de longarinas é maior que o ótimo é possível a utilização de alturas menores para as longarinas, não sendo esse um indicativo de menor custo, pois as menores seções consomem uma menor quantidade de concreto e fôrmas, mas necessitam de um maior volume de armadura.

O mínimo local para o grupo de 5 vigas apresentou um custo de produção da laje de R\$ 147.552,89. Para o grupo ótimo global com 6 vigas o custo da laje foi de R\$ 135.745,61 e para o grupo de 7 vigas o custo ótimo local foi de R\$ 124.062,57. Isto mostra uma tendência de que, quanto maior o número de longarinas, menor o custo da laje, não implicando necessariamente em um menor custo global da estrutura, ficando este muito dependente do custo das longarinas.

7.3. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA ALTURA DA LONGARINA H_{lg} NO CUSTO DO TABULEIRO

Para a análise seguinte, no gráfico abaixo são apresentadas as combinações que possuem o $f_{ck} = 45$ MPa e o $N_{lg} = 6$, ou seja, o grupo destacado em vermelho da Figura 44.

Figura 46 – Custo de todas as combinações do grupo de $f_{ck}=45$ MPa e $N_{lg}=6$.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Analisando a Figura 46, é possível perceber a existência de mínimos locais em cada grupo de mesma altura da longarina H_{lg} , os quais estão apresentados na tabela abaixo.

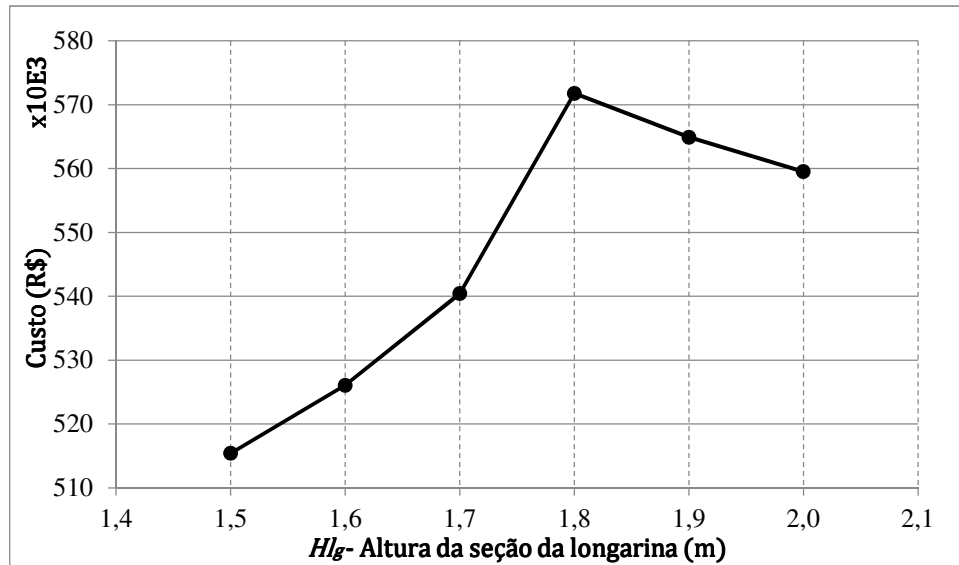
Tabela 36 – Resultados ótimos locais dos grupos de mesmo H_{lg} , N_{lg} e f_{ck} .

f_{ck} (MPa)	N_{lg}	H_{lg} (m)	H_{lj} (m)	E_{lg} (m)	Custo (R\$)
45	6	1,5	0,22	7,00	515.408,71
45	6	1,6	0,22	7,00	526.062,84
45	6	1,7	0,21	7,00	540.422,06
45	6	1,8	0,20	7,00	571.777,02
45	6	1,9	0,20	7,00	564.927,57
45	6	2,0	0,20	7,00	559.519,10

Fonte: Elaborada pelo autor.

O gráfico da figura abaixo ilustra a variação dos custos mínimos locais – apresentados na Tabela 36 – para os grupos de mesma altura da seção da longarina H_{lg} , mesmo número de longarinas N_{lg} e mesma resistência característica $f_{ck} = 45$ MPa.

Figura 47 – Resultados ótimos locais dos grupos de mesmo H_{lg} , N_{lg} e f_{ck} .



Fonte: Elaborada pelo autor.

Analisando a tendência do gráfico, observa-se que seções menores geram resultados melhores, assim, a seção que apresentou o resultado ótimo foi a com altura da longarina igual a 1,5 m. Vale lembrar que existem seções menores cadastradas no programa, entretanto, elas não fornecem, nesse caso específico, resultados melhores que a de 1,5 m, posto que o dimensionamento é considerado impossível ao apresentar a seção insuficiente para resistir aos esforços solicitantes.

Longarinas que possuem uma menor altura na seção transversal proporcionam um menor custo com concreto, com fôrmas e com o içamento, por outro lado, estas apresentam uma maior densidade de armaduras. Para compreender essa proporção, normalmente é utilizada a relação do custo da estrutura por volume de concreto, apresentado na tabela abaixo.

Tabela 37 – Custo por volume de concreto dos resultados ótimos dos grupos de mesmo **H_{lg} , $N_{lg} = 6$ e $f_{ck} = 45$ MPa.**

H_{lg} (m)	Volume de concreto (m^3)	Custo da estrutura por volume de concreto (R\$/ m^3)	Diferença percentual em relação a média (%)
1,5	248,55	2.073,68	0,76%
1,6	254,85	2.064,19	0,30%
1,7	267,07	2.023,53	-1,68%
1,8	269,21	2.123,89	3,20%
1,9	274,25	2.059,89	0,09%
2,0	279,29	2.003,35	-2,66%
Média		2.058,09	

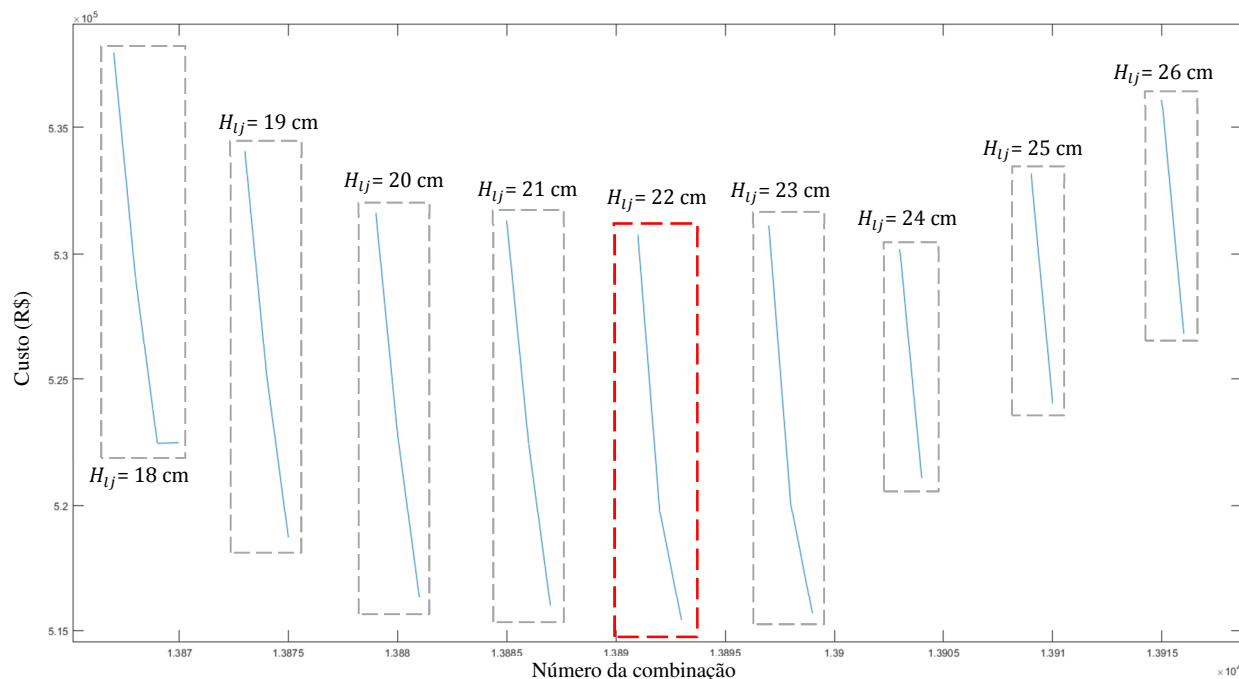
Fonte: Elaborada pelo autor.

Para este grupo de resultados, a relação custo por volume de concreto permaneceu quase constante, sendo a média 2.058,09 R\$/ m^3 com variações menores de 3,2%, portanto, o custo das opções com longarinas mais altas ficou maior, pois estas utilizam um maior volume de concreto.

7.4. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA ALTURA DA LAJE H_{lj} NO CUSTO DO TABULEIRO

Para a próxima análise, o gráfico abaixo apresenta as combinações que possuem o $f_{ck} = 45$ MPa, o $N_{lg} = 6$ e $H_{lg} = 1,5$ m ou seja, o grupo destacado em vermelho da Figura 46.

Figura 48 – Custo de todas as combinações do grupo de $f_{ck}=45$ MPa, $N_{lg}=6$ e $H_{lg}=1,5$ m.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Faz-se necessário esclarecer que a falta de continuidade do gráfico acima – diferente do grupo de resultados nos quais foram utilizados a longarina com altura de 1,8 m (Figura 46) – ocorre devido ao fato de que a longarina de 1,5 m combinada a alguns comprimentos de enrijecimentos da alma E_{lg} apresentam o seu dimensionamento impossível, uma vez que o aumento do comprimento do enrijecimento também aumenta o peso próprio da estrutura, fazendo com que vigas de seções menores que a de 1,5 não sejam capazes de resistir aos esforços.

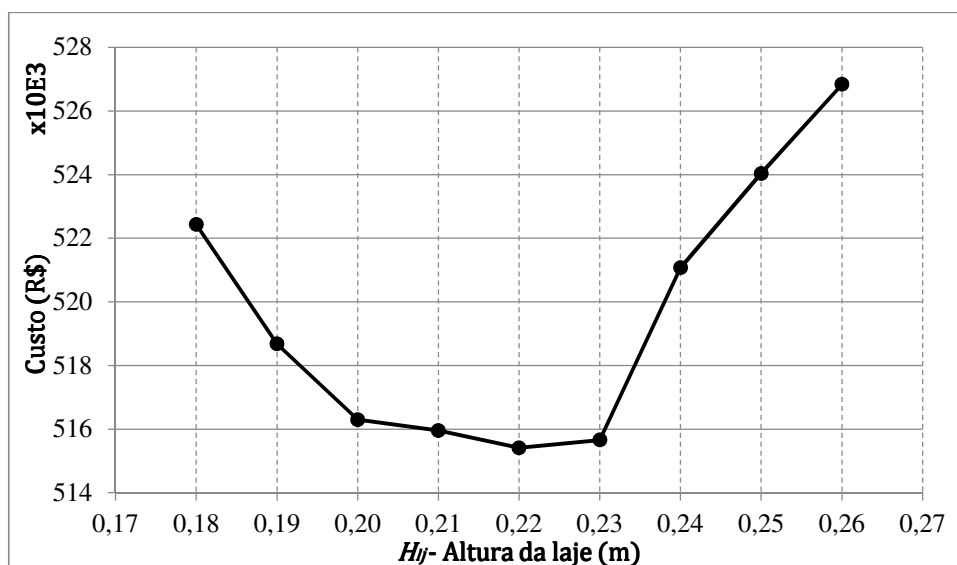
Como pode ser visto na figura acima, é possível identificar mínimos locais dentro dos grupos de resultados com mesma altura da laje H_{lj} e estes estão apresentados na tabela e na figura abaixo.

Tabela 38 – Resultados ótimos locais do grupo de mesmo H_{lj} , H_{lg} , N_{lg} e f_{ck} .

f_{ck} (MPa)	N_{lg}	H_{lg} (m)	H_{lj} (m)	E_{lg} (m)	Custo (R\$)
45	6	1,5	0,18	7,00	522.432,44
45	6	1,5	0,19	7,00	518.675,38
45	6	1,5	0,20	7,00	516.293,58
45	6	1,5	0,21	7,00	515.954,66
45	6	1,5	0,22	7,00	515.408,71
45	6	1,5	0,23	7,00	515.655,15
45	6	1,5	0,24	5,25	521.070,06
45	6	1,5	0,25	5,25	524.031,85
45	6	1,5	0,26	5,25	526.836,65

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Tabela 38, observa-se que para os valores de altura da laje de 18 cm a 23 cm foram considerados ótimos locais quando acompanhado de um enrijecimento de 7,00 m de comprimento. A partir de 24 cm, o enrijecimento que combinado propiciou o custo ótimo local foi o de 5,25 m. Isso acontece pois aumentando a altura da laje, aumenta-se também o peso próprio da estrutura, fazendo com que o dimensionamento seja impossível para a longarina de 1,5 m em questão, portanto, a próxima combinação viável seria a com o enrijecimento menor, que no caso é 5,25 m.

Figura 49 – Resultados ótimos locais do grupo de mesmo H_{lj} , H_{lg} , N_{lg} e f_{ck} .

Fonte: Elaborada pelo autor.

Como é possível notar na Figura 49, existe uma faixa de alturas para laje (20 cm, 21 cm, 22 cm e 23 cm) que fornece resultados próximos do ótimo, sendo esse o de 22 cm. Também é possível identificar uma tendência de que alturas de laje maiores ou menores que a altura ótima resultam em tabuleiros com o custo mais elevado, portanto, os limites inferiores e superiores para altura das lajes, neste caso, incluem a altura ótima.

7.5. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO COMPRIMENTO DO ENRIJECIMENTO DA ALMA DA LONGARINA E_{lg} NO CUSTO DO TABULEIRO

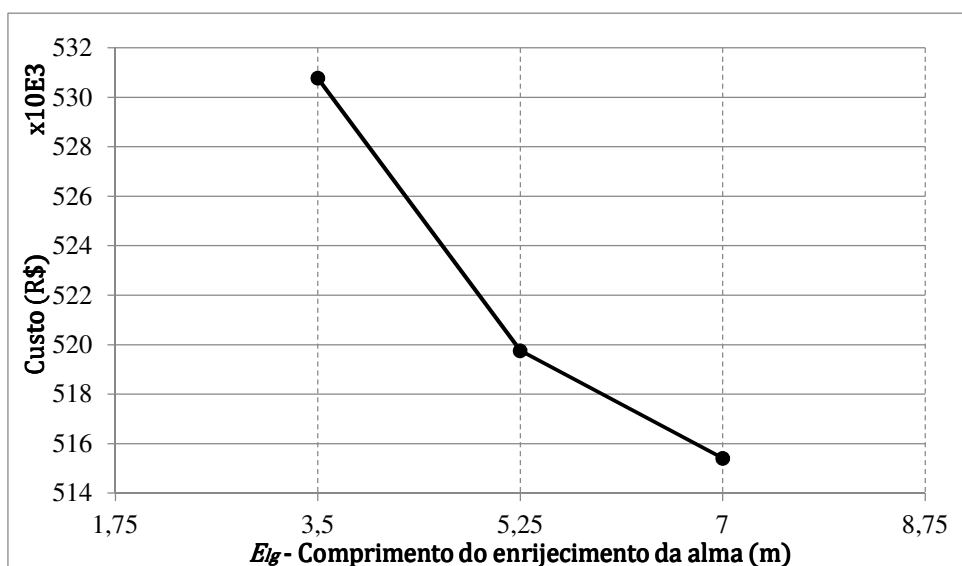
Até então foram identificados, no viaduto em questão, todos os valores ótimos para as variáveis independentes, com exceção do comprimento do enrijecimento da alma. Fixando todas essas outras variáveis, os dimensionamentos possíveis que alteram apenas o E_{lg} estão dispostos na Tabela 39 e na Figura 50.

Tabela 39 – Resultados ótimos locais do grupo de mesmo E_{lg} , H_{lj} , H_{lg} , N_{lg} e f_{ck} .

f_{ck} (MPa)	N_{lg}	H_{lg} (m)	H_{lj} (m)	E_{lg} (m)	Custo (R\$)
45	6	1,5	0,22	3,50	530.773,06
45	6	1,5	0,22	5,25	519.760,11
45	6	1,5	0,22	7,00	515.408,71

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 50 – Resultados ótimos locais do grupo de mesmo E_{lg} , H_{lj} , H_{lg} , N_{lg} e f_{ck} .



Fonte: Elaborada pelo autor.

Como se pode observar na figura acima, existe uma tendência de que, quanto maior o comprimento do enrijecimento, menor o custo da estrutura. Isso se deve ao fato de uma maior área da seção transversal da longarina levar a um menor volume de armadura para resistir aos esforços cisalhantes. Ou seja, é mais barato resistir ao cisalhamento utilizando concreto do que o aço. Por outro lado, como já comentado anteriormente, ao aumentar o comprimento do enrijecimento, aumenta-se o peso da estrutura e conseqüentemente o esforço cisalhante, fazendo com que a observação acima seja verdade até certo ponto de equilíbrio. Este ponto de equilíbrio pode ser observado na Figura 47 para os grupos das longarinas com alturas iguais a 1,8 m, 1,9 m e 2,0 m.

Para este grupo de resultados ótimos ($H_{lj} = 22$ cm, $H_{lg} = 1,5$ m, $N_{lg} = 6$ e $f_{ck} = 45$ MPa) os comprimentos de enrijecimento da alma superiores a 7,00 m apresentaram o dimensionamento impossível, pois, devido o aumento do peso próprio, foi necessário uma quantidade de cabos de protensão superiores ao máximo possível para seção.

8. CONCLUSÕES

Esta pesquisa visou otimizar custo de pontes de longarinas pré-moldadas e pós-tensionadas em concreto. Portanto, este trabalho desenvolveu um *software* no qual, entrando com o vão e a largura, obtêm-se os valores das variáveis independentes para o projeto ótimo.

A fim de testar o algoritmo desenvolvido, foram contrapostos seus resultados com os obtidos de forma tradicional (por meio de *softwares* amplamente utilizados na engenharia estrutural). Observou-se que as diferenças foram ínfimas e ocorreram em virtude de, no método tradicional, o trem tipo ser posicionado pelo usuário no local de influência máxima, ao passo que, no software desenvolvido, realiza-se um teste de todas as possibilidades de posicionamento dentro da discretização utilizada.

O tabuleiro hipotético utilizado para a validação do *software* desenvolvido também foi otimizado. A solução ótima encontrada apresenta um número menor de longarinas, assim como uma seção menor da longarina. Isto se deve ao fato de que os dimensionamentos ótimos são encontrados quando as longarinas estão próximas de todos os limites, tanto na flexão, quanto no esforço cortante e torção, exibindo, portanto, os resultados ótimos quando as menores seções possíveis são utilizadas.

A solução ótima para o tabuleiro analisado utilizou 45 MPa como resistência característica do concreto. Para peças submetidas a flexão em concreto armado, o uso de diferentes resistências não implica em mudanças significativas no custo total, uma vez que esta proporciona uma pequena variação no braço de alavanca do momento interno da seção. No que diz respeito às peças fletidas em concreto protendido, a resistência do concreto tem uma participação mais significativa, já que, quanto maior a resistência, maior a força de protensão que pode ser empregada, o que diminui, dessa forma, a armadura passiva de flexão e de cisalhamento.

O número de longarinas se mostrou uma variável muito importante para a otimização de seções de viadutos, sendo esta a variável que define o vão da laje e tendo, ainda, grande importância na influência transversal do viaduto que define os trens de carga aplicados sobre a longarina. Com isso, percebeu-se que a adição ou a remoção de uma longarina proporciona, em média, uma variação no custo total do tabuleiro de cerca de 5%.

A altura da laje e o comprimento do enrijecimento acabaram sendo as variáveis que menos influenciaram na otimização do tabuleiro, uma vez que, a diferença do custo entre a combinação que utilizou valor ótimo da laje (22 cm) para as combinações que utilizaram os valores limites da laje (17 cm a 26 cm), foi, no máximo, de 2,22%. A combinação que utilizou

o comprimento do enrijecimento ótimo (7,0 m) teve uma variação no custo de 2,12% da que usou o comprimento de enrijecimento limite de (3,5 m).

Sendo assim, o dimensionamento ótimo encontrado apresenta uma economia no custo de construção de R\$ 101.269,14, isto é, 16,42% em relação ao original. É importante lembrar que esta economia não afeta a segurança da estrutura e também não acarreta em trabalho extra para projetista. Ou seja, a fim de utilizar os recursos disponíveis de maneira racional, recomenda-se a utilização deste *software* para o pré-dimensionamento de viadutos em concreto de longarinas I, pré-moldadas e protendidas.

8.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Cálculo das perdas de protensão;
- Otimização do traçado das bainhas de protensão;
- Otimização de toda seção transversal da longarina, não só da altura;
- Possibilidade da utilização de balanços na seção transversal do tabuleiro;
- Possibilidade de alteração dos custos unitários do orçamento;
- Otimização de outros sistemas construtivos de viadutos;
- Utilização de algoritmos meta-heurísticos de otimização;
- Avaliação de tabuleiros com outras dimensões.

REFERÊNCIAS

AHSAN R.; RANA S.; GHANI S. N. **Cost Optimum Design of Posttensioned I-Girder Bridge Using Global Optimization Algorithm**. ASCE Journal of Structural Engineering, 138: 273–284. 2012.

ALMEIDA, P. A. O. **Critérios de otimização de projetos de pontes a partir de espectros de aceleração induzidas por veículos nos tabuleiros**. LSE, Osasco, São Paulo, set. 2010. Disponível em: <http://www.antt.gov.br/html/objects/_downloadblob.php?cod_blob=3251> Acesso em: 28 agosto de 2015

APARICIO, A.C.; CASAS, J.R.; RAMOS, G. **Computer aided design of prestressed concrete highway bridges**. Computers and Structures, 60(6): 957–969. 1996.

ARAGÃO FILHO, L. A. C. M. **Solução Geral; Matrizes Elementares; Reações de Fixação; Processo da Rigidez Direta**. Notas de aula do Curso de Análise Matricial de Estruturas, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001. Disponível em: <<http://aquarius.ime.eb.br/~moniz/pdf/rig01.pdf>> Acesso em: 28 agosto de 2015

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

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

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

_____. **ABNT NBR 7483:2008** Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido - Especificação. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **ABNT NBR 8681:2003** Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **ABNT NBR 8953:2015** Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

COHN, M. Z.; DINOVIETZ, A. S. **Application of structural optimization**. ASCE Journal of Structural Engineering, 120(2): 617–650. 1994.

COSTA, C. M. R. **Análise numérica e experimental do comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra**, Tese de Doutorado. Sc., Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.

EL DEBS, M. K; TAKEYA, T. **Introdução Às Pontes De Concreto – Texto provisório de apoio à disciplina SET - 412**. 2007 – Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos – Departamento de Estruturas, São Paulo, 2007.

ELLER, R. A. G.; SOUSA JUNIOR, W. C.; CURI, M. L. C. **Custos do transporte de carga no Brasil: rodoviário versus ferroviário**. Journal of Transport Literature, v. 5, n. 1, p. 50-64, jan. 2011.

FEREIG, S. M. **An application of linear programming to bridge design with standard prestressed girders**. Computers and Structures, 50(4): 455–469. 1994.

HANAI, J. B. **Fundamentos do concreto protendido – E-Book de apoio para o Curso de Engenharia Civil**. 2005 – Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos – Departamento de Estruturas, São Paulo, 2005.

HASSANAIN M. A.; LOOV R. E. **Cost optimization of concrete bridge infrastructure**. Canadian Journal of Civil Engineering, 30: 841-849. 2003.

LOUNIS, Z.; COHN, M. Z. **Optimization of Precast Prestressed Concrete Bridge Girder Systems**. PCI Journal, pp. 60-78, 1993.

LUCHI, L. A. R. **Reavaliação do Trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras.** Tese de Doutorado. Sc. – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. 2006.

MARTHA, L. F. **O método da rigidez direta sob um enfoque matricial.** Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993.

MARTINS, F.; SOARES V.; COMMARATA, F. **Infraestrutura rodoviária no Brasil: uma proposta para desenvolvê-la.** BAIN & COMPANY, São Paulo, jun. 2013. Disponível em: < http://www.bain.com/offices/saopaulo/en_us/publications/articles/road-infrastructure-in-brazil.aspx> Acesso em: 07 maio. 2015.

MENDES, S. E. S. **Estudo experimental de concreto de alto desempenho utilizando agregados graúdos disponíveis na região metropolitana de Curitiba.** Dissertação de Mestrado. Sc., Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2002.

OLIVIERI, B. P. **Otimização do projeto de pontes protendidas pré-moldadas pelo método dos algoritmos genéticos,** Dissertação de Mestrado. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2004.

PEINADO S. H.; VANDERLEI R. D.; NAGANO M. F. **Produção de pilares com concreto de alta resistência: aspectos econômicos e ambientais.** Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, Montevideu – Uruguai, 2014.

REBMANN, M. S. **Durabilidade de concretos estruturais com baixo consumo de cimento Portland e alta resistência.** 2011. 213p. Dissertação de Mestrado. Sc. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

ROHDEN, A. B. **Contribuição aos métodos de dosagem de concreto de alta resistência a partir do entendimento da influência dos agregados na mistura.** 2015. 177p. Tese de Doutorado. Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

ROSSIGALI, C. E. **Estudos probabilísticos para modelos de cargas móveis em pontes rodoviárias no Brasil**. 2006. 161p. Tese de Doutorado. Sc. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2006.

RÜSCH, H. **Tabela de cálculo para lajes retangulares de pontes rodoviárias**, Comitê alemão do concreto armado, editora Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Alemanha. 6ª revisão, 1965.

SANTOS, L. M.; FRANÇA, R. L. S.; HISHITANI, H.; MACHADO, C. P.; BITTENCOURT, T. N.; OYAMADA, N. R.; KAEFER, L. F.; BORGES, U.; SOUZA R. A. **Exemplo de um Projeto Completo de um Edifício de Concreto Armado – ES 013 - CAP. 03**. 2001 – Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos – Departamento de Estruturas, São Paulo, 2001.

STUCCHI, F. R. **Pontes e Grandes Estruturas – Apostila Meso e infra**. 2006 – Universidade de São Paulo – Escola Politécnica, São Paulo, 2006.

THOMAZ, E. C. S. **Pontes em Concreto Protendido – 21 Lajes do tabuleiro – Cisalhamento**. 2012 – Instituto Militar de Engenharia – Seção de Ensino de Engenharia de Fortificação e Construção, Rio de Janeiro, 2012.

TORRES, G. G. B.; Brotchie, J. F.; Cornell, C. A. **A program for the optimum design of prestressed concrete highway bridges**. PCI Journal, 11(3): 63–71, 1965.

VANDERLEI, R. D. **Análise experimental de pilares de concreto armado de alta resistência sob flexo compressão reta**. Dissertação de Mestrado. Sc. São Carlos. – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1999.

VERRÍSSIMO, G. S.; PAES, J. L. R.; SILVA, R. C.; CÉSAR JR, K. M. L. **Concreto Protendido Estados Limites**, Vol 03. 1999 – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais. 4ª versão, 1999.

ANEXOS

ANEXO 1 – TABELA DE PROPRIEDADES DAS SEÇÕES DAS LONGARINAS.

Nº da seção	Largura da mesa (m)	Altura mesa (m)	Área (m ²)	Inércia (m ⁴)	Altura total (m)	CG de cima pra baixo (m)	Espessura da alma (m)
1	0,4	0,1	0,266	0,028	1	0,5174	0,2
2	0,45	0,1	0,292	0,038	1,1	0,5575	0,2
3	0,5	0,1	0,354	0,052	1,2	0,6362	0,2
4	0,6	0,12	0,395	0,0757	1,3	0,6575	0,2
5	0,65	0,12	0,437	0,0998	1,4	0,7166	0,2
6	0,7	0,12	0,465	0,1234	1,5	0,7572	0,2
7	0,85	0,12	0,534	0,1678	1,6	0,7991	0,2
8	1,05	0,12	0,616	0,2269	1,7	0,8327	0,2
9	1,2	0,12	0,695	0,2975	1,8	0,893	0,2
10	1,2	0,12	0,715	0,3412	1,9	0,9442	0,2
11	1,2	0,12	0,735	0,3884	2	0,995	0,2

Nº da seção	Área com enrijecimento (m ²)	Altura da mesa (m)	Altura mísula da mesa (m)	Altura alma (m)	Ae enrijecido (cm ²)	Eu enrijecido (cm)	Ae (cm ²)	Eu (cm)
1	0,4	0,1	0,06	0,59	2944	248	1526	267,61
2	0,4453	0,1	0,06	0,69	3284	276,15	1673	297,02
3	0,5452	0,1	0,06	0,69	4163	306,39	2135	335,33
4	0,6047	0,12	0,06	0,77	4606	344,16	2387	374,78
5	0,7195	0,12	0,06	0,87	5633	374,52	2656	413,63
6	0,7764	0,12	0,06	0,97	6085	403,77	2812	443,48
7	0,7472	0,12	0,07	1,01	5523	471,24	3295	496,59
8	0,8379	0,12	0,08	1,05	6174	535,19	3856	560,06
9	0,8124	0,12	0,08	1,15	5604	613,97	4377	627,3
10	0,8424	0,12	0,08	1,25	5824	633,97	4497	647,3
11	0,8724	0,12	0,08	1,35	6044	653,97	4617	667,3

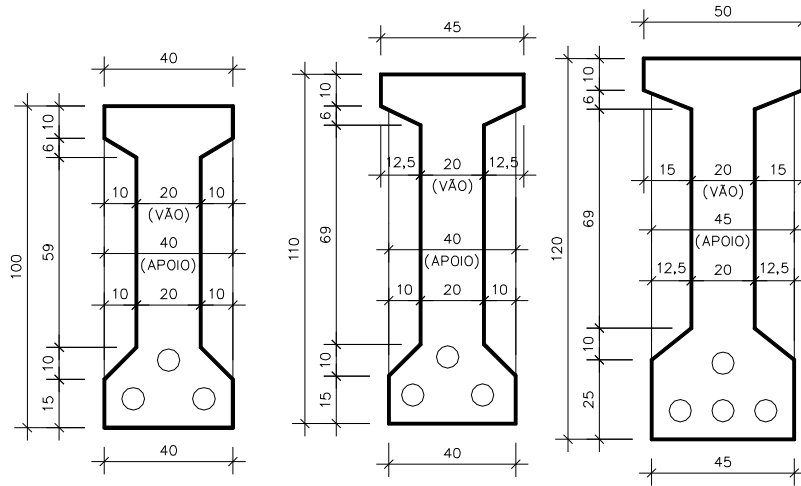
Nº da seção	Espessura da alma enrijecida (m)	Perímetro de fôrma (m)
1	0,45	2,5961
2	0,45	2,8402
3	0,45	3,1733
4	0,45	3,4678
5	0,5	3,8063
6	0,5	4,0548

<i>Nº da seção</i>	<i>Espessura da alma enrijecida (m)</i>	<i>Perímetro de fôrma (m)</i>
7	0,4	4,4359
8	0,4	4,8706
9	0,3	5,393
10	0,3	5,593
11	0,3	5,793

<i>Nº da seção</i>	<i>Nº máximo de bainhas</i>	<i>C.G. de baixo pra cima</i>				
		<i>1 bainha (m)</i>	<i>2 bainhas (m)</i>	<i>3 bainhas (m)</i>	<i>4 bainhas (m)</i>	<i>5 bainhas (m)</i>
1	3	0,09	0,09	0,13	0	0
2	3	0,09	0,09	0,13	0	0
3	4	0,09	0,09	0,09	0,12	0
4	4	0,09	0,09	0,09	0,12	0
5	4	0,09	0,09	0,09	0,12	0
6	5	0,09	0,09	0,09	0,12	0,138
7	5	0,09	0,09	0,09	0,12	0,138
8	5	0,09	0,09	0,09	0,12	0,138
9	6	0,09	0,09	0,09	0,12	0,138
10	6	0,09	0,09	0,09	0,12	0,138
11	6	0,09	0,09	0,09	0,12	0,138

ANEXO 2 – SEÇÕES DAS LONGARINAS.

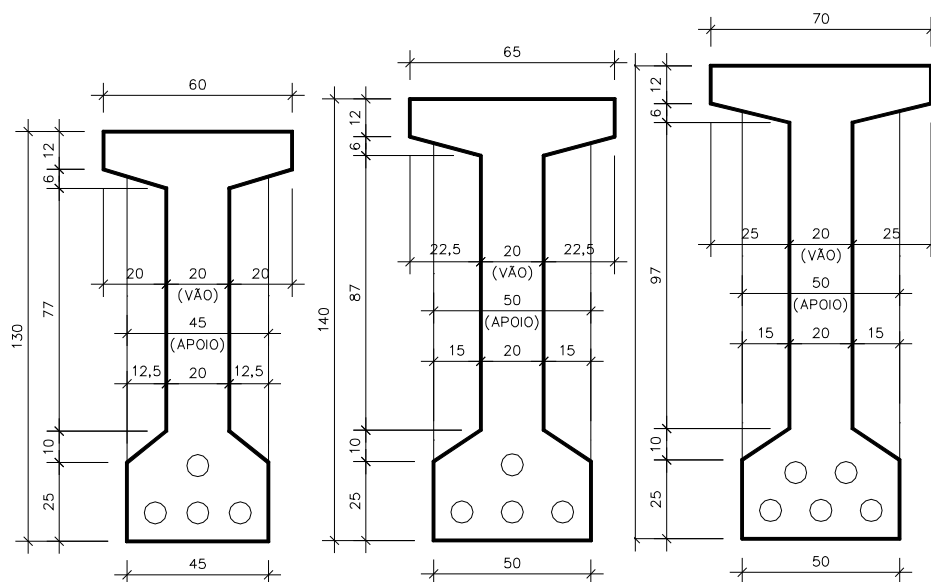
COTAS EM CENTÍMETROS



Seção 1

Seção 2

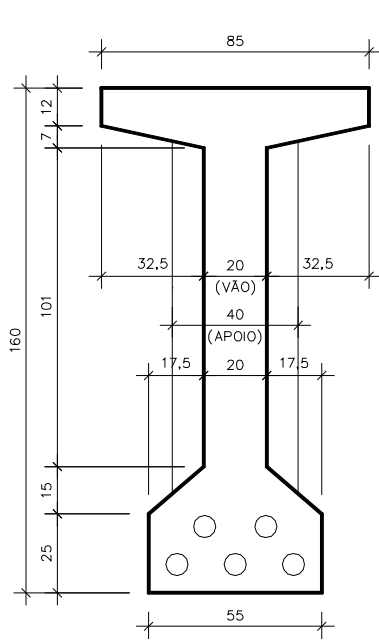
Seção 3



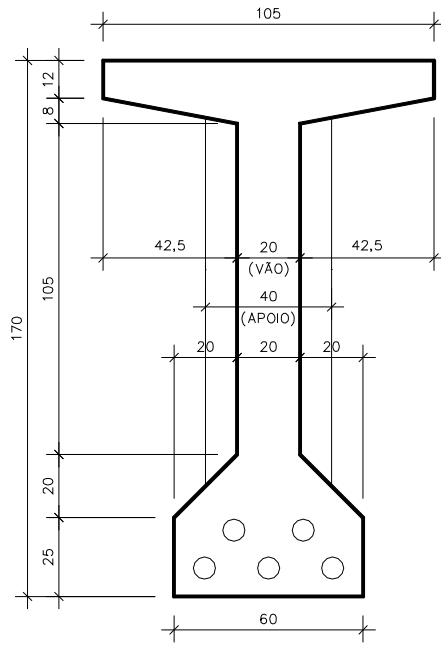
Seção 4

Seção 5

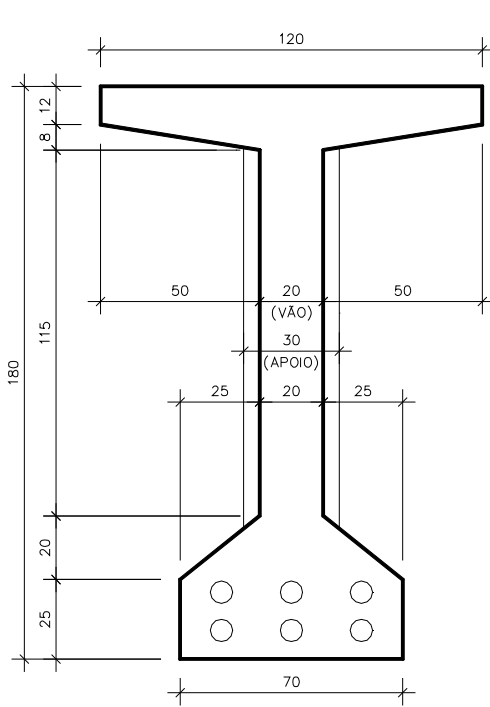
Seção 6



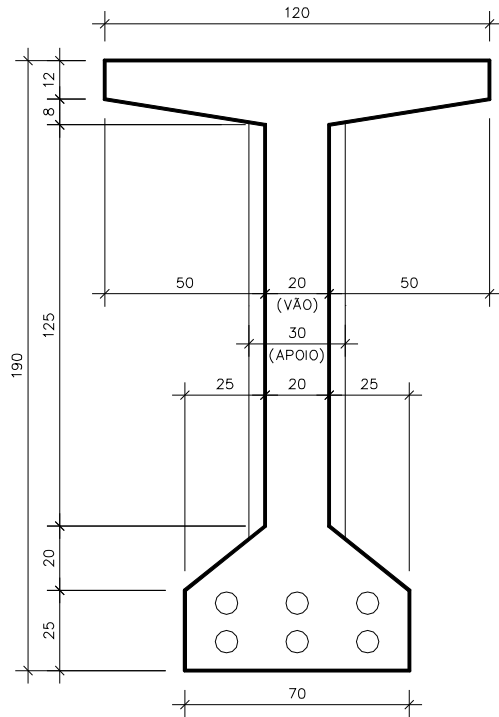
Seção 7



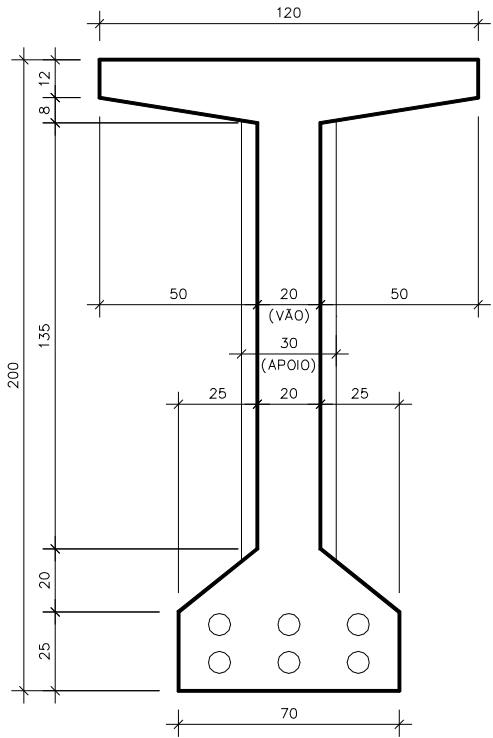
Seção 8



Seção 9



Seção 10



Seção 11

ANEXO 3 – CÓDIGO FONTE DO *SOFTWARE*.

```
1 function varargout = Otimizacao(varargin)
2 gui_Singleton = 1;
3 gui_State = struct('gui_Name',       mfilename, ...
4                   'gui_Singleton',  gui_Singleton, ...
5                   'gui_OpeningFcn', @Otimizacao_OpeningFcn, ...
6                   'gui_OutputFcn',  @Otimizacao_OutputFcn, ...
7                   'gui_LayoutFcn',  [] , ...
8                   'gui_Callback',   []);
9 if nargin && ischar(varargin{1})
10     gui_State.gui_Callback = str2func(varargin{1});
11 end
12
13 if nargin
14     [varargout{1:nargout}] = gui_mainfcn(gui_State, varargin{:});
15 else
16     gui_mainfcn(gui_State, varargin{:});
17 end
18 function Otimizacao_OpeningFcn(hObject, eventdata, handles, varargin)
19 handles.output = hObject;
20 guidata(hObject, handles);
21 function varargout = Otimizacao_OutputFcn(hObject, eventdata, handles)
22 varargout{1} = handles.output;
23 function Vlong_Callback(hObject, eventdata, handles)
24 function Vlong_CreateFcn(hObject, eventdata, handles)
25 if ispc && isequal(get(hObject,'BackgroundColor'), get(
(0,'defaultUicontrolBackgroundColor'))
26     set(hObject,'BackgroundColor','white');
27 end
28 function Vtrans_Callback(hObject, eventdata, handles)
29 function Vtrans_CreateFcn(hObject, eventdata, handles)
30 if ispc && isequal(get(hObject,'BackgroundColor'), get(
(0,'defaultUicontrolBackgroundColor'))
31     set(hObject,'BackgroundColor','white');
32 end
33 function botao_Callback(hObject, eventdata, handles)
34 Vtrans=str2num(get(findobj(gcf,'Tag','Vtrans'),'String'));
35 Vlong=str2num(get(findobj(gcf,'Tag','Vlong'),'String'));
36 fck35_cb=get(handles.checkbox1,'value');
37 fck45_cb=get(handles.checkbox2,'value');
38 fck55_cb=get(handles.checkbox3,'value');
39 fck65_cb=get(handles.checkbox4,'value');
40 fck75_cb=get(handles.checkbox5,'value');
41 fck90_cb=get(handles.checkbox6,'value');
42 if fck35_cb==1
43     fck_disp(1)=35;
44 else
45     fck_disp(1)=0;
46 end
47 if fck45_cb==1
48     fck_disp(2)=45;
49 else
50     fck_disp(2)=0;
51 end
52 if fck55_cb==1
53     fck_disp(3)=55;
```

```
54 else
55     fck_disp(3)=0;
56 end
57 if fck65_cb==1
58     fck_disp(4)=65;
59 else
60     fck_disp(4)=0;
61 end
62 if fck75_cb==1
63     fck_disp(5)=75;
64 else
65     fck_disp(5)=0;
66 end
67 if fck90_cb==1
68     fck_disp(6)=90;
69 else
70     fck_disp(6)=0;
71 end
72 fck_disp(fck_disp==0)=[];
73 axes(handles.axes1);
74 entradadedadosforcabruta;
75 set(handles.uitable1,'Data',classi_otimizacao);
76 function uitable1_CellSelectionCallback(hObject, eventdata, handles)
77 if eventdata.Indices==NaN
78     vIndices=1;
79 else
80     vIndices = eventdata.Indices;    %returns 1x2 vector which is rowxcolumn
81     iRowNum = vIndices(1);           %returns just the row value of vIndices
82     classi_otimizacao=get(handles.uitable1,'Data');
83     Vtrans=str2num(get(findobj(gcf,'Tag','Vtrans'),'String'));
84     Vlong=str2num(get(findobj(gcf,'Tag','Vlong'),'String'));
85     Nlonga=classi_otimizacao(iRowNum,1);
86     Slonga=classi_otimizacao(iRowNum,2);
87     Hlaje=classi_otimizacao(iRowNum,3);
88     enr=classi_otimizacao(iRowNum,4);
89     fck=classi_otimizacao(iRowNum,5);
90     entradadedados;
91     if possdim==1
92         relorcamento;
93         set(handles.uitable2,'Data',relorcamento);
94         set(handles.txt_erro,'String',rel_erro);
95         set(handles.text_flecha,'String',f_txt);
96         axes(handles.axes2);
97         desenha_along;
98         axes(handles.axes1);
99     else
100         set(handles.uitable2,'Data','');
101         set(handles.txt_erro,'String',rel_erro);
102         axes(handles.axes2);
103         plot([0 0],[0 0]);
104         axes(handles.axes1);
105     end
106 end
107 function checkbox1_Callback(hObject, eventdata, handles)
108 function checkbox2_Callback(hObject, eventdata, handles)
```

```
109 function checkbox3_Callback(hObject, eventdata, handles)
110 function checkbox4_Callback(hObject, eventdata, handles)
111 function checkbox5_Callback(hObject, eventdata, handles)
112 function checkbox6_Callback(hObject, eventdata, handles)
113 function uitable1_CellEditCallback(hObject, eventdata, handles)
```



```
1 relatorio=0;
2 relatoriodiscriminado=0;
3 classi_otimizacao=0;
4 xxx=0;
5 yyy=0;
6 infdisc=25;
7 tredisc=100;
8 espav=.1;%Espessura do pavimento em metros
9
10 %Tabela de longarinas
11 Proplong=[0.400000000000000 0.100000000000000 0.266000000000000 0.028000000000000
1 0.517400000000000 0.200000000000000 0.400000000000000 0.100000000000000
0.060000000000000 0.590000000000000 2944 248 1526 267.610000000000 0.450000000000000
2.596100000000000;0.450000000000000 0.100000000000000 0.292500000000000
0.038000000000000 1.100000000000000 0.557500000000000 0.200000000000000
0.445300000000000 0.100000000000000 0.060000000000000 0.690000000000000 3284
276.150000000000 1673 297.020000000000 0.450000000000000 2.84020000000000;
0.500000000000000 0.100000000000000 0.354000000000000 0.052000000000000
1.200000000000000 0.636200000000000 0.200000000000000 0.545200000000000
0.100000000000000 0.060000000000000 0.690000000000000 4163 306.390000000000 2135
335.330000000000 0.450000000000000 3.173300000000000;0.600000000000000
0.120000000000000 0.395000000000000 0.075700000000000 1.300000000000000
0.657500000000000 0.200000000000000 0.604700000000000 0.120000000000000
0.060000000000000 0.770000000000000 4606 344.160000000000 2387 374.780000000000
0.450000000000000 3.467800000000000;0.650000000000000 0.120000000000000
0.437500000000000 0.099800000000000 1.400000000000000 0.716600000000000
0.200000000000000 0.719500000000000 0.120000000000000 0.060000000000000
0.870000000000000 5633 374.520000000000 2656 413.630000000000 0.500000000000000
3.806300000000000;0.700000000000000 0.120000000000000 0.465000000000000
0.123400000000000 1.500000000000000 0.757200000000000 0.200000000000000
0.776400000000000 0.120000000000000 0.060000000000000 0.970000000000000 6085
403.770000000000 2812 443.480000000000 0.500000000000000 4.05480000000000;
0.850000000000000 0.120000000000000 0.534500000000000 0.167800000000000
1.600000000000000 0.799100000000000 0.200000000000000 0.747200000000000
0.120000000000000 0.070000000000000 1.010000000000000 5523 471.240000000000 3295
496.590000000000 0.400000000000000 4.435900000000000;1.050000000000000 0.120000000000000
0.616000000000000 0.226900000000000 1.700000000000000 0.832700000000000
0.200000000000000 0.837900000000000 0.120000000000000 0.080000000000000
1.050000000000000 6174 535.190000000000 3856 560.060000000000 0.400000000000000
4.870600000000000;1.200000000000000 0.120000000000000 0.695000000000000
0.297504000000000 1.800000000000000 0.893000000000000 0.200000000000000
0.812400000000000 0.120000000000000 0.080000000000000 1.150000000000000 5604
613.970000000000 4377 627.300000000000 0.300000000000000 5.39300000000000;
1.200000000000000 0.120000000000000 0.715000000000000 0.341200000000000
1.900000000000000 0.944200000000000 0.200000000000000 0.842400000000000
0.120000000000000 0.080000000000000 1.250000000000000 5824 633.970000000000 4497
647.300000000000 0.300000000000000 5.593000000000000;1.200000000000000 0.120000000000000
0.735000000000000 0.388400000000000 2 0.995000000000000 0.200000000000000
0.872400000000000 0.120000000000000 0.080000000000000 1.350000000000000 6044
653.970000000000 4617 667.300000000000 0.300000000000000 5.79300000000000];
12
13 %Tabela de alojamento de protenção na longarina
14 Proppro=[3 0.090000000000000 0.090000000000000 0.130000000000000 0 0 0;3
0.090000000000000 0.090000000000000 0.130000000000000 0 0 0;4 0.090000000000000
0.090000000000000 0.120000000000000 0 0;4 0.090000000000000
```

```
0.090000000000000000 0.090000000000000000 0.120000000000000000 0 0;4 0.090000000000000000↵
0.090000000000000000 0.090000000000000000 0.120000000000000000 0 0;5 0.090000000000000000↵
0.090000000000000000 0.090000000000000000 0.120000000000000000 0.138000000000000000 0;5↵
0.090000000000000000 0.090000000000000000 0.090000000000000000 0.120000000000000000↵
0.138000000000000000 0;5 0.090000000000000000 0.090000000000000000 0.090000000000000000↵
0.120000000000000000 0.138000000000000000 0;6 0.090000000000000000 0.090000000000000000↵
0.090000000000000000 0.120000000000000000 0.138000000000000000 0.150000000000000000;6↵
0.090000000000000000 0.090000000000000000 0.090000000000000000 0.120000000000000000↵
0.138000000000000000 0.150000000000000000;6 0.090000000000000000 0.090000000000000000↵
0.090000000000000000 0.120000000000000000 0.138000000000000000 0.150000000000000000];
15
16 %Tabela de treliças para laje
17 Proptrelaje=[12 4.2 5 .886;16 4.2 5 1.032;20 4.2 5 1.111;25 5 6 1.686];
18
19 %Tabela de Rusch
20 tMxml=[0 0.125000000000000000 0.250000000000000000 0.500000000000000000 1;0.500000000000000000↵
0.118000000000000000 0.083000000000000000 0.041000000000000000 0.020000000000000000;1↵
0.171000000000000000 0.129000000000000000 0.078000000000000000 0.061000000000000000;↵
1.500000000000000000 0.266000000000000000 0.216000000000000000 0.175000000000000000↵
0.120000000000000000;2 0.332000000000000000 0.290000000000000000 0.250000000000000000↵
0.195000000000000000;2.500000000000000000 0.399000000000000000 0.357000000000000000↵
0.318000000000000000 0.264000000000000000;3 0.452000000000000000 0.415000000000000000↵
0.370000000000000000 0.330000000000000000;4 0.560000000000000000 0.520000000000000000↵
0.485000000000000000 0.440000000000000000;5 0.650000000000000000 0.620000000000000000↵
0.580000000000000000 0.530000000000000000;6 0.740000000000000000 0.710000000000000000↵
0.670000000000000000 0.630000000000000000;7 0.820000000000000000 0.790000000000000000↵
0.750000000000000000 0.700000000000000000;8 0.870000000000000000 0.850000000000000000↵
0.810000000000000000 0.760000000000000000;9 0.910000000000000000 0.890000000000000000↵
0.850000000000000000 0.800000000000000000;10 0.940000000000000000 0.910000000000000000↵
0.870000000000000000 0.820000000000000000];
21 tMym1=[0 0.125000000000000000 0.250000000000000000 0.500000000000000000 1;0.500000000000000000↵
0.097000000000000000 0.051000000000000000 0.031000000000000000 0.008000000000000000;1↵
0.149000000000000000 0.091000000000000000 0.051000000000000000 0.023000000000000000;↵
1.500000000000000000 0.187000000000000000 0.134000000000000000 0.080000000000000000↵
0.038000000000000000;2 0.215000000000000000 0.168000000000000000 0.096000000000000000↵
0.064000000000000000;2.500000000000000000 0.248000000000000000 0.198000000000000000↵
0.137000000000000000 0.096000000000000000;3 0.287000000000000000 0.239000000000000000↵
0.179000000000000000 0.141000000000000000;4 0.361000000000000000 0.315000000000000000↵
0.262000000000000000 0.222000000000000000;5 0.430000000000000000 0.389000000000000000↵
0.338000000000000000 0.295000000000000000;6 0.498000000000000000 0.457000000000000000↵
0.412000000000000000 0.370000000000000000;7 0.560000000000000000 0.520000000000000000↵
0.479000000000000000 0.433000000000000000;8 0.610000000000000000 0.580000000000000000↵
0.540000000000000000 0.490000000000000000;9 0.660000000000000000 0.630000000000000000↵
0.590000000000000000 0.540000000000000000;10 0.710000000000000000 0.670000000000000000↵
0.630000000000000000 0.580000000000000000];
22 tMxe1=[0 0.125000000000000000 0.250000000000000000 0.500000000000000000 1;0.500000000000000000↵
0.250000000000000000 0.190000000000000000 0.120000000000000000 0.050000000000000000;1↵
0.320000000000000000 0.260000000000000000 0.180000000000000000 0.090000000000000000;↵
1.500000000000000000 0.420000000000000000 0.400000000000000000 0.340000000000000000↵
0.250000000000000000;2 0.580000000000000000 0.560000000000000000 0.510000000000000000↵
0.400000000000000000;2.500000000000000000 0.720000000000000000 0.700000000000000000↵
0.660000000000000000 0.550000000000000000;3 0.850000000000000000 0.840000000000000000↵
0.800000000000000000 0.780000000000000000;4 1.060000000000000000 1.060000000000000000↵
1.010000000000000000 0.980000000000000000;5 1.210000000000000000 1.210000000000000000↵
1.180000000000000000 1.140000000000000000;6 1.320000000000000000 1.320000000000000000 1.300000000000000000↵
```



```

55         b1=0;
56         Klocal=0;
57         Kglobal=0;
58         cgve=0;
59         Ive=0;
60         Ivc=0;
61         FaucKvve=0;
62         FaucKvvc=0;
63         FaucKtve=0;
64         FaucKtvc=0;
65         Itve=0;
66         Itvc=0;
67         coefmola=0;
68         K=0;
69         U=0;
70         infx=0;
71         Nb=3*Nlonga-1;
72         for Barra=1:1:Nb
73             cont=cont+1;
74             if cont~=3
75                 L(Barra,1)=Proplong(Slonga,1)/2;
76                 I(Barra,1)=(Hlaje+Proplong(Slonga,2))^3/12;
77             else
78                 L(Barra,1)=(Vtrans-Nlonga*Proplong(Slonga,1))/(Nlonga-
1);
79                 I(Barra,1)=Hlaje^3/12;
80             end
81             if cont==3
82                 cont=0;
83             end
84         end
85
86         cgve=(Proplong(Slonga,3)*Proplong(Slonga,6)-Hlaje*(Proplong
(Slonga,1)+L(3,1)/2)*Hlaje/2)/(Hlaje*(Proplong(Slonga,1)+L(3,1)/2)+Proplong(Slonga,
3));
87         cgvc=(Proplong(Slonga,3)*Proplong(Slonga,6)-Hlaje*(Proplong
(Slonga,1)+L(3,1))*Hlaje/2)/(Hlaje*(Proplong(Slonga,1)+L(3,1))+Proplong(Slonga,3));
88         Ive=(Proplong(Slonga,1)+L(3,1)/2)*Hlaje^3/12+(Proplong(Slonga,
1)+L(3,1)/2)*Hlaje*(cgve+Hlaje/2)^2+Proplong(Slonga,4)+Proplong(Slonga,3)*(Proplong
(Slonga,6)-cgve)^2;
89         Ivc=(Proplong(Slonga,1)+L(3,1))*Hlaje^3/12+(Proplong(Slonga,1)
+L(3,1))*Hlaje*(cgvc+Hlaje/2)^2+Proplong(Slonga,4)+Proplong(Slonga,3)*(Proplong
(Slonga,6)-cgvc)^2;
90         FaucKvve=(pi/Vlong)^4*Ec*Ive; %kN/m
91         FaucKvvc=(pi/Vlong)^4*Ec*Ivc;
92         Itve=(Hlaje^3*(Proplong(Slonga,1)+L(3,1)/2)+((Proplong(Slonga,
5)+Hlaje/2)*Proplong(Slonga,7)^3))/3; %m^4
93         Itvc=(Hlaje^3*(Proplong(Slonga,1)+L(3,1))+((Proplong(Slonga,5)
+Hlaje/2)*Proplong(Slonga,7)^3))/3;
94         FaucKtve=(pi/Vlong)^2*Gc*Itve; %kN/rad
95         FaucKtvc=(pi/Vlong)^2*Gc*Itvc;
96
97         montarKlocal;
98         montarKglobal;
99         montarcoefmola;

```

```
100         K=Kgglobal+coefmola;
101         montarinf;
102         pause(.0000001);
103         for enr=Vlong*.10:Vlong*.05:Vlong*.35
104
105             montartremdecarga;
106             calcesf;
107             dimensionamentosemnotificacao;
108             if possdim==1
109                 orcamento;
110             end
111             relatorio(contrel,1)=Nlonga;
112             relatorio(contrel,2)=Slonga;
113             relatorio(contrel,3)=Hlaje;
114             relatorio(contrel,4)=enr;
115             relatorio(contrel,5)=fck;
116             relatorio(contrel,5)=fck;
117             if possdim==1
118                 relatorio(contrel,6)=sum(relorcamento(:,3));
119                 for xxx=1:1:3
120                     for yyy=1:1:10
121                         relatoriodiscriminado(yyy,xxx,contrel) ↙
122                     =relorcamento(yyy,xxx);
123                 end
124             else
125                 relatorio(contrel,6)=NaN;
126             end
127
128             contrel=contrel+1;
129         end
130     end
131 end
132 end
133 end
134 end
135 classi_otimizacao=sortrows(relatorio,6);
```

```
1 Klocal=zeros(4,4,Nb);
2 for Barra=1:1:Nb
3     Klocal(1,1,Barra)=Ec*I(Barra,1)*12/L(Barra,1)^3;
4     Klocal(1,2,Barra)=Ec*I(Barra,1)*6/L(Barra,1)^2;
5     Klocal(1,3,Barra)=-Ec*I(Barra,1)*12/L(Barra,1)^3;
6     Klocal(1,4,Barra)=Ec*I(Barra,1)*6/L(Barra,1)^2;
7     Klocal(2,1,Barra)=Ec*I(Barra,1)*6/L(Barra,1)^2;
8     Klocal(2,2,Barra)=Ec*I(Barra,1)*4/L(Barra,1);
9     Klocal(2,3,Barra)=-Ec*I(Barra,1)*6/L(Barra,1)^2;
10    Klocal(2,4,Barra)=Ec*I(Barra,1)*2/L(Barra,1);
11    Klocal(3,1,Barra)=-Ec*I(Barra,1)*12/L(Barra,1)^3;
12    Klocal(3,2,Barra)=-Ec*I(Barra,1)*6/L(Barra,1)^2;
13    Klocal(3,3,Barra)=Ec*I(Barra,1)*12/L(Barra,1)^3;
14    Klocal(3,4,Barra)=-Ec*I(Barra,1)*6/L(Barra,1)^2;
15    Klocal(4,1,Barra)=Ec*I(Barra,1)*6/L(Barra,1)^2;
16    Klocal(4,2,Barra)=Ec*I(Barra,1)*2/L(Barra,1);
17    Klocal(4,3,Barra)=-Ec*I(Barra,1)*6/L(Barra,1)^2;
18    Klocal(4,4,Barra)=Ec*I(Barra,1)*4/L(Barra,1);
19 end
```

```
1 Nb=size(Klocal,3);
2 Kglobal=zeros(Nb*2+2,Nb*2+2);
3 contl=0;
4 contc=0;
5 for Barra=1:1:Nb
6     for mkg1=Barra*2-1:1:Barra*2+2
7         contl=contl+1;
8         for mkgc=Barra*2-1:1:Barra*2+2
9             contc=contc+1;
10            Kglobal(mkg1,mkgc)=Kglobal(mkg1,mkgc)+Klocal(contl,contc,Barra);
11            if contc==4
12                contc=0;
13            end
14        end
15        if contl==4
16            contl=0;
17        end
18    end
19 end
```

```
1 coefmola=zeros(1,(Nb+1)*2);
2 cont=0;
3 No=2;
4 for cont=1:1:(Nb+1)*2
5     No=No+1;
6     if No==5
7         coefmola(1,cont)=FaucKvvc;
8     end
9     if No==6
10        coefmola(1,cont)=FaucKtvc;
11    end
12    if No==6
13        No=0;
14    end
15 end
16 coefmola(1,3)=FaucKvve;
17 coefmola(1,4)=FaucKtve;
18 coefmola(1,(Nb+1)*2-3)=FaucKvve;
19 coefmola(1,(Nb+1)*2-2)=FaucKtve;
20 coefmola=diag(coefmola);
```



```

1  for Barra=2:1:Nb %MONTAR L ACUMULADO
2      Lacum(1,1)=0;
3      Lacum(2,1)=L(1,1);
4      Lacum(Barra+1,1)=Lacum(Barra,1)+L(Barra,1);
5      Lacum(Nb+1,1)=Vtrans;
6  end
7  infv=0;
8  infv=0;
9  infcont=1;
10
11 for infx=0:Vtrans/infdisc:Vtrans
12     montarF;
13     U=inv(K)*F;
14     infv(infcont,1)=infx;
15     infv(infcont,2)=U(3,1)*FaucKvve;
16     infv(infcont,1)=infx;
17     infv(infcont,2)=U(4,1)*FaucKtve;
18     infcont=infcont+1;
19 end
20 %
21 escala=10;
22 vigalinha=[0 0;Vtrans 0];
23 plot(infv(:,1),infv(:,2),'r');
24 hold on;
25 plot(infv(:,1),infv(:,2),'b' );
26 plot(vigalinha(:,1),vigalinha(:,2),'k');
27
28 vigalinha=[0 Hlaje/escala;Vtrans Hlaje/escala];
29 plot(vigalinha(:,1),vigalinha(:,2),'k');
30 plot(infv(:,1),infv(:,2),'r');
31 for contp=1:1:Nlonga
32     eixo_long=L(1,1)+(L(1,1)*2+L(3,1))*(contp-1);
33     plot([eixo_long-Proplong(Slonga,1)/2 eixo_long-Proplong(Slonga,1)/2],[0 -Proplong(Slonga,2)/escala],'k');
34     plot([eixo_long+Proplong(Slonga,1)/2 eixo_long+Proplong(Slonga,1)/2],[0 -Proplong(Slonga,2)/escala],'k');
35     plot([eixo_long-Proplong(Slonga,1)/2 eixo_long-Proplong(Slonga,7)/2],[-Proplong(Slonga,2)/escala -Proplong(Slonga,2)/escala-Proplong(Slonga,10)/escala],'k');
36     plot([eixo_long+Proplong(Slonga,1)/2 eixo_long+Proplong(Slonga,7)/2],[-Proplong(Slonga,2)/escala -Proplong(Slonga,2)/escala-Proplong(Slonga,10)/escala],'k');
37     plot([eixo_long-Proplong(Slonga,7)/2 eixo_long-Proplong(Slonga,7)/2],[-Proplong(Slonga,2)/escala-Proplong(Slonga,10)/escala -Proplong(Slonga,2)/escala-Proplong(Slonga,10)/escala-Proplong(Slonga,11)/escala],'k');
38     plot([eixo_long+Proplong(Slonga,7)/2 eixo_long+Proplong(Slonga,7)/2],[-Proplong(Slonga,2)/escala-Proplong(Slonga,10)/escala -Proplong(Slonga,2)/escala-Proplong(Slonga,10)/escala-Proplong(Slonga,11)/escala],'k');
39     plot([eixo_long-Proplong(Slonga,7)/2 eixo_long-.4/2],[-Proplong(Slonga,2)/escala-Proplong(Slonga,10)/escala-Proplong(Slonga,11)/escala -Proplong(Slonga,2)/escala-Proplong(Slonga,10)/escala-Proplong(Slonga,11)/escala-.1/escala],'k');
40     plot([eixo_long+Proplong(Slonga,7)/2 eixo_long+.4/2],[-Proplong(Slonga,2)/escala-Proplong(Slonga,10)/escala-Proplong(Slonga,11)/escala -Proplong(Slonga,2)/escala-Proplong(Slonga,10)/escala-Proplong(Slonga,11)/escala-.1/escala],'k');
41     plot([eixo_long-.4/2 eixo_long-.4/2],[-Proplong(Slonga,2)/escala-Proplong(Slonga,10)/escala-Proplong(Slonga,11)/escala-.1/escala -Proplong(Slonga,5)/escala],'k');

```

```
42     plot([eixo_long+.4/2 eixo_long+.4/2],[-Proplong(Slonga,2)/escala-Proplong↙
(Slonga,10)/escala-Proplong(Slonga,11)/escala-.1/escala -Proplong(Slonga,5)↙
/escala],'k');
43     plot([eixo_long-.4/2 eixo_long+.4/2],[-Proplong(Slonga,5)/escala -Proplong↙
(Slonga,5)/escala],'k');
44     end
45     axis([0 Vtrans -.8 .25]);
46     xlabel('Largura (m)');
47     ylabel('Altura (10 x m)');
48     text(Vtrans-Vtrans*.15,-.7,[num2str(fck) ' MPa']);
49     hold off;
```

```
1 Infbc=0;
2 ai=zeros(Nb,1);
3 bi=zeros(Nb,1);
4 P=zeros(Nb,1);
5 for Barra=1:1:Nb %Procurar barra carregada
6     if infx>=Lacum(Barra,1) && infx<Lacum(Barra+1,1)
7         Infbc=Barra;
8         ai(Barra,1)=infx-Lacum(Barra,1);
9         bi(Barra,1)=L(Barra,1)-ai(Barra,1);
10    end
11 end
12 if infx>=Lacum(Nb+1,1)
13     ai(Nb,1)=L(Nb,1);
14     bi(Nb,1)=L(Nb,1)-ai(Nb,1);
15     Infbc=Nb;
16 end
17 F=zeros((Nb+1)*2,1);
18 F(Infbc*2-1,1)=-1*bi(Infbc,1)^2/L(Infbc,1)^3*(3*ai(Infbc,1)+bi(Infbc,1));
19 F(Infbc*2,1)=-1*ai(Infbc,1)*bi(Infbc,1)^2/L(Infbc,1)^2;
20 F(Infbc*2+1,1)=-1*ai(Infbc,1)^2/L(Infbc,1)^3*(3*bi(Infbc,1)+ai(Infbc,1));
21 F(Infbc*2+2,1)=1*bi(Infbc,1)*ai(Infbc,1)^2/L(Infbc,1)^2;
22
```

```

1 trex=0;
2 trecont=0;
3 trepossi=0;
4 trecontm=0;
5 trepossi=zeros(tredisc+1,3);
6 treA=zeros(2,2);
7 treAteste=0;
8 CIV=0;
9 tretQp=0;
10 tretQn=0;
11 tretTp=0;
12 tretTn=0;
13 g0v=0;
14 g1v=0;
15 for trex=1.75:(Vtrans-3.5)/tredisc:Vtrans-1.75
16     trecontm=trecontm+1;
17     for trecont=1:1:infdisc+1
18         if trex-1>=invf(trecont,1) && trex-1<invf(trecont+1,1)
19             trepossi(trecontm,1)=trex;
20             trepossi(trecontm,2)=invf(trecont,2)+(invf(trecont+1,2)-invf(trecont,2))/(invf(trecont+1,1)-invf(trecont,1))*(trex-1-inv(trecont,1));
21             trepossi(trecontm,3)=inft(trecont,2)+(inft(trecont+1,2)-inft(trecont,2))/(inft(trecont+1,1)-inft(trecont,1))*(trex-1-inft(trecont,1));
22         end
23         if trex+1>=invf(trecont,1) && trex+1<invf(trecont+1,1)
24             trepossi(trecontm,2)=trepossi(trecontm,2)+invf(trecont,2)+(invf(trecont+1,2)-invf(trecont,2))/(invf(trecont+1,1)-invf(trecont,1))*(trex+1-inv(trecont,1));
25             trepossi(trecontm,3)=trepossi(trecontm,3)+inft(trecont,2)+(inft(trecont+1,2)-inft(trecont,2))/(inft(trecont+1,1)-inft(trecont,1))*(trex+1-inft(trecont,1));
26         end
27     end
28 end
29 for trecont=1:1:size(infv,1)-1
30     if 0.5>=invf(trecont,1) && 0.5<invf(trecont+1,1)
31         treAteste=(invf(trecont+1,2)-(invf(trecont,2)+(invf(trecont+1,2)-invf(trecont,2))/(invf(trecont+1,1)-invf(trecont,1))*(0.5-inv(trecont,1))))*(invf(trecont+1,1)-0.5)/2+(invf(trecont,2)+(invf(trecont+1,2)-invf(trecont,2))/(invf(trecont+1,1)-invf(trecont,1))*(0.5-inv(trecont,1)))*(invf(trecont+1,1)-0.5);
32         if treAteste>0
33             treA(1,1)=treAteste;
34         end
35         if treAteste<0
36             treA(2,1)=treAteste;
37         end
38         treAteste=(inft(trecont+1,2)-(inft(trecont,2)+(inft(trecont+1,2)-inft(trecont,2))/(inft(trecont+1,1)-inft(trecont,1))*(0.5-inft(trecont,1))))*(inft(trecont+1,1)-0.5)/2+(inft(trecont,2)+(inft(trecont+1,2)-inft(trecont,2))/(inft(trecont+1,1)-inft(trecont,1))*(0.5-inft(trecont,1)))*(inft(trecont+1,1)-0.5);
39         if treAteste>0
40             treA(1,2)=treAteste;
41         end
42         if treAteste<0
43             treA(2,2)=treAteste;

```

```

44     end
45     end
46     if 0.5<infv(trecont,1) && Vtrans-0.5>infv(trecont,1)
47         treAteste=(infv(trecont+1,2)-infv(trecont,2))*(infv(trecont+1,1)-infv
(trecont,1))/2+infv(trecont,2)*(infv(trecont+1,1)-infv(trecont,1));
48         if treAteste>0
49             treA(1,1)=treA(1,1)+treAteste;
50         end
51         if treAteste<0
52             treA(2,1)=treA(2,1)+treAteste;
53         end
54         treAteste=(inft(trecont+1,2)-inft(trecont,2))*(inft(trecont+1,1)-inft
(trecont,1))/2+inft(trecont,2)*(inft(trecont+1,1)-inft(trecont,1));
55         if treAteste>0
56             treA(1,2)=treA(1,2)+treAteste;
57         end
58         if treAteste<0
59             treA(2,2)=treA(2,2)+treAteste;
60         end
61     end
62     if Vtrans-0.5<infv(trecont,1) && Vtrans-0.5>=infv(trecont+1,1)
63         treAteste=((infv(trecont,2)+(infv(trecont+1,2)-infv(trecont,2))/(infv
(trecont+1,1)-infv(trecont,1))*(Vtrans-0.5-infv(trecont,1)))-infv(trecont,2))*(infv
(trecont+1,1)-infv(trecont,1))/2+infv(trecont,2)*(infv(trecont+1,1)-infv(trecont,1));
64         if treAteste>0
65             treA(1,1)=treAteste;
66         end
67         if treAteste<0
68             treA(2,1)=treAteste;
69         end
70         treAteste=((inft(trecont,2)+(inft(trecont+1,2)-inft(trecont,2))/(inft
(trecont+1,1)-inft(trecont,1))*(Vtrans-0.5-inft(trecont,1)))-inft(trecont,2))*(inft
(trecont+1,1)-inft(trecont,1))/2+inft(trecont,2)*(inft(trecont+1,1)-inft(trecont,1));
71         if treAteste>0
72             treA(1,2)=treAteste;
73         end
74         if treAteste<0
75             treA(2,2)=treAteste;
76         end
77     end
78 end
79 CIV=1+1.06*(20/(Vlong+50)); %NBR7188:2013
80 tretQp=-CIV*min(treposs(:,2))*60;
81 tretqp=-CIV*treA(2,1)*5;
82
83 tretQn=CIV*max(treposs(:,2))*60;
84 tretqn=CIV*treA(1,1)*5;
85
86 tretTp=CIV*max(treposs(:,3))*60;
87 trettp=CIV*treA(1,2)*5;
88
89 tretTn=CIV*min(treposs(:,3))*60;
90 trettn=CIV*treA(2,2)*5;
91
92

```

```
93 for trecont=1:1:infdisc %Encontrar influência Guarda Roda
94     if .2>=invf(trecont,1) && .2<invf(trecont+1,1)
95         g2v=invf(trecont,2)+(invf(trecont+1,2)-invf(trecont,2))/(invf(trecont+1,1)
- invf(trecont,1))*(.2-invf(trecont,1));
96         g2t=inft(trecont,2)+(inft(trecont+1,2)-inft(trecont,2))/(inft(trecont+1,1)
- inft(trecont,1))*(.2-inft(trecont,1));
97     end
98     if Vtrans-.2>=invf(trecont,1) && Vtrans-.2<invf(trecont+1,1)
99         g2v=g2v+invf(trecont,2)+(invf(trecont+1,2)-invf(trecont,2))/(invf
(trecont+1,1)-invf(trecont,1))*(Vtrans-.2-invf(trecont,1));
100        g2t=g2t+inft(trecont,2)+(inft(trecont+1,2)-inft(trecont,2))/(inft
(trecont+1,1)-inft(trecont,1))*(Vtrans-.2-inft(trecont,1));
101    end
102 end
103 g0v=Proplong(Slonga,3)*25; %kN/m
104 g0ve=Proplong(Slonga,8)*25; %kN/m
105 g1v=(Proplong(Slonga,1)+(Vtrans-Nlonga*Proplong(Slonga,1))/(Nlonga-1)/2)*Hlaje*25;
%kN/m
106 g2v=-g2v*8.3+(2+esppav*24)*-(treA(2,1)+treA(1,1)); %kN/m
107 g2t=g2t*8.3+(2+esppav*24)*(treA(2,2)+treA(1,2)); %kN.m/m
108
109
```

```

1 Vqik=0;
2 Vqikmin=0;
3 Tqink=0;
4 Tqipk=0;
5 Vqmkn=0;
6 Vqmknmin=0;
7 Tqmkn=0;
8 Tqmpk=0;
9 Mqk=0;
10 Vgik=0;
11 Tgik=0;
12 Vgmkn=0;
13 Tgmkn=0;
14 Mgk=0;
15 Vqik=tretQp*(Vlong-enr)/Vlong+tretQp*(Vlong-1.5-enr)/Vlong+tretQp*(Vlong-3-enr)
/Vlong+tretq*(Vlong-enr)/2*(Vlong-enr)/Vlong;
16 Vqikmin=-(tretQn*(Vlong-enr)/Vlong+tretQn*(Vlong-1.5-enr)/Vlong+tretQn*(Vlong-3-
enr)/Vlong+tretqn*(Vlong-enr)/2*(Vlong-enr)/Vlong);
17 Tqipk=tretTp*(Vlong-enr)/Vlong+tretTp*(Vlong-1.5-enr)/Vlong+tretTp*(Vlong-3-enr)
/Vlong+trettp*(Vlong-enr)/2*(Vlong-enr)/Vlong;
18 Tqink=tretTn*(Vlong-enr)/Vlong+tretTn*(Vlong-1.5-enr)/Vlong+tretTn*(Vlong-3-enr)
/Vlong+trettn*(Vlong-enr)/2*(Vlong-enr)/Vlong;
19 Vqmkn=tretQp+tretQp*(Vlong-1.5)/Vlong+tretQp*(Vlong-3)/Vlong+tretq*(Vlong-3)/Vlong;
20 Vqmknmin=-(tretQn+tretQn*(Vlong-1.5)/Vlong+tretQn*(Vlong-3)/Vlong+tretqn*(Vlong-3)/Vlong;
21 Tqmpk=tretTp+tretTp*(Vlong-1.5)/Vlong+tretTp*(Vlong-3)/Vlong+trettp*(Vlong-3)/Vlong;
22 Tqmkn=tretTn+tretTn*(Vlong-1.5)/Vlong+tretTn*(Vlong-3)/Vlong+trettn*(Vlong-3)/Vlong;
23 Mqk=(tretQp*(Vlong/2)/Vlong+tretQp*(Vlong/2-1.5)/Vlong+tretQp*(Vlong/2+1.5)
/Vlong+tretq*(Vlong/2)*Vlong/2-(tretq*(Vlong/2)*Vlong/4)-tretQp*1.5;
24
25 Vgik=(g0ve+g1v+g2v)*enr*(Vlong-enr/2)/Vlong+(g0v+g1v+g2v)*(Vlong-2*enr)/2+
(g0ve+g1v+g2v)*enr*(enr/2)/Vlong-(g0ve+g1v+g2v)*enr;
26 Tgik=g2t*Vlong/2-g2t*enr;
27 Vgmkn=(g0ve+g1v+g2v)*enr*(Vlong-enr/2)/Vlong+(g0v+g1v+g2v)*(Vlong-2*enr)/2+
(g0ve+g1v+g2v)*enr*(enr/2)/Vlong;
28 Tgmkn=g2t*Vlong/2;
29 Mgk=((g0ve+g1v+g2v)*enr*(Vlong-enr/2)/Vlong+(g0v+g1v+g2v)*(Vlong-2*enr)/2+
(g0ve+g1v+g2v)*enr*(enr/2)/Vlong)*Vlong/2-(g0ve+g1v+g2v)*enr*(Vlong/2-enr/2)-
(g0v+g1v+g2v)*(Vlong-2*enr)/2*(Vlong-2*enr)/4;
30 Mgk0=((g0ve)*enr*(Vlong-enr/2)/Vlong+(g0v)*(Vlong-2*enr)/2+(g0ve)*enr*(enr/2)
/Vlong)*Vlong/2-(g0ve)*enr*(Vlong/2-enr/2)-(g0v)*(Vlong-2*enr)/2*(Vlong-2*enr)/4;
31
32 gamagd=1.35;
33 gamagf=1;
34 gamaq=1.5;
35 %Estado limite último
36 Tdi=max([abs(Tgik*gamagd+Tqipk*gamaq) abs(Tgik*gamagf+Tqipk*gamaq) abs
(Tgik*gamagd+Tqink*gamaq) abs(Tgik*gamagf+Tqink*gamaq)]);
37 Vdi=Vqik*gamaq+Vgik*gamagd;
38 Tdm=max([abs(Tgmkn*gamagd+Tqmpk*gamaq) abs(Tgmkn*gamagf+Tqmpk*gamaq) abs
(Tgmkn*gamagd+Tqmkn*gamaq) abs(Tgmkn*gamagf+Tqmkn*gamaq)]);
39 Vdm=Vqmkn*gamaq+Vgmkn*gamagd;
40 Md=Mqk*gamaq+Mgk*gamagd;
41 %Combinação rara
42 Tdcri=max([abs(Tgik+Tqipk) abs(Tgik+Tqink)]);
43 Vdcri=Vqik+Vgik;

```

```
44 Tdcrm=max([abs(Tgmk+Tqmpk) abs(Tgmk+Tqmnk)]);
45 Vdcrm=Vqmk+Vgmk;
46 Mdcr=Mqk+Mgk;
47 %Combinação frequente
48 Tdcfi=max([abs(Tgik+Tqipk*.5) abs(Tgik+Tqink*.5)]);
49 Vdcfi=Vqik*.5+Vgik;
50 Vdcfimin=Vqikmin*.5+Vgik;
51 Tdcfm=max([abs(Tgmk+Tqmpk*.5) abs(Tgmk+Tqmnk*.5)]);
52 Vdcfm=Vqmk*.5+Vgmk;
53 Vdcfmin=Vqmkmin*.5+Vgmk;
54 Mdcf=Mqk*.5+Mgk;
55 %Combinação quase permanente
56 Tdqpi=max([abs(Tgik+Tqipk*.3) abs(Tgik+Tqink*.3)]);
57 Vdqpi=Vqik*.3+Vgik;
58 Tdqpm=max([abs(Tgmk+Tqmpk*.3) abs(Tgmk+Tqmnk*.3)]);
59 Vdqpm=Vqmk*.3+Vgmk;
60 Mdqp=Mqk*.3+Mgk;
```



```
1 if fck<=50
2     fctm=0.3*(fck^2)^(1/3);
3 else
4     fctm=2.12*log(1+.11*fck);
5 end
6 fctkinf=0.7*fctm;
7 fctkf=fctkinf*1.2;
8 Pinf=0;
9 Ep=200000;
10 Rsd=0;
11 possdim=1;
12 rel_erro=0;
13 Mrd=0;
14 if fck>50
15     alfac=(1-(fck-50)/200);
16     Ecu=2.6+35*((90-fck)/100)^4;
17 else
18     alfac=1;
19     Ecu=3.5;
20 end
21 Eyd=50/1.15/21000*1000;
22 Bx23=Ecu/(Ecu+10);
23 Bx34=Ecu/(Ecu+Eyd);
24 %Protensão limitada
25 %Estimativa da protensão
26 Pinf(1,1)=Mdqp/((Ive/(Proplong(Slonga,5)-cgve))/(Hlaje*
(Proplong(Slonga,1)+L(3,1)/2)+Proplong(Slonga,3))+Proplong
(Slonga,5)-cgve-.15);
27 Pinf(1,2)=(Mdcf-fctkf*1000*(Ive/(Proplong(Slonga,5)-
cgve)))/((Ive/(Proplong(Slonga,5)-cgve))/(Hlaje*(Proplong
(Slonga,1)+L(3,1)/2)+Proplong(Slonga,3))+Proplong(Slonga,5)
-cgve-.15);
28 Pinf=max(Pinf);
29 %adotando 8.6% de perdas imediatas e 10.47% de perdas
progressivas, comferir com exemplo
30 perdasime=10;
31 perdaspro=15;
```

```
32 perdas=perdasime+perdaspro;
33 Pi125=0.74*1.9*98.7;
34 Putil=Pi125*(1-perdas/100);
35 nc=ceil(Pinf/Putil); %número de cordoalhas
36 %nc=50
37 %disp('Usando 50 cordoalhas, conferir com exemplo');
38 nb=ceil(nc/10); %n de bainhas
39 %tensoes no ato da protensão
40 if Proppro(Slonga,1)<nb %impossiblidade de
dimensionamento
41     disp('Número de bainhas necessário é superior ao
máximo possível na seção');
42     possdim=0;
43     rel_erro='Número de bainhas necessário é superior
ao máximo possível na seção';
44 elseif nb<=0 %impossiblidade de dimensionamento
45     disp('Número de bainhas necessário é negativo');
46     possdim=0;
47     rel_erro='Número de bainhas necessário é negativo';
48 else %possiblidade de dimensionamento
49     t=10;
50     fck10=exp(.25*(1-(28/t)^(1/2)))*fck;
51     fctm10=0.3*(fck10^2)^(1/3);
52     P0=nc*1406*98.7/1000*((100-perdasime)/100); %kN
53     Pinf=nc*1406*98.7/1000*((100-perdas)/100); %kN
54     tfs=-(Mgk0+P0*(Proplong(Slonga,4)/Proplong(Slonga,
6)/Proplong(Slonga,3)-(Proplong(Slonga,5)-Proplong(Slonga,
6)-Proppro(Slonga,nb+1))))/(Proplong(Slonga,4)/Proplong
(Slonga,6)*10^3);
55     tfi=(Mgk0-P0*(Proplong(Slonga,4)/(Proplong(Slonga,
5)-Proplong(Slonga,6))/Proplong(Slonga,3)+(Proplong(Slonga,
5)-Proplong(Slonga,6)-Proppro(Slonga,nb+1))))/(Proplong
(Slonga,4)/(Proplong(Slonga,5)-Proplong(Slonga,6))*10^3);
56
57     if tfs<-fck10*.7
58         disp(['No ato da protensão a tensão na fibra
superior é ' num2str(tfs) 'MPa superior ao limite de '

```

```
num2str(-fck10*.7) 'MPa.']);
59         possdim=0;
60         rel_erro=['No ato da protensão a tensão na
fibra superior é ' num2str(tfs) 'MPa superior ao limite de
' num2str(-fck10*.7) 'MPa.'];
61         end
62         if tfs>fctm10*1.2
63             disp(['No ato da protensão a tensão na fibra
superior é ' num2str(tfs) 'MPa superior ao limite de '
num2str(fctm10*1.2) 'MPa.']);
64             possdim=0;
65             rel_erro=['No ato da protensão a tensão na
fibra superior é ' num2str(tfs) 'MPa superior ao limite de
' num2str(fctm10*1.2) 'MPa.'];
66         end
67         if tfi<-fck10*.7
68             disp(['No ato da protensão a tensão na fibra
inferior é ' num2str(tfi) 'MPa superior ao limite de '
num2str(-fck10*.7) 'MPa.']);
69             possdim=0;
70             rel_erro=['No ato da protensão a tensão na
fibra inferior é ' num2str(tfi) 'MPa superior ao limite de
' num2str(-fck10*.7) 'MPa.'];
71         end
72         if tfi>fctm10*1.2
73             disp(['No ato da protensão a tensão na fibra
inferior é ' num2str(tfi) 'MPa superior ao limite de '
num2str(fctm10*1.2) 'MPa.']);
74             possdim=0;
75             rel_erro=['No ato da protensão a tensão na
fibra inferior é ' num2str(tfi) 'MPa superior ao limite de
' num2str(fctm10*1.2) 'MPa.'];
76         end
77         if possdim==0%impossibilidade de dimensionamento
78             disp(['Insegurança no ato da protensão']);
79             %rel_erro=['Insegurança no ato da protensão'];
80         else%possibilidade de dimensionamento
```

```
81         tfscf=- (Mdcf+Pinf* (Ive/ (cgve+Hlaje) / (Proplong
(Slonga,3)+Hlaje*(Proplong(Slonga,1)+L(3,1)/2)) - (Proplong
(Slonga,5)-cgve-Proppro(Slonga,nb+1)))) / (Ive/ (cgve+Hlaje)
*10^3);
82         if -tfscf>fck*.5 %impossibilidade de
dimensionamento
83             disp(['Tensão na fibra ' num2str(tfscf)
'MPa superior a 0,5*fck na combinação frequente']);
84             possdim=0;
85             rel_erro=['Tensão na fibra ' num2str(tfscf)
'MPa superior a 0,5*fck na combinação frequente'];
86         else %possibilidade de dimensionamento
87             cob=0.06;%cm
88             ep=Proplong(Slonga,5)-cgve-Proppro(Slonga,
nb+1);
89             dp=Proplong(Slonga,5)+Hlaje-Proppro(Slonga,
nb+1);
90             ds=Proplong(Slonga,5)+Hlaje-cob;
91             Pd=Pinf*.9;
92             tcpd=Pd*(1/(Proplong(Slonga,3)+Hlaje*
(Proplong(Slonga,1)+L(3,1)/2))+ep^2/Ive);%KPa
93             Ap=nc*98.7/100;
94             alfp=Ep/Ec;
95             Pn=Pd+alfp*Ap/10000*tcpd;
96             prealong=Pn/((Ap/10000)*Ep)/1000;
97             alogsup=prealong+0.01;
98             if alogsup<0.01
99                 tpk=alogsup*100*168.6;%kN/cm2
100            else
101                tpk=alogsup*100*7.48+161.12;%kN/cm2
102            end
103            Rpd=tpk*Ap/1.15;
104            Rcd1=.85*alfac*fck/10/1.4*((Proplong
(Slonga,1)+L(3,1)/2))*100*Hlaje*100;%kN
105            Rcd2=.85*alfac*fck/10/1.4*(Proplong(Slonga,
1)*100*Proplong(Slonga,9)*100);
106            Rcd3=.85*alfac*fck/10/1.4*((Proplong
```

```
(Slonga,1)-Proplong(Slonga,7))*100*Proplong(Slonga,10)*100)✓
/2;
107         Rcd4=.85*alfac*fck/10/1.4*(Proplong(Slonga,✓
7)*100*Proplong(Slonga,10)*100);
108         Rcd5=.85*alfac*fck/10/1.4*(Proplong(Slonga,✓
7)*100*Proplong(Slonga,11)*100);
109         Rcd34=Rcd3+Rcd4;
110         reglinhaneutra=0;
111         ylon=0;
112         if Rpd<=Rcd1
113             ylon=1.4*Rpd/(.85*alfac*fck/10*✓
(Proplong(Slonga,1)+L(3,1)/2)*100); %cm
114             Rcd1=Rpd;Rcd2=0;Rcd3=0;Rcd4=0;Rcd5=0;
115             reglinhaneutra=1;
116             elseif Rpd<=(Rcd1+Rcd2)
117                 ylon=1.4*(Rpd-Rcd1)/(.✓
85*alfac*fck/10*Proplong(Slonga,1)*100)+Hlaje*100;
118                 Rcd2=Rpd-Rcd1;Rcd3=0;Rcd4=0;Rcd5=0;
119                 reglinhaneutra=2;
120                 elseif Rpd<=(Rcd1+Rcd2+Rcd3+Rcd4)
121                     abas=- (Proplong(Slonga,1)*100-Proplong✓
(Slonga,7)*100)/(2*Proplong(Slonga,10)*100);
122                     bbas=Proplong(Slonga,1)*100;
123                     cbas=- (1.4*(Rpd-Rcd1-Rcd2)/(.✓
85*alfac*fck/10));
124                     ylon=(-bbas+(bbas^2-4*abas*cbas)^(1/2))✓
/(2*abas)+Hlaje*100+Proplong(Slonga,9)*100;
125                     Rcd34=Rpd-Rcd1-Rcd2;Rcd5=0;
126                     reglinhaneutra=34;
127                     elseif Rpd<=(Rcd1+Rcd2+Rcd3+Rcd4+Rcd5)
128                         ylon=1.4*(Rpd-Rcd1-Rcd2-Rcd3-Rcd4)/(.✓
85*alfac*fck/10*Proplong(Slonga,7)*100)+Hlaje*100+Proplong✓
(Slonga,9)*100+Proplong(Slonga,10)*100;
129                         Rcd5=Rpd-Rcd1-Rcd2-Rcd3-Rcd4;
130                         reglinhaneutra=5;
131                     end
132                     if reglinhaneutra==0 %impossibilidade de✓
```

dimensionamento

```
133         disp(['Seção insuficiente para este✓
nível de protensão']);
134         possdim=0;
135         rel_erro=['Seção insuficiente para este✓
nível de protensão'];
136         else %possibilidade de dimensionamento
137             if fck>50
138                 lambda=(fck-50)/400;
139             else
140                 lambda=0;
141             end
142             xlon=yлон/(.8-lambda); %cm
143
144             domilon=0;
145             x23лон=Bx23*dp*100; %cm
146             x34лон=Bx34*dp*100; %cm
147
148             if xлон<=x23лон
149                 domilon=2;
150             elseif xлон>x23лон && xлон<=x34лон
151                 domilon=3;
152             else
153                 domilon=4;
154             end
155             if domilon==4 %impossibilidade de✓
dimensionamento
156                 disp(['A longarina se encontra em✓
domínio 4 sem armadura passiva']);
157                 possdim=0;
158                 rel_erro=['A longarina se encontra✓
em domínio 4 sem armadura passiva'];
159                 else %possibilidade de dimensionamento
160                     if reglinhaneutra==1
161                         Mrd=Rcd1*(dp-0.5*yлон/100); %kN.✓
m
162                     elseif reglinhaneutra==2
```

```
163          Mrd=Rcd1*(dp-Hlaje/2)+Rcd2*(dp-✓
Hlaje-(ylon/100-Hlaje)/2);
164          elseif reglinhaneutra==34
165          atrap=(Proplong(Slonga,1)-✓
Proplong(Slonga,7))/Proplong(Slonga,10)*(Proplong(Slonga,✓
10)-(ylon/100-Hlaje-Proplong(Slonga,9)))+Proplong(Slonga,✓
7);%Base menor do trapezio
166          cgtrap=(ylon/100-Hlaje-Proplong✓
(Slonga,9))/3*((2*atrap+Proplong(Slonga,1))/(atrap+Proplong✓
(Slonga,1)));%CG do trapezio
167          Mrd=Rcd1*(dp-Hlaje/2)+Rcd2*(dp-✓
Hlaje-Proplong(Slonga,9)/2)+Rcd34*(dp-Hlaje-Proplong✓
(Slonga,9)-cgtrap);
168          elseif reglinhaneutra==5
169          cgtrap=Proplong(Slonga,10)/3*✓
((2*Proplong(Slonga,7)+Proplong(Slonga,1))/(Proplong✓
(Slonga,7)+Proplong(Slonga,1)));%CG do trapezio
170          Mrd=Rcd1*(dp-Hlaje/2)+Rcd2*(dp-✓
Hlaje-Proplong(Slonga,9)/2)+Rcd34*(dp-Hlaje-Proplong✓
(Slonga,9)-cgtrap)+Rcd5*(dp-Hlaje-Proplong(Slonga,9)-✓
Proplong(Slonga,10)-(ylon/100-Hlaje-Proplong(Slonga,9)-✓
Proplong(Slonga,10))/2);
171          end
172          end
173          end
174
175          xlon=xlon/100;%cm
176          ylon=ylon/100;%cm
177          x23lon=x23lon/100;%cm
178          x34lon=x34lon/100;%cm
179          if Mrd>=Md%nao necessita armadura passiva
180          aslonlon=0;
181          Rsd=0;
182          else%calculo da armadura passiva
183          ylon=0;
184          xlon=0;
185          conttestes=1;
```

```
186         xlon_a=0;
187         xlon_b=Bx23*dp; %m
188         Mrd_a=0;
189         while (abs (Md-Mrd)>Md/200000 &&✓
conttestes<200)
190             if conttestes==1
191                 xlon=xlon_b;
192             end
193             xlon=(xlon_a+xlon_b)/2;
194             reglinhaneutra=0;
195             conttestes=conttestes+1;
196             ylon=(.8-lambda)*xlon; %m
197             alongELU=.01*(dp-xlon)/(ds-xlon);
198             alogsup=alongELU+prealong;
199             if alogsup<0.01
200                 tpk=alogsup*100*168.6; %kN/cm2
201             else
202                 tpk=alogsup*100*7.48+161.12; %✓
kN/cm2
203             end
204             Rpd=tpk*Ap/1.15;
205             Rcd1=.85*alfac*fck/10/1.4*✓
((Proplong(Slonga,1)+L(3,1)/2))*100*Hlaje*100; %kN
206             Rcd2=.85*alfac*fck/10/1.4*(Proplong✓
(Slonga,1)*100*Proplong(Slonga,9)*100);
207             Rcd3=.85*alfac*fck/10/1.4*✓
((Proplong(Slonga,1)-Proplong(Slonga,7))*100*Proplong✓
(Slonga,10)*100)/2;
208             Rcd4=.85*alfac*fck/10/1.4*(Proplong✓
(Slonga,7)*100*Proplong(Slonga,10)*100);
209             Rcd5=.85*alfac*fck/10/1.4*(Proplong✓
(Slonga,7)*100*Proplong(Slonga,11)*100);
210             Rcd34=Rcd3+Rcd4;
211             if ylon<=Hlaje%entrada dos dados✓
nas formulas em cm, lembrar que no calculo do momento o✓
ylon entra em metros
212                 Rcd1=.85*alfac*fck/10/1.4*✓
```



```
((Proplong(Slonga,1)+L(3,1)/2))*100*ylon*100;%kN
213 Rcd2=0;Rcd3=0;Rcd4=0;Rcd34=0;✓
Rcd5=0;
214 reglinhaneutra=1;
215 elseif ylon<=Hlaje+Proplong(Slonga,✓
9)
216 Rcd2=.85*alfac*fck/10/1.4*✓
(Proplong(Slonga,1)*100*(ylon-Hlaje)*100);
217 Rcd3=0;Rcd4=0;Rcd34=0;Rcd5=0;
218 reglinhaneutra=2;
219 elseif ylon<=Hlaje+Proplong(Slonga,✓
9)+Proplong(Slonga,10)
220 Rcd3=.85*alfac*fck/10/1.4*(-✓
(Proplong(Slonga,1)-Proplong(Slonga,7))*100/(2*Proplong✓
(Slonga,10)*100)*((ylon-Hlaje-Proplong(Slonga,9))*100)^2+✓
(ylon-Hlaje-Proplong(Slonga,9))*100*(Proplong(Slonga,1)-✓
Proplong(Slonga,7))*100);
221 Rcd4=.85*alfac*fck/10/1.✓
4*Proplong(Slonga,7)*100*(ylon-Hlaje-Proplong(Slonga,9)) ✓
*100;
222 Rcd34=Rcd3+Rcd4;
223 Rcd5=0;
224 reglinhaneutra=34;
225 else
226 Rcd5=.85*alfac*fck/10/1.4*✓
(Proplong(Slonga,7)*100*(ylon-Hlaje-Proplong(Slonga,9)-✓
Proplong(Slonga,10))*100);
227 reglinhaneutra=4;
228 end
229 if reglinhaneutra==0 %✓
impossibilidade de dimensionamento
230 disp(['Seção insuficiente para✓
este nível de protensão, mesmo com armadura passiva']);
231 possdim=0;
232 rel_erro=['Seção insuficiente✓
para este nível de protensão, mesmo com armadura passiva'];
233 else %possibilidade de✓
```

dimensionamento

```

234         domilon=0;
235         x23lon=Bx23*dp;%m
236         x34lon=Bx34*dp;%m
237         if xlon<=x23lon
238             domilon=2;
239         elseif xlon>x23lon &&✓
xlon<=x34lon
240             domilon=3;
241         else
242             domilon=4;
243         end
244         if domilon==4 %impossibilidade✓

```

de dimensionamento

```

245             disp(['A longarina se✓
encontra em domínio 4 no cálculo da armadura passiva']);
246             possdim=0;
247             rel_erro=['A longarina se✓
encontra em domínio 4 no cálculo da armadura passiva'];
248             elseif domilon==3
249                 disp(['A longarina se✓
encontra em domínio 3 no cálculo da armadura passiva']);
250                 possdim=0;
251                 rel_erro=['A longarina se✓
encontra em domínio 3 no cálculo da armadura passiva'];
252             else %possibilidade de✓

```

dimensionamento

```

253             ylon=yлон*100;%✓
transformando de cm para m porque as equações do momento✓
entao recebendo em cm
254✓
Rsd=Rcd1+Rcd2+Rcd3+Rcd4+Rcd5-Rpd;
255             if reglinhaneutra==1
256                 Mrd=Rcd1*(dp-0.5✓
*ylon/100)+Rsd*(ds-dp);%kN.m
257             elseif reglinhaneutra==2
258                 Mrd=Rcd1*(dp-Hlaje/2)✓

```

```

+Rcd2*(dp-Hlaje-(ylon/100-Hlaje)/2)+Rsd*(ds-dp);
259         elseif reglinhaneutra==34
260             atrap=(Proplong(Slonga,✓
1)-Proplong(Slonga,7))/Proplong(Slonga,10)*(Proplong✓
(Slonga,10)-(ylon/100-Hlaje-Proplong(Slonga,9)))+Proplong✓
(Slonga,7);%Base menor do trapezio em metro
261             cgtrap=((ylon/100-✓
Hlaje-Proplong(Slonga,9))/3*((2*atrap+Proplong(Slonga,1))/✓
(atrap+Proplong(Slonga,1))));%CG do trapezio em centimetros
262             Mrd=Rcd1*(dp-Hlaje/2)✓
+Rcd2*(dp-Hlaje-Proplong(Slonga,9)/2)+Rcd34*(dp-Hlaje-✓
Proplong(Slonga,9)-cgtrap)+Rsd*(ds-dp);
263             elseif reglinhaneutra==5
264             cgtrap=Proplong(Slonga,✓
10)/3*((2*Proplong(Slonga,7)+Proplong(Slonga,1))/(Proplong✓
(Slonga,7)+Proplong(Slonga,1))));%CG do trapezio
265             Mrd=Rcd1*(dp-Hlaje/2)✓
+Rcd2*(dp-Hlaje-Proplong(Slonga,9)/2)+Rcd34*(dp-Hlaje-✓
Proplong(Slonga,9)-cgtrap)+Rcd5*(dp-Hlaje-Proplong(Slonga,✓
9)-Proplong(Slonga,10)-(ylon/100-Hlaje-Proplong(Slonga,9)-✓
Proplong(Slonga,10))/2)+Rsd*(ds-dp);
266             end
267             ylon=ylon/100;
268         end
269     end
270     if conttestes==1;%se verdadeiro✓
então é o primeiro teste
271         if Mrd<Md%se for verdadeiro no✓
primeiro teste a seção não resiste ao Md
272             conttestes=1000;%forçar a✓
saida do while e resulta em um codigo de erro
273         end
274     else
275         if Mrd<Md
276             xlon_a=xlon;
277             Mrd_a=Mrd;
278     else

```

```

279             xlon_b=xlon;
280             end
281         end
282         %[conttestes xlon_a xlon xlon_b]
283
284     end
285     end
286     if Mrd<Md-Md/200000 %impossibilidade de
dimensionamento
287         disp(['A seção é insuficiente para
resistir ao momento fletor']);
288         possdim=0;
289         rel_erro=['A seção é insuficiente para
resistir ao momento fletor'];
290     else %possibilidade de dimensionamento
291         aslonlon=Rsd/(50/1.15); %cm2
292
293         aslonlonmin=Proplong(Slonga,3)*.
15/100*100*100; %cm2
294         if aslonlon<aslonlonmin
295             aslonlon=aslonlonmin;
296         end
297
298         %dimensionamento da armadura
transversal
299         he=8; %cm
300         Aem=Proplong(Slonga,12)+(Proplong
(Slonga,1)*100-he)*Hlaje*100; %cm2
301         Uem=Proplong(Slonga,13)+Hlaje*100*2; %cm
302         Aei=Proplong(Slonga,14)+(Proplong
(Slonga,1)*100-he)*Hlaje*100;
303         Uei=Proplong(Slonga,15)+Hlaje*100*2;
304
305         diambain=7; %cm
306         bwefm=Proplong(Slonga,16)*100-
diambain/2; %cm
307         bwefi=Proplong(Slonga,7)*100-

```

```

diambain/2;
308
309          Vrd2m=0.27*(1-fck/250)*fck/10/1.✓
4*bwefm*(Proplong(Slonga,5)+Hlaje-cob)*100;%kN
310          Vrd2i=0.27*(1-fck/250)*fck/10/1.✓
4*bwefi*(Proplong(Slonga,5)+Hlaje-cob)*100;%kN
311
312          Trd2m=0.5*(1-fck/250)*fck/10/1.✓
4*Aem*he/100;%kN.m
313          Trd2i=0.5*(1-fck/250)*fck/10/1.✓
4*Aei*he/100;%kN.m
314
315          if Vdm/Vrd2m+Tdm/Trd2m>1 %✓
impossibilidade de dimensionamento
316          disp(['A seção não resiste à✓
combinação de cortante e torção máxima']);
317          possdim=0;
318          rel_erro=['A seção não resiste à✓
combinação de cortante e torção máxima'];
319          elseif Vdi/Vrd2i+Tdi/Trd2i>1 %✓
impossibilidade de dimensionamento
320          disp(['A seção intermediária não✓
resiste à combinação de cortante e torção']);
321          possdim=0;
322          rel_erro=['A seção intermediária✓
não resiste à combinação de cortante e torção'];
323          else %possibilidade de dimensionamento
324          %Vcm=0.6*fctkinf/10/1.4*bwefm*✓
(Proplong(Slonga,5)+Hlaje-cob)*100;%kN
325          %Vci=0.6*fctkinf/10/1.4*bwefi*✓
(Proplong(Slonga,5)+Hlaje-cob)*100;%kN
326          M0=Pinf*(Proplong(Slonga,5)-cgve-✓
Proppro(Slonga,nb+1)+(Ive/(Proplong(Slonga,5)-cgve))/✓
(Hlaje*(Proplong(Slonga,1)+L(3,1)/2)+Proplong(Slonga,3)));
327          beta1=(1+M0/Md);
328          if beta1>2
329          beta1=2;

```

```

330         end
331         if beta1<1
332             beta1=1;
333         end
334         Vc0m=.6*fctkinf/10/1.✓
4*bwefm*ds*100;
335         Vc0i=.6*fctkinf/10/1.✓
4*bwefi*ds*100;
336         Vcm=Vc0m*beta1;
337         Vci=Vc0i*beta1;
338         if Vdm-Vcm<0
339             Vswm=0;
340         else
341             Vswm=Vdm-Vcm;
342         end
343         if Vdi-Vci<0
344             Vswi=0;
345         else
346             Vswi=Vdi-Vci;
347         end
348         Aswm=Vswm/.9/(50/1.15)/(ds*100)✓
*100; %cm²/m
349         Aswi=Vswi/.9/(50/1.15)/(ds*100)✓
*100;
350
351         As90m=Tdm/2/(Aem/10000)/(50/1.15); %✓
cm²/m longitudinal e transversal
352         As90i=Tdi/2/(Aei/10000)/(50/1.15);
353
354         %Segurança a fadiga
355         if Vdcfm-0.5*Vcm<0
356             Vsw1m=0;
357         else
358             Vsw1m=Vdcfm-0.5*Vcm;
359         end
360         if Vdcfmmin-0.5*Vcm<0
361             Vsw2m=0;

```

```
362         else
363             Vsw2m=Vdcfmmin-0.5*Vcm;
364         end
365         if Vdcfi-0.5*Vci<0
366             Vsw1i=0;
367         else
368             Vsw1i=Vdcfi-0.5*Vci;
369         end
370         if Vdcfimin-0.5*Vci<0
371             Vsw2i=0;
372         else
373             Vsw2i=Vdcfimin-0.5*Vci;
374         end
375         if Aswm>0
376             tswestm=(Vsw1m-Vsw2m)/(Aswm*.✓
377             9*ds*100);
378             if tswestm/85>1%teste da tensão✓
379                 na armadura durante a combinação frequente maior que 85MPa
380                 Aswm=Aswm*tswestm/85;
381             end
382         end
383         if Aswi>0
384             tswesti=(Vsw1i-Vsw2i)/(Aswi*.✓
385             9*ds*100);
386             if tswesti/85>1
387                 Aswi=Aswi*tswesti/85;
388             end
389         end
390         tswtorm=Tdcfm/(2*(Aem/10000)*As90m)✓
391         *10;
392         if tswtorm/85>1%teste da tensão na✓
393             armadura durante a combinação frequente maior que 85MPa
394             As90m=As90m*tswtorm/85;
395         end
396         tswtori=Tdcfi/(2*(Aei/10000)*As90i)✓
397         *10;
398         if tswtori/85>1
```

```

393         As90i=As90i*tswtori/85;
394     end
395     Aswtotalm=Aswm/2+As90m;
396     Aswtotali=Aswi/2+As90i;
397     Aswminm=.2*(fctm/500)*Proplong✓
(Slonga,16)*100*100;
398     if Aswtotalm*2<Aswminm
399         Aswtotalm=Aswminm/2;
400     end
401     Aswmini=.2*(fctm/500)*Proplong✓
(Slonga,7)*100*100;
402     if Aswtotali*2<Aswmini
403         Aswtotali=Aswmini/2;
404     end
405     %Aswtotalm
406     %aslonlon
407     %dimensionamento da laje
408     pplaje=Hlaje*25;%Kn/m²
409     pppavi=esppav*24;%Kn/m²
410     cargpermtotal=pplaje+pppavi+2;%✓
Kn/m²
411     lx=L(3)+Proplong(Slonga,1);%m
412     %           lx=3.1%para confrerir✓
com exemplo (REMOVED)
413     %           disp('Usando 3.1 como✓
lx (revomer)');
414     contatofic=(.5*.2)^(1/2);
415     tcentro=contatofic+2*✓
(esppav+Hlaje/2);
416     %           CIV=1.325
417     %           disp('Usando 1.325✓
como CIV (revomer)');
418     lxsobrea=lx/2;
419     tsobrea=tcentro/2;
420     if tsobrea<.125 || tsobrea>1 ||✓
lxsobrea<.5 || lxsobrea>10%impossibilidade de✓
dimensionamento

```



```

421         disp('Formato da laje fora do
padrão da tabela de Rusch');
422         possdim=0;
423         rel_erro='Formato da laje fora
do padrão da tabela de Rusch';
424         else %possibilidade de
dimensionamento
425             for contc=2:1:4
426                 if tsobrea>=tMxml(1,contc)
&& tsobrea<=tMxml(1,contc+1)
427                     for contl=2:1:14
428                         if lxsobrea>=tMxml
(contl,1) && lxsobrea<=tMxml(contl+1,1)
429                             v1=(tMxml
(contl,contc)-tMxml(contl,contc+1))*(tMxml(1,contc+1)-
tsobrea)/(tMxml(1,contc+1)-tMxml(1,contc))+tMxml(contl,
contc+1);
430                             v2=(tMxml
(contl+1,contc)-tMxml(contl,contc))/(tMxml(contl+1,1)-tMxml
(contl,1))*(lxsobrea-tMxml(contl,1))+tMxml(contl,contc);
431                             v3=(tMxml
(contl+1,contc)-tMxml(contl+1,contc+1))*(tMxml(contl,
contc+1)-v1)/(tMxml(contl,contc+1)-tMxml(contl,contc))+
tMxml(contl+1,contc+1);
432                             Mxml=(v3-v1)/
(tMxml(contl+1,contc)-tMxml(contl,contc))*(v2-tMxml(contl,
contc))+v1;
433                             end
434                         end
435                     end
436                 end
437             for contc=2:1:4
438                 if tsobrea>=tMxml(1,contc)
&& tsobrea<=tMxml(1,contc+1)
439                     for contl=2:1:14
440                         if lxsobrea>=tMxml
(contl,1) && lxsobrea<=tMxml(contl+1,1)

```

```

441                                     v1=(tMym1✓
(contl,contc)-tMym1(contl,contc+1))* (tMym1(1,contc+1)-✓
tsobrea)/(tMym1(1,contc+1)-tMym1(1,contc))+tMym1(contl,✓
contc+1);
442                                     v2=(tMym1✓
(contl+1,contc)-tMym1(contl,contc))/(tMym1(contl+1,1)-tMym1✓
(contl,1))*(lxsobrea-tMym1(contl,1))+tMym1(contl,contc);
443                                     v3=(tMym1✓
(contl+1,contc)-tMym1(contl+1,contc+1))* (tMym1(contl,✓
contc+1)-v1)/(tMym1(contl,contc+1)-tMym1(contl,contc))✓
+tMym1(contl+1,contc+1);
444                                     Mym1=(v3-v1)/✓
(tMym1(contl+1,contc)-tMym1(contl,contc))*(v2-tMym1(contl,✓
contc))+v1;
445                                     end
446                                     end
447                                     end
448                                     end
449                                     for contc=2:1:4
450                                     if tsobrea>=tMxel(1,contc)✓
&& tsobrea<=tMxel(1,contc+1)
451                                     for contl=2:1:14
452                                     if lxsobrea>=tMxel✓
(contl,1) && lxsobrea<=tMxel(contl+1,1)
453                                     v1=(tMxel✓
(contl,contc)-tMxel(contl,contc+1))* (tMxel(1,contc+1)-✓
tsobrea)/(tMxel(1,contc+1)-tMxel(1,contc))+tMxel(contl,✓
contc+1);
454                                     v2=(tMxel✓
(contl+1,contc)-tMxel(contl,contc))/(tMxel(contl+1,1)-tMxel✓
(contl,1))*(lxsobrea-tMxel(contl,1))+tMxel(contl,contc);
455                                     v3=(tMxel✓
(contl+1,contc)-tMxel(contl+1,contc+1))* (tMxel(contl,✓
contc+1)-v1)/(tMxel(contl,contc+1)-tMxel(contl,contc))✓
+tMxel(contl+1,contc+1);
456                                     Mxel=(v3-v1)/✓
(tMxel(contl+1,contc)-tMxel(contl,contc))*(v2-tMxel(contl,✓

```



```

1) && lxsobrea<=tMxepl(contl+1,1)
478             Mxepl=(tMxepl(contl+1,1)
2)-tMxepl(contl,2))/(tMxepl(contl+1,1)-tMxepl(contl,1))*
(lxsobrea-tMxepl(contl,1))+tMxepl(contl,2);
479             end
480             end
481             %Para Momento Transversal à
ponete no meio da laje (Mxm)
482             Mxmqk=CIV*
(75*Mxml+5*Mxmp+5*Mxmpl); %kN.m/m
483             Mxmgk=1/24*lx^2*cargpermtotal; %
kN.m/m
484             Mxmd=Mxmqk*gamaq+Mxmgk*gamag; %
kN.m/m
485             dMxm=Hlaje-.04;
486             xMxm=1/(.8-lambda)*(dMxm*100)*
(1-sqrt(1-(((Mxmd*100)/(alfac*0.85/2*100*(dMxm*100))
^2*fck/10/1.4))))); %cm
487             domiMxm=0;
488             x23Mxm=Bx23*dMxm*100;
489             x34Mxm=Bx34*dMxm*100;
490             if xMxm<=x23Mxm
491                 domiMxm=2;
492             elseif xMxm>x23Mxm &&
xMxm<=x34Mxm
493                 domiMxm=3;
494             else
495                 domiMxm=4;
496             end
497             if domiMxm==4 %impossibilidade
de dimensionamento
498                 disp(['A laje se encontra
em domínio 4 no cálculo da armadura resistente ao Mxm']);
499                 possdim=0;
500                 rel_erro=['A laje se
encontra em domínio 4 no cálculo da armadura resistente ao
Mxm'];

```

```

501           else %possibilidade de✓
dimensionamento
502           AsMxm=Mxmd*100/(50/1.15*✓
((dMxm*100)-(0.8-lambda)/2*xMxm));%cm2/m
503           alffadigaMxm=Mxm*qk*100/✓
((dMxm*100-(0.8-lambda)/2*xMxm)*AsMxm)*10/190;
504           if alffadigaMxm>1
505✓
AsMxm=AsMxm*alffadigaMxm;%cm2/m
506           end
507           AsMxmmin=100*Hlaje*100*0.✓
15/100;
508           if AsMxmmin>AsMxm
509           AsMxm=AsMxmmin;
510           end
511           Mymqk=CIV*✓
(75*Mym1+5*Mymp+5*Mympl);%kN.m/m
512           Mymgk=.✓
0069*lx^2*cargpermtotal;%kN.m/m
513✓
Mymd=Mymqk*gamaq+Mymgk*gamagd;%kN.m/m
514           dMym=Hlaje-0.08-0.008/2;
515           xMym=1/(0.8-lambda)*✓
(dMym*100)*(1-sqrt(1-(((Mymd*100)/(alfac*0.85/2*100*✓
(dMym*100)^2*fck/10/1.4)))));%cm
516           domiMym=0;
517           x23Mym=Bx23*dMym*100;
518           x34Mym=Bx34*dMym*100;
519           if xMym<=x23Mym
520           domiMym=2;
521           elseif xMym>x23Mym &&✓
xMym<=x34Mym
522           domiMym=3;
523           else
524           domiMym=4;
525           end
526           if domiMym==4 %✓

```



```

548 x34Mxe=Bx34*dMxe*100;
549 if xMxe<=x23Mxe
550     domiMxe=2;
551 elseif xMxe>x23Mxe &&✓
xMxe<=x34Mxe
552     domiMxe=3;
553 else
554     domiMxe=4;
555 end
556 if domiMxe==4 %✓
impossibilidade de dimensionamento
557     disp(['A laje se✓
encontra em domínio 4 no cálculo da armadura resistente ao✓
Mxe']);
558     possdim=0;
559     rel_erro=['A laje✓
se encontra em domínio 4 no cálculo da armadura resistente✓
ao Mxe'];
560 else %possibilidade de✓
dimensionamento
561     %Para Momento✓
Transversal à ponte no engaste da laje (Mxe)
562     AsMxe=Mxed*100/✓
(50/1.15*((dMxe*100)-(.8-lambda)/2*xMxe)); %cm2/m
563✓
alffadigaMxe=Mxeqk*100/((dMxe*100-(.8-lambda)/2*xMxe)✓
*AsMxe)*10/190;
564 if alffadigaMxe>1
565✓
AsMxe=AsMxe*alffadigaMxe; %cm2/m
566 end
567✓
AsMxemin=100*Hlaje*100*0.15/100;
568 if AsMxemin>AsMxe
569     AsMxe=AsMxemin;
570 end
571 Asprelajey=.✓

```


de dimensionamento

```

593                                     if✓
lx<=xcisalaje/100+2
594                                     Valaje=75*✓
(lx*100-xcisalaje)/lx/100;%kN/eixo
595                                     else
596                                     Valaje=75*✓
(lx*100-xcisalaje)/lx/100+75*(lx*100-(xcisalaje+200))✓
/lx/100;%kN/eixo
597                                     end
598                                     Vqklaje=✓
(Valaje+5*lx/2)*CIV/bmlaje*100;%kN/m
599✓
Vgklaje=cargpermttotal*lx/2;%kN/m
600✓
Vdlaje=Vqklaje*gamaq+Vgklaje*gamagd;
601✓
tensaocisaatuanlaje=Vdlaje/(dMxm*100*100)*10;%MPa
602                                     trd=.✓
25*fctkinf/1.4;%MPa
603                                     if AsMxm/100/✓
(dMxm*100)>.02
604                                     p1=.02;
605                                     else
606✓
p1=AsMxm/100/(dMxm*100);
607                                     end
608                                     if abs(1.6-✓
dMxm) <1
609                                     klaje=1;
610                                     else
611                                     klaje=abs✓
(1.6-dMxm);
612                                     end
613✓
Vrdllaje=trd*klaje*(1.2+40*p1);%MPa
614                                     esplaje=.4;%✓

```

```

espaçamento entre treliças da laje em metros
615✓
bielaapoio=45*pi/180;%rad
616✓
bielaestri=60*pi/180;%rad
617
Vswlaje=✓
(Proptrelaje(tlaje,2)/10)^2/4*pi*2/20*0.9*dMxm*100*60/1.15*✓
(cot(bielaestri)+cot(bielaapoio))*sin(bielaestri);%kN
618
Vc0laje=0.✓
6*fctkinf/10/1.4*esplaje*100*dMxm*100;%kN
619
while✓
(Vswlaje+Vc0laje<Vdlaje*esplaje && esplaje<.1)
620✓
esplaje=esplaje-.05;
621
Vswlaje=✓
(Proptrelaje(tlaje,2)/10)^2/4*pi*2/20*0.9*dMxm*100*60/1.15*✓
(cot(bielaestri)+cot(bielaapoio))*sin(bielaestri);%kN
622
Vc0laje=0.✓
6*fctkinf/10/1.4*esplaje*100*dMxm*100;%kN
623
end
624
if✓
Vswlaje+Vc0laje<Vdlaje*esplaje%impossibilidade de✓
dimensionamento
625
disp✓
(['Seção da laje insuficiente mesmo com armadura de✓
cisalhamento']);
626
possdim=0;
627
rel_erro=✓
(['Seção da laje insuficiente mesmo com armadura de✓
cisalhamento']);
628
else✓
possibilidade de dimensionamento
629
%calculo da✓
flecha
630
f_pp=(5*✓
(g0v+g1v+g2v)*Vlong^4)/(384*Ec*1000*Ive);
631
f_prot=2*(-✓

```

```

ep*Pd*Vlong/2/(6*Vlong*Ec*1000*Ive)*(6*(Vlong-enr)*Vlong-3*
(Vlong-enr)^2-2*Vlong^2-(Vlong/2)^2));
632 f_var_dist=
(5*(tretqp)*Vlong^4)/(384*Ec*1000*Ive);
633
f_var_conc=1/48*tretQp*3*Vlong^3/(Ec*1000*Ive);
634 f_tot=
(f_pp+f_prot)*2.4+(f_var_dist+f_var_conc)*.3;%m 1/250
635 f_var=
(f_var_dist+f_var_conc)*.3;%m 1/350
636
f_tot_vao=Vlong/f_tot;
637
f_var_vao=Vlong/f_var;
638 f_txt=
['Flecha total: L/' num2str(f_tot_vao,4) '. Flecha devido a
cargas acidentais: L/' num2str(f_var_vao,4) '.'];
639 if
f_tot>Vlong/250%impossibilidade de dimensionamento
640
641 disp
(['Atenção: Dimensionamento realizado com sucesso mas
flecha total excessiva, L/' num2str(f_tot_vao,4)]);
642
rel_erro=['Atenção: Dimensionamento realizado com sucesso
mas flecha total excessiva, L/' num2str(f_tot_vao,4)];
643 else%
possibilidade de dimensionamento
644 if
f_var>Vlong/350
645
646
disp(['Atenção: Dimensionamento realizado com sucesso, mas
flecha devido a cargas acidentais excessiva, L/' num2str
(f_var_vao,4)]);
647
rel_erro=['Atenção: Dimensionamento realizado com sucesso,

```



```

1 pesoviga=(Proplong(Slonga,3)*(Vlong-2*enr)+Proplong(Slonga,8)*enr*2)*2.5;%t
2 if fck==35
3     cclg=383.58;
4 end
5 if fck==45
6     cclg=424.31;
7 end
8 if fck==55
9     cclg=463.19;
10 end
11 if fck==65
12     cclg=494.39;
13 end
14 if fck==75
15     cclg=521.07;
16 end
17 if fck==90
18     cclg=555.19;
19 end
20 relorcamento=[cclg;0;6.41;6.41;6.41;10.51;379.87;pesoviga*205.06;cclg;6.41];
21 if Nlonga==2
22     relorcamento(2,1)=61.53;
23
24 elseif Nlonga>2 && Nlonga<5
25     relorcamento(2,1)=47.20;
26 elseif Nlonga>=5 && Nlonga<8
27     relorcamento(2,1)=35.71;
28 elseif Nlonga>=8
29     relorcamento(2,1)=29.45;
30 end
31
32 relorcamento(1,2)=Proplong(Slonga,3)*(Vlong-2*enr)*Nlonga+Proplong(Slonga,8)
*enr*2*Nlonga;%m3 Volume de concreto longarina pré moldada
33 relorcamento(2,2)=Proplong(Slonga,17)*Vlong*Nlonga;%m2 Fôrma longarina pré moldada
34 relorcamento(3,2)=aslonlon*.01*.01*7850*Vlong*Nlonga;%kg Aço longitudinal para
flexão na longarina
35 relorcamento(4,2)=enr*2*As90m*Proplong(Slonga,13)/100*.01*.01*7850*Nlonga+(Vlong-
2*enr)*As90i*Proplong(Slonga,15)/100*.01*.01*7850*Nlonga;%kg Aço longitudinal para
torção na longarina
36 relorcamento(5,2)=Aswtotalm*Proplong(Slonga,13)/100*3.1676*enr*2*.01*.
01*7850*Nlonga+Aswtotali*Proplong(Slonga,15)/100*2.1648*(Vlong-2*enr)*.01*.
01*7850*Nlonga;%kg de estribos
37 relorcamento(6,2)=nc*Vlong*.792*Nlonga;%kg cordoalhas
38 relorcamento(7,2)=nb*2*Nlonga;%Conjunto de ancoragem
39 relorcamento(8,2)=Nlonga;%Lançamento de viga pré moldada
40 relorcamento(9,2)=Vlong*Vtrans*Hlaje;%m3 concreto laje
41 relorcamento(10,2)=(AsMxm+AsMxe+AsMym+AsMxmmin+2.08)*Vlong*Vtrans*.01*.
01*7850+Vlong/esplaje*Vtrans*Proptrelaje(tlaje,4)*.01*.01*7850;%kg aço laje
42
43 relorcamento(:,3)=relorcamento(:,1).*relorcamento(:,2);
44 relorcamento(:,4)=relorcamento(:,3)./sum(relorcamento(:,3))*100;

```

```

1 escala_reac=30000;
2 plot([-1;-1],[0;Proplong(Slonga,5)+Hlaje],'k--');
3 hold on;
4 plot([Ecu/10;Ecu/10],[0;Proplong(Slonga,5)+Hlaje],'k--');
5 plot([0;0],[0;Proplong(Slonga,5)+Hlaje],'k');
6 plot([-2;1],[0;0],'k');
7 plot([-2;1],[Proplong(Slonga,5)+Hlaje;Proplong(Slonga,5)+Hlaje],'k');
8 plot([-1;0],[Proplong(Slonga,5)-ds+Hlaje;Proplong(Slonga,5)+Hlaje],'m--');%limite
dominio 1-2
9 plot([-1;Ecu/10],[Proplong(Slonga,5)-ds+Hlaje;Proplong(Slonga,5)+Hlaje],'m--');%
limite dominio 2-3
10 plot([-2;1],[Proplong(Slonga,5)+Hlaje-xlon;Proplong(Slonga,5)+Hlaje-xlon],'k');% x
linha neutra
11 plot([-alongELU*100;0],[Proplong(Slonga,5)-dp+Hlaje;Proplong(Slonga,5)-
dp+Hlaje],'r');%alog proten
12 plot([prealong*100;0],[Proplong(Slonga,5)-dp+Hlaje;Proplong(Slonga,5)-
dp+Hlaje],'r');%prealog proten
13 plot([-1;0],[Proplong(Slonga,5)-ds+Hlaje;Proplong(Slonga,5)-ds+Hlaje],'b');%
alongamento aço passivo
14 plot([-1;0],[Proplong(Slonga,5)-ds+Hlaje;Proplong(Slonga,5)+Hlaje-xlon],'k');%linha
do alongamento
15 plot([0;xlon/(ds-xlon)],[Proplong(Slonga,5)+Hlaje-xlon;Proplong(Slonga,5)
+Hlaje],'k');%linha do alongamento
16 text(Ecu/10,Proplong(Slonga,5)+Hlaje+.07,[num2str(Ecu/10,2) '%']);
17 Rcd=Rcd1+Rcd2+Rcd3+Rcd4+Rcd5;
18 text(0,Proplong(Slonga,5)+Hlaje-yлон/2,'$\leftarrow$','FontSize',
20,'Color','green','Interpreter','latex','VerticalAlignment','middle');
19 text(.20,Proplong(Slonga,5)+Hlaje-
ylon/2,'Rcd','Color','green','VerticalAlignment','middle');
20 text(0,Proplong(Slonga,5)+Hlaje-dp,'$\rightarrow$','FontSize',
20,'Color','red','Interpreter','latex','HorizontalAlignment','right');
21 text(-.20,Proplong(Slonga,5)+Hlaje-dp+.
1,'Rpd','Color','red','VerticalAlignment','middle','HorizontalAlignment','right');
22 text(0,Proplong(Slonga,5)+Hlaje-ds,'$\rightarrow$','FontSize',
20,'Color','blue','Interpreter','latex','HorizontalAlignment','right');
23 text(-.20,Proplong(Slonga,5)+Hlaje-dp-.
1,'Rsd','Color','blue','VerticalAlignment','middle','HorizontalAlignment','right');
24 patch([-2 1 1 -2],[Proplong(Slonga,5) Proplong(Slonga,5) Proplong(Slonga,5)+Hlaje
Proplong(Slonga,5)+Hlaje],'black','FaceAlpha',.08);
25 axis([-1.05 .6 -.1 2.25]);
26 hold off;

```