



Universidade de Passo Fundo
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e
Ambiental

Ricardo Fabeane

**PONTES MISTAS AÇO-CONCRETO: ESTUDO DE
DIRETRIZES PARA DIMENSIONAMENTO OTIMIZADO**

Passo Fundo

2015

Ricardo Fabeane

**PONTES MISTAS AÇO-CONCRETO: ESTUDO DE
DIRETRIZES PARA DIMENSIONAMENTO OTIMIZADO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia, sob a orientação do Prof. Dr. Moacir Kripka.

Passo Fundo

2015

Ricardo Fabeane

PONTES MISTAS AÇO-CONCRETO: ESTUDO DE DIRETRIZES PARA DIMENSIONAMENTO OTIMIZADO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia, sob a orientação do Prof. Dr. Moacir Kripka.

Data da aprovação: 14 de Abril de 2015.

Prof. Dr. Moacir Kripka

Orientador

Prof. Dr. Walnório Graça Ferreira

Universidade Federal do Espírito Santo – UFES

Prof. Dr. Inácio Benvegnu Morsch

Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS

Prof. Dr. Gustavo Prates Mezzomo

Universidade de Passo Fundo - UPF

Prof. Dr. Antonio Thomé

Universidade de Passo Fundo – UPF

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho àqueles que sempre estiveram ao meu lado de forma incondicional, e que me apoiaram e fortaleceram quando mais precisei: meu pai Darcilo Fabeane, minha mãe Nilzete Fabeane e minha namorada Letícia Silvestri. Vocês são meu maior tesouro!

Também dedico este trabalho à memória daquele que foi meu primeiro professor, e que é minha referência de conduta e caráter: meu avô Reinaldo Fabiani.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que estiveram envolvidos e compartilharam comigo os momentos vividos durante a realização do mestrado.

De maneira especial, gostaria de agradecer:

A Universidade de Passo Fundo, pelo apoio financeiro concedido;

A meu orientador, Prof. Dr. Moacir Kripka, por todo apoio e auxílio;

A meus colegas de mestrado, pelas grandes amizades e bons momentos vividos. Em especial, agradeço ao amigo Ricardo Ficanha por toda convivência e parceria durante esse tempo;

A secretária do PPGEng, Vânia Cristina Bacega, pelos inúmeros auxílios realizados.

RESUMO

É amplamente reconhecida a elevada importância que as obras de arte (pontes e viadutos) têm nos sistemas viários. Suas principais funções estão associadas à transposição de obstáculos, à facilitação de acesso e à diminuição de distâncias, embora em alguns casos seus resultados extrapolem estes quesitos e atribuam também um caráter de referência a estas obras, sejam por sua forma estética ou pelo vão vencido. Em função do alto custo associado a sua construção, a escolha de um sistema estrutural adequado e de um dimensionamento bem elaborado são fatores determinantes na viabilização dessas obras. No que se refere a pontes e viadutos de pequenos e médios vãos, embora o sistema preferido atualmente pelos projetistas brasileiros seja em concreto tanto armado como protendido, observa-se que o sistema misto aço-concreto pode constituir uma solução atrativa, pois além de demandar um menor tempo de execução, esse sistema também é capaz de aliar as vantagens dos elementos de aço (como alta resistência a tração, construção industrializada, flexibilização de formas, alto controle dimensional e rapidez de montagem) às vantagens do concreto (como boa resistência à compressão, menor custo econômico e elevada massa e estabilidade). Com base nessas características, o desenvolvimento do presente trabalho tem como proposta fornecer diretrizes que tornem o uso do sistema misto aço-concreto mais racionalizado para pontes. Como meio de atingir os objetivos propostos, um problema de otimização foi formulado com vistas a minimizar o custo por metro da estrutura de pontes mistas a partir da redução do peso dos conjuntos de longarinas de aço, que foi realizada variando-se as dimensões das seções destes elementos. A verificação dos elementos da ponte foi efetuada segundo as diretrizes da norma AASHTO (2012). A implementação da formulação foi seguida da análise de pontes biapoiadas para diferentes vãos e número variável de longarinas. Os resultados obtidos propiciaram a obtenção de parâmetros visando o dimensionamento econômico de pontes, indicando que a utilização de critérios baseados no emprego de técnicas de otimização pode gerar uma significativa redução no custo das estruturas.

Palavras-chave: otimização, pontes mistas, pré-dimensionamento.

ABSTRACT

It is widely recognized the great importance that the bridges and viaducts have on road systems. Its main functions are linked to the obstacles transposition, the access improvement and distances decrease, although in some cases the results go beyond these questions and also assign a reference character to this kind of construction, whether by its aesthetic form or by its clear span. Due to the high cost associated with its construction, the choice of an appropriate structural system and an optimized design are key factors in enabling these constructions. Related to small and medium spans bridges and viaducts, although currently the preferred system by Brazilian engineers are in reinforced or prestressed concrete, it is observed that the steel-concrete composite system can be an attractive solution due to its smaller construction time and by the fact that this system is able to combine the advantages of steel elements (such as high tensile strength, industrialized construction, flexibility of forms, high dimensional control and speed of erection) to the advantages of concrete (like good compression resistance, lower economic cost and high mass and stability). Based on these characteristics, the development of this study aims to provide guidelines that result in optimized steel-concrete composite bridges. As a mean to achieving the proposed objectives an optimization problem was formulated in order to minimize the cost per meter of the structure of composite bridges from reducing the weight of the steel girders sets, which was performed by manipulating the section dimensions of these elements. The design check of the bridge elements was performed according to the AASHTO (2012) standard. The implementation of the formulation was followed by the analysis of simple span bridges for different spans and number of girders. The obtained results enabled the identification of parameters that results in an economic design of composite bridges, indicating that the use of criteria based on optimization techniques can produce a significant reduction in the structure costs.

Keywords: optimization, composite bridges, pre-sizing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Ponte sobre o Rio Meles (Turquia 850 a.C.)	13
Figura 2: Ponte Golden Gate (Estados Unidos)	14
Figura 3: Tower Bridge (Inglaterra).....	14
Figura 4: Ponte Akashi-Kaikyo (Japão)	14
Figura 5: Mike O’Callaghan – Pat Tillman Memorial Bridge (Estados Unidos).....	15
Figura 6: Ponte Rio-Niterói (Brasil).....	15
Figura 7: Ponte Hercílio Luz (Brasil).....	15
Figura 8: Ponte Octávio Frias Oliveira (Brasil)	16
Figura 9: Sistema misto aço-concreto: elementos constituintes e interação	20
Figura 10: Seção transversal do sistema <i>multi-girder</i>	21
Figura 11: Seção transversal do sistema <i>ladder-deck</i>	21
Figura 12: Arranjo típico de travamentos para o sistema <i>multi girder</i>	22
Figura 13: Arranjo com transversinas altas	23
Figura 14: Transversinas articuladas com mão francesa.....	23
Figura 15: Transversinas com mísulas nos apoios	23
Figura 16: Seções transversais disponíveis para análise pelo software ACOBRI: (a) sistema convencional, (b) sistema de longarinas mistas parcialmente pré-fabricadas, (c) sistema de longarinas laminadas formando caixão, (d) sistema de longarinas laminadas formando caixão e preenchidas de concreto e (e) sistema de longarinas embutidas na laje.....	30
Figura 17: Relações altura ótima/vão da viga	36
Figura 18: Vista da tipologia de pontes avaliadas deste trabalho.....	54
Figura 19: Veículos-tipo definidos pela ABNT NBR 7188:2013	61
Figura 20: Veículo especial de projeto da ABNT NBR 7188:2013, com carga total de 5120kN.....	61
Figura 21: Seção transversal de obra de arte especial de pista simples.....	63
Figura 22: Seção transversal de obra de arte especial de pista dupla.....	63
Figura 23: Detalhe de dispositivo New Jersey (modelo brasileiro) moldado no local.....	64
Figura 24: Variáveis da seção das longarinas soldadas.....	67
Figura 25: Vista lateral do modelo de ponte estudado	75
Figura 26: Seção transversal do modelo de ponte estudado.....	75
Figura 27: Vista da parte de aço da ponte mista (em planta)	75
Figura 28: Comparação entre os pesos dos conjuntos de longarinas com vão de 24m para as duas condições analisadas	81
Figura 29: Comparação entre os pesos dos conjuntos de longarinas com vão de 48m para as duas condições analisadas	86
Figura 30: Comparação entre os pesos dos conjuntos de longarinas com $N_g=3$ para as duas condições analisadas	92
Figura 31: Comparação entre os pesos dos conjuntos de longarinas com $N_g=4$ para as duas condições analisadas	97
Figura 32: Comparação dos resultados entre pontes com três e quatro longarinas na seção transversal	98
Figura 33: Relação altura/vão (d/L) para longarinas de aço em pontes com três e quatro longarinas na seção transversal, onde as longarinas internas e externas são diferentes	101
Figura 34: Valores da relação I_{yc}/I_{yt} para pontes com longarinas internas e externas diferentes.....	102
Figura 35: Valores da relação I_{yc}/I_{yt} para pontes com todas as longarinas iguais.....	103

Figura 36: Relação D/b_f para longarinas internas em pontes com longarinas internas e externas diferentes	104
Figura 37: Relação D/b_f para longarinas externas em pontes com longarinas internas e externas diferentes	104
Figura 38: Relação D/b_f para longarinas em pontes com todas as longarinas iguais	105
Figura 39: Relação de esbeltez da alma (D/t_w) para longarinas em pontes com longarinas internas e externas diferentes.....	106
Figura 40: Relação de esbeltez da alma (D/t_w) para longarinas em pontes com todas as longarinas iguais	106
Figura 41: Exemplo de inserção de informações na rotina de cálculo implementada no MS Excel...	132
Figura 42: Exemplo de dimensionamento de longarina externa pela rotina implementada no MS Excel	137
Figura 43: Exemplo de cálculo do custo unitário relativo para uma longarina externa com o uso da rotina implementada.....	146

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Altura das longarinas e uso de enrijecedores para os casos estudados por Toma e Maeda (2011)	35
Quadro 2: Limites de deslocamento indicados pela norma AASHTO (2012)	40
Quadro 3: Combinações de cargas e fatores de ponderação	45
Quadro 4: Fatores de carga para ações permanentes, γ_p	46
Quadro 5: Fatores de carga para ações permanentes devido a deformações sobrepostas, γ_p	46
Quadro 6: Valores para IM.....	47
Quadro 7: Valores de V_0 e Z_0 em função da rugosidade do terreno.....	48
Quadro 8: Valores de P_B correspondentes a $V_B = 45\text{m/s}$	49
Quadro 9: Valores de P_B para vários ângulos de incidência do vento com $V_B = 45\text{m/s}$	49
Quadro 10: Componentes longitudinal e transversal para ação do vento nos veículos.....	50
Quadro 11: Fatores de presença múltipla das cargas móveis	51
Quadro 12: Valores dos coeficientes de distribuição dos efeitos da carga móvel, g , para longarinas de pontes mistas aço-concreto.....	55
Quadro 13: Valores dos coeficientes de L para cálculo de g	56
Quadro 14: Comparativo de dimensões entre rodovia e obra de arte especial de pista simples	63
Quadro 15: Comparativo de dimensões entre rodovia e obra de arte especial de pista dupla.....	63
Quadro 16: Resultados obtidos para vão de 24m com longarinas internas e externas diferentes	77
Quadro 17: Estados limites críticos para pontes com vão de 24m e longarinas internas e externas diferentes	78
Quadro 18: Resultados obtidos para vão de 24m com longarinas internas e externas iguais	79
Quadro 19: Estados limites críticos para pontes com vão de 24m e longarinas internas e externas iguais	80
Quadro 20: Resultados obtidos para vão de 48m com longarinas internas e externas diferentes	82
Quadro 21: Estados limites críticos para pontes com vão de 48m e longarinas internas e externas diferentes	83
Quadro 22: Resultados obtidos para vão de 48m com longarinas internas e externas iguais	84
Quadro 23: Estados limites críticos para pontes com vão de 48m e longarinas internas e externas iguais	85
Quadro 24: Resultados obtidos para $N_g=3$ com longarinas internas e externas diferente.....	87
Quadro 25: Estados limites críticos para pontes com $N_g=3$ e longarinas internas e externas diferentes	89
Quadro 26: Resultados obtidos para $N_g=3$ com longarinas internas e externas iguais	89
Quadro 27: Estados limites críticos para pontes com $N_g=3$ e longarinas internas e externas iguais	91
Quadro 28: Resultados obtidos para $N_g=4$ com longarinas internas e externas diferentes	92
Quadro 29: Estados limites críticos para pontes com $N_g=4$ e longarinas internas e externas diferentes	94
Quadro 30: Resultados obtidos para $N_g=4$ com longarinas internas e externas iguais	94
Quadro 31: Estados limites críticos para pontes com $N_g=4$ e longarinas internas e externas iguais	96
Quadro 32: Parâmetros das seções das longarinas internas em pontes com longarinas internas e externas diferentes.....	99
Quadro 33: Parâmetros das seções das longarinas externas em pontes com longarinas internas e externas diferentes.....	99
Quadro 34: Parâmetros das seções das longarinas em pontes com longarinas internas e externas iguais	100

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	Características e breve histórico das pontes	12
1.2	Justificativa	18
1.3	Objetivos	19
1.3.1	Objetivo geral.....	19
1.3.2	Objetivos específicos.....	19
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
2.1	Pontes mistas aço-concreto – Conceitos gerais.....	20
2.2	Otimização – Conceitos gerais.....	24
2.3	Estudos relacionados à redução do custo de pontes	26
2.4	Diretrizes da norma AASHTO (2012) para o cálculo de pontes mistas aço-concreto	38
2.4.1	Introdução à norma AASHTO (2012).....	39
2.4.2	Deslocamentos	40
2.4.3	Combinações de projeto	42
2.4.6	Fatores de presença múltipla de cargas móveis.....	51
2.4.7	Modelo de cálculo	52
2.4.9	Procedimento de cálculo	60
2.5	Veículos brasileiros de projeto.....	60
2.6	Seção transversal da ponte	62
2.7	Pavimentação	64
3	FORMULAÇÃO DO PROBLEMA DE OTIMIZAÇÃO.....	66
3.1	Minimização do custo por metro da ponte	66
3.2	Variáveis do problema	67
3.3	Função objetivo.....	68
3.4	Restrições do problema	68
3.5	Implementação da função no <i>Solver</i> do MS Excel.....	71
3.5.1	Método do Gradiente Reduzido Generalizado	72
4	ESTUDOS REALIZADOS.....	73
4.1	Descrição geral dos modelos estudados	73
4.2	Estudo do número de longarinas na seção da ponte	76
4.2.1	Estudos para vão de 24m.....	76
4.2.2	Estudos para vão de 48m.....	81
4.3	Estudo de variação do vão da ponte	86

4.3.1	Pontes com três longarinas de aço na seção transversal.....	87
4.3.2	Pontes com quatro longarinas de aço na seção transversal	92
4.3.3	Comparação dos resultados para pontes com três e quatro longarinas na seção transversal 97	
4.4	Análise dos parâmetros das seções das longarinas.....	98
4.4.1	Relação altura/vão das longarinas (d/L)	100
4.4.2	Relação entre as inércias das mesas comprimida e tracionada em relação ao eixo vertical no plano da alma das longarinas (I_{yc}/I_{yt}).....	102
4.4.3	Relação de aspecto da seção transversal (D/b_f).....	103
4.4.4	Relação de esbeltez da alma (D/t_w)	105
5	CONCLUSÕES.....	108
5.1	Conclusões da Pesquisa.....	108
5.2	Recomendações para trabalhos futuros	110
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	112
	APÊNDICE A – Fluxograma do processo de cálculo de pontes mistas aço-concreto.....	116
	APÊNDICE B – Fluxograma da etapa de projeto 1 – Informações Gerais (Fluxograma 1).....	118
	APÊNDICE C – Fluxograma da etapa de 2 – Cálculo da laje de concreto do tabuleiro (Fluxograma 2)	120
	APÊNDICE D – Fluxograma da etapa de projeto 3 – Cálculo das longarinas de aço (Fluxograma 3)	124
	APÊNDICE E – Exemplo de otimização realizado com a rotina de cálculo implementada no <i>software</i> MS Excel.....	130

1 INTRODUÇÃO

1.1 Características e breve histórico das pontes

Dentro da vasta gama de obras da engenharia civil, as obras de arte como pontes e viadutos são as que mais se destacam, por vezes devido ao porte que apresentam, por seu apelo arquitetônico ou mesmo pela função que desempenham, garantindo acesso com facilidade, segurança e conforto por meio da transposição de obstáculos.

Segundo Barker e Puckett (2007), uma ponte é um elemento chave em um sistema de transporte por três razões:

- a) ela provavelmente controla a capacidade do sistema;
- b) é o maior custo por milha do sistema;
- c) se a ponte falhar, o sistema falha.

Tais autores justificam essas afirmações explicando que se uma ponte não possui largura suficiente para permitir a passagem de todas as vias da rodovia, ela acaba se tornando uma restrição ao fluxo do tráfego. Se a ponte tiver uma resistência baixa e for incapaz de suportar veículos pesados, limites de cargas serão colocados na ponte e os veículos que os excederem deverão escolher outro caminho. Portanto, uma ponte controla tanto o volume como a carga, isto é, o peso do tráfego carregado pelo sistema. Além disso, tem-se ainda a questão do alto custo, pois não é raro que o custo por milha ou quilômetro de uma ponte equivalha a várias vezes o custo por milha ou quilômetro da rodovia de acesso.

Desde a antiguidade, as pontes são elementos de destacada importância social e econômica no desenvolvimento das civilizações. Sempre quando se pensa em pontes históricas tem-se em mente as pontes romanas em arco feitas de pedras, especialmente trabalhadas para resistirem apenas a esforços de compressão, tirando, dessa forma, um maior proveito da resistência desse material.

Os romanos utilizaram arcos semicirculares e construíram elegantes e belos aquedutos e pontes, muitas das quais estão em pé até hoje. A mais antiga estrutura romana em arco de pedra que ainda está em pé data do século VII antes de Cristo e se trata de um túnel abobadado perto do Rio Tibre. Entretanto, a mais velha ponte em arco de pedra data do século IX antes de Cristo e está localizada em Esmirna, na Turquia, sobre o Rio Meles (BARKER e PUCKETT, 2007). Essa ponte é reconhecida pelo Guinness (2012) como a mais antiga ponte que ainda continua em uso, sendo mostrada na Figura 1.

Figura 1: Ponte sobre o Rio Meles (Turquia 850 a.C.)



Fonte: Budget (2012)

Nessa época, tanto as pontes como as demais obras eram feitas muito mais por meio da sensibilidade do engenheiro responsável do que através de conhecimentos técnicos. Segundo Whitney (2003), os engenheiros dessa época construía estruturas que julgavam corretas “a olho”; caso caíssem, eram reconstruídas com proporções mais resistentes.

Foi durante o período do Renascimento que a construção de pontes começou a ser feita com bases científicas. O sistema de treliça baseado no princípio de triângulos, que não podiam ser deformados, foi desenvolvido (PONNUSWAMY, 2008).

Embora as construções de pontes tenham sido realizadas ao longo do desenvolvimento das civilizações, foi no século XVIII que elas ganharam um novo impulso capaz de moldar a tipologia verificada na atualidade.

Whitney (2003) destaca que durante o século XVIII, após o período do Renascimento, os países civilizados tornaram-se tão bem organizados que obras públicas foram realizadas em grande escala. A França começou a construção de um sistema abrangente de estradas e canais e, com o objetivo de prestar auxílio nesses trabalhos, uma escola de engenharia foi organizada em Paris.

Ainda segundo este mesmo autor, a próxima influência importante na evolução das pontes foi a construção das ferrovias no século XIX. Essas construções exigiram pontes grandes que pudessem ser construídas de forma rápida e econômica.

Devido à grandiosidade dessas obras, algumas vezes seus resultados vão além da questão funcional, servindo em muitos casos como referências ou “cartões postais” de cidades ou países. Como exemplo pode-se citar a Ponte Golden Gate (Figura 2), a Tower Bridge (Figura 3), a Akashi-Kaikyo (Figura 4) e a Mike O’Callaghan – Pat Tillman Memorial Bridge (Figura 5). No Brasil, destacam-se a Ponte Presidente Costa e Silva, popularmente conhecida

como Ponte Rio-Niterói (Figura 6), a Ponte Hercílio Luz (Figura 7) e a Ponte Octávio Frias Oliveira (Figura 8).

Figura 2: Ponte Golden Gate (Estados Unidos)



Fonte: Square (2012)

Figura 3: Tower Bridge (Inglaterra)



Fonte: Gogobot (2012)

Figura 4: Ponte Akashi-Kaikyo (Japão)



Fonte: Kobe (2012)

Figura 5: Mike O'Callaghan – Pat Tillman Memorial Bridge (Estados Unidos)



Fonte: Sun (2012)

Figura 6: Ponte Rio-Niterói (Brasil)



Fonte: Zero (2012)

Figura 7: Ponte Hercílio Luz (Brasil)



Fonte: Mapa (2012)

Figura 8: Ponte Octávio Frias Oliveira (Brasil)



Fonte: Folha (2012)

As pontes e viadutos de menor expressão, embora em muitos casos não sejam tratadas com a mesma importância arquitetônica das pontes anteriormente citadas, também apresentam um papel fundamental na garantia e na facilitação da mobilidade dentro e entre as cidades. O projeto dessas obras é geralmente concebido tendo muito mais consideração com a questão funcional do que com a estética.

A implantação de uma obra de arte, indiferente do porte final que irá apresentar, sempre traz consigo alguns fatores que a relaciona diretamente com o meio e com a sociedade, englobando questões que extrapolam a estética e a funcionalidade.

De acordo com Ponnuswamy (2008), no planejamento de qualquer estrutura de importância equivalente a de uma ponte, há três dimensões envolvidas para o benefício da comunidade:

- a) dimensão científica: os engenheiros fazem uso de vários desenvolvimentos científicos como química na análise para melhoria de materiais alternativos, física na interpretação do comportamento dinâmico das estruturas e matemática na análise de forças e suas tensões resultantes. Portanto, a dimensão científica auxilia o engenheiro no desenvolvimento de estruturas eficientes;
- b) dimensão social: as pontes são feitas para melhorar a mobilidade de pessoas e materiais e aumentar a qualidade de vida da sociedade. Porém, tais estruturas feitas pelo homem podem ter algum efeito negativo no ambiente, bem como resultar em modificações na paisagem. As pontes não devem satisfazer apenas as demandas atuais e futuras em termos de mobilidade, mas também serem aceitáveis pelas pessoas em termos de visibilidade, ruídos e poluição durante e após a sua construção;

c) dimensão tecnológica: ao longo dos séculos têm ocorrido muitos desenvolvimentos tecnológicos importantes na evolução de diferentes formas de estruturas, materiais, projeto e técnicas de construção, bem como equipamentos e canteiros de obras. A tecnologia tem auxiliado na busca e no aperfeiçoamento de um número de materiais alternativos para uso nas estruturas de pontes como alvenarias, ferro fundido, ferro forjado, aço, cimento e atualmente fibra de vidro e fibra de carbono. Estruturas com vãos maiores e cada vez mais esbeltas tornaram-se possíveis, uma vez que técnicas de teste usando modelos em escala, estudos aerodinâmicos e o uso de computadores para realização de análises complicadas possibilitaram a simulação precisa do comportamento da estrutura.

Percebe-se, portanto, a elevada importância que as obras de arte têm para toda a sociedade. Disso resulta a necessidade da boa preparação de seus projetos a fim de aumentar os resultados benéficos deste tipo de obra e diminuir os seus impactos negativos. Além disso, fatores como o elevado custo financeiro e o alto consumo de recursos naturais devem ser cuidadosamente ponderados pelo projetista estrutural nas tomadas de decisões.

Referente ao enfoque ambiental, acredita-se que os sistemas mistos apresentam vantagens diretas sobre os sistemas convencionais em concreto armado ou protendido, tendo como base principalmente o fato de que o aço pode ser reciclado quantas vezes forem necessárias sem perder suas características o que, conseqüentemente, acarreta em uma grande diminuição no volume de desperdícios desse tipo de obra. Além disso, pode-se destacar também a leveza e a alta resistência dos elementos de aço, ocasionando um consumo menor de materiais e a possibilidade da obtenção de elementos de suporte com dimensões menores, portanto resultando em economia.

Com o objetivo de minimizar o consumo de recursos naturais e econômicos no desenvolvimento de projetos de obras de arte, tem-se utilizado nos últimos tempos técnicas de otimização que, quando aplicadas de maneira correta, resultam em ganhos consideráveis sobre ambos os enfoques. A grande evolução da informática nos últimos anos possibilita que, dependendo do número de variáveis envolvidas, essas técnicas sejam aplicadas de maneira rápida e com resultados bastante precisos.

É importante sempre se ter em mente a necessidade de avaliar de maneira criteriosa os resultados obtidos pelo processo de otimização, pois em alguns casos os benefícios da redução do consumo dos recursos podem estar escondendo algum potencial estado limite último que não tenha sido previamente avaliado.

Como exemplo, Barker e Puckett (2007) citam a “autodestruição” da ponte Tacoma Narrows em 1940 durante uma ventania. Tais autores (*apud* Gies, 1963) comparam a esbeltez global, ou seja, a relação entre a altura da treliça ou tabuleiro com o vão longitudinal das pontes Williamsburg, Golden Gate e Tacoma Narrows e obtiveram as relações de 1:40, 1:164 e 1:350, respectivamente, mostrando o quão era globalmente esbelta a ponte Tacoma Narrows. Segundo tais autores, o projeto tinha ido “um pouco longe demais” em construir uma estrutura leve e mais econômica. A tragédia de Tacoma Narrows foi uma dura lição para os profissionais envolvidos no projeto de pontes e certamente não será esquecida.

Com o objetivo de identificar relações aplicadas ao pré-projeto que conduzam a obtenção de pontes mistas aço-concreto mais econômicas, propõe-se o desenvolvimento do presente trabalho.

1.2 Justificativa

É de conhecimento o alto valor financeiro que está associado à realização de uma obra de arte. A necessidade da construção dessas obras com menor custo e prazo de execução é uma questão antiga para a sociedade. Na atualidade, o projeto destas obras deve, além de cumprir com tais quesitos, ainda resultar no menor custo ambiental possível.

Um dos principais sistemas estruturais que apresenta grande potencial para tais ganhos é o sistema misto aço-concreto, que trabalha tirando partido das principais características de ambos os materiais como o alto grau de industrialização, a flexibilização das formas, a precisão e a elevada resistência à tração do aço aliada com a boa resistência à compressão, o menor custo econômico e a elevada massa e estabilidade do concreto.

Todavia, é de extrema importância que o engenheiro estrutural conheça as características das pontes mistas aço-concreto com custos minimizados ainda durante a fase de cálculo, de maneira a poder replicar esses parâmetros a fim de manter sempre uma linha de projeto que obtenha ganhos sobre os enfoques de tempo, recursos naturais e recursos financeiros.

Baseando-se nessas questões propõe-se a realização desse trabalho como uma forma de contribuir na identificação de parâmetros que conduzam ao projeto de pontes mistas aço-concreto com custos minimizados. Como motivação adicional a sua execução tem-se ainda o baixo volume de estudos realizados sobre o tema proposto, em especial no Brasil.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Tem-se como objetivo geral estudar parâmetros e características que influenciam no dimensionamento de pontes mistas aço-concreto, buscando fornecer indicativos para o projeto de estruturas de custo mínimo.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos do presente trabalho são os seguintes:

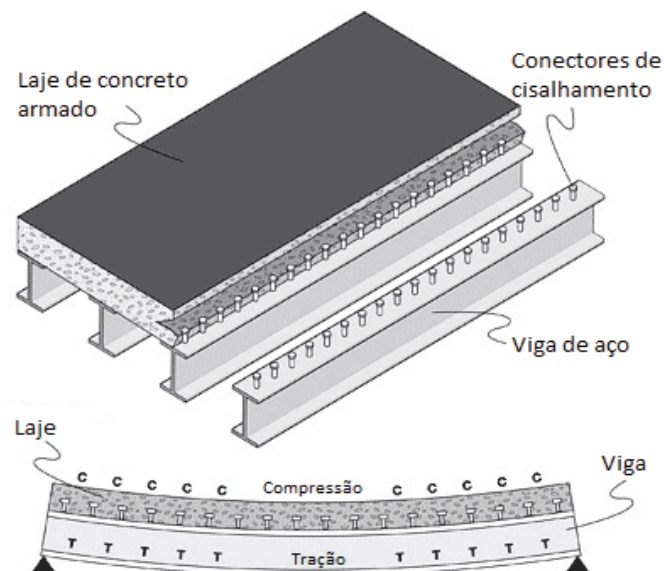
- a) apresentar critérios para o dimensionamento de pontes mistas aço-concreto segundo a Norma AASHTO (2012);
- b) propor uma formulação matemática para a minimização do peso do conjunto de longarinas de pontes mistas aço-concreto, considerando como variáveis de projeto as dimensões dos perfis metálicos;
- c) desenvolver, a partir do emprego do *Solver* do MS Excel, um procedimento para a otimização de pontes mistas por meio da associação da formulação matemática com uma rotina para determinação dos esforços e verificação das seções transversais;
- d) efetuar o dimensionamento otimizado de pontes biapoiadas variando-se parâmetros como o número de longarinas e o vão, e analisar suas influências no custo da estrutura;
- e) identificar parâmetros para o pré-dimensionamento de pontes mistas aço-concreto que conduzam a estruturas econômicas sem detrimento da segurança, e que sejam aplicáveis em território brasileiro.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Pontes mistas aço-concreto – Conceitos gerais

Dá-se a designação de ponte mista aço-concreto aquelas pontes que possuem uma laje de concreto (geralmente armado) assentada sobre elementos de aço, trabalhando de maneira solidária para resistirem aos esforços de flexão. O comportamento conjunto desses materiais é garantido por meio da utilização de conectores de cisalhamento (tipo *stud bolts*, perfis U laminados ou perfis C formados a frio) fixados diretamente sobre as longarinas e solidarizados à laje após a cura do concreto, conforme mostra a Figura 9.

Figura 9: Sistema misto aço-concreto: elementos constituintes e interação



Fonte: Steel Bridges – adaptada

Segundo Barker e Puckett (2007), a contribuição desse tipo de ponte aos sistemas de transporte muitas vezes não é reconhecida devido ao fato de as pessoas apenas lembrarem-se das pontes feitas em arco com grandes vãos suspensos. Os vãos das pontes mistas raramente excedem a 150m, sendo que a maioria delas tem vãos menores que 50m, o que justifica o baixo destaque que a população atribui a estas pontes.

Os tipos de pontes mistas podem ser os mais variados possíveis em função das diferentes formas e disposições adotadas para as longarinas: seções caixões, longarinas com altura variável, longarinas embutidas na laje de concreto, entre outras. Entretanto, deve-se

destacar que as formas mais usualmente verificadas são pontes com múltiplas longarinas de altura constante vinculadas à laje de concreto em sua mesa superior, conforme mostra a Figura 10, ou sistema com duas longarinas de altura constantes interligadas transversalmente por transversinas que se vinculam à laje de concreto, de acordo com o apresentado na Figura 11. Esses sistemas são referenciados em inglês como *multi-girder bridges* e *ladder deck bridges*, respectivamente.

Figura 10: Seção transversal do sistema *multi-girder*

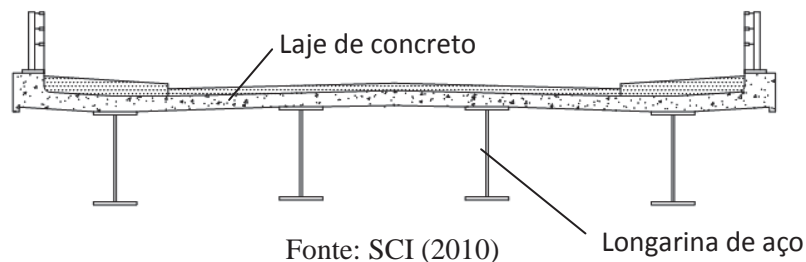
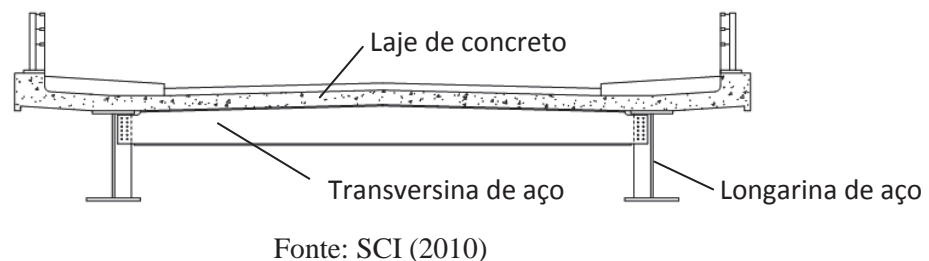


Figura 11: Seção transversal do sistema *ladder-deck*



No sistema *multi girder*, geralmente opta-se pela utilização de longarinas soldadas devido ao fato de ser possível realizar alterações na geometria das seções, como ajustes nas larguras e espessuras das mesas e alma, com a finalidade de obter soluções mais econômicas.

Longarinas soldadas são geralmente mais adequadas e econômicas para vãos superiores a 20m. A solução mais econômica no sistema *multi-girder* tem espaçamento entre essas longarinas de 3,0m a 3,5m (BCSA, 2010).

Segundo Pinho e Bellei (2007), as pontes mistas aço-concreto são especialmente econômicas para vãos entre 20m e 50m. Acima de 50m e até cerca de 120m, a disputa fica entre os sistemas de ponte treliçada e ponte em arco.

Wright (2012a) destaca que o sistema de múltiplas longarinas soldadas mistas é usualmente otimizado para vãos excedendo cerca de 38,1m se o espaçamento entre as

longarinas puder ser ajustado entre 3,35m e 4,27m. Para vãos com comprimentos menores, espaçamentos menores entre as longarinas podem ser mais econômicos.

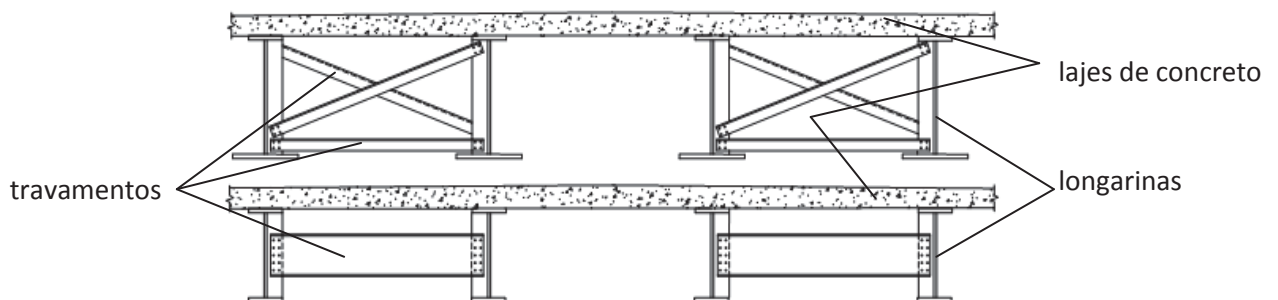
Ainda de acordo com Wright (2012a), esse sistema estrutural possui uma velocidade rápida de montagem, uma vez que apresenta um número limitado de partes de campo e de conexões parafusadas nas quais os montadores precisam trabalhar no canteiro de obras.

Quando se utiliza o sistema misto, em geral opta-se pela consideração de que as longarinas em aço não serão escoradas antes da cura do concreto devendo, portanto, resistirem sozinhas às cargas de lançamento e ao peso do concreto até que o mesmo inicie sua cura, pois isso resulta em uma redução nos custos de construção (PINHO E BELLEI, 2007).

Outra característica importante desse sistema é a presença de travamentos entre as longarinas nas regiões dos apoios e intermediárias, isto é, entre apoios. Segundo SCI (2010), as longarinas precisam travar-se em conjunto na região dos suportes por questões de estabilidade e para transferir as ações horizontais como vento e forças de arrasto para os apoios que proporcionam o travamento transversal da ponte. Os travamentos intermediários são necessários em posições discretas no vão para estabilizar a mesa inferior adjacente aos suportes intermediários.

Durante a fase de construção, esses suportes têm ainda a função de estabilizar tanto a mesa inferior próxima aos suportes intermediários quanto a mesa superior nas regiões no meio dos vãos. É prática comum que os travamentos sejam posicionados de maneira descontínua, ou seja, apenas aos pares de longarinas, como mostrado na Figura 12.

Figura 12: Arranjo típico de travamentos para o sistema *multi girder*



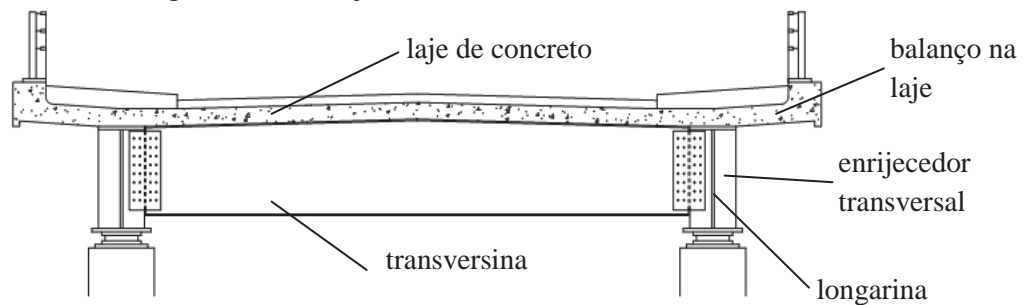
Fonte: SCI (2010)

Com relação ao sistema *ladder deck*, tem-se que a utilização de apenas duas longarinas é adequada para pontes com até duas faixas de tráfego, pois caso a ponte tenha mais faixas pode-se usar pares desse sistema. Para este tipo de seção também é preferido o uso de perfis soldados.

As longarinas e transversinas são ambas fornecidas com conectores de cisalhamento para desenvolverem comportamento misto. As transversinas são usualmente conectadas às longarinas por ligações parafusadas e enrijecedores transversais intermediários são colocados em cada conexão entre esses elementos (SCI, 2010).

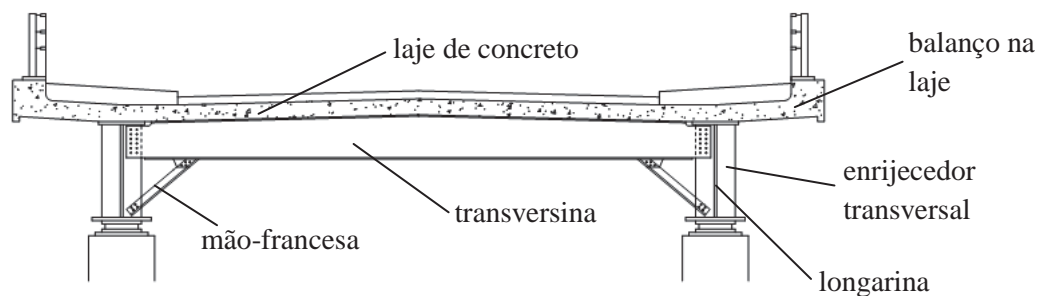
Além da função de auxiliar na sustentação da laje do tabuleiro, as transversinas servem como travamentos das longarinas, aumentando inclusive a rigidez do sistema. Os principais modelos adotados para esses elementos são aqueles mostrados na Figura 13, Figura 14 e Figura 15, sendo o modelo da Figura 13 o preferido na prática.

Figura 13: Arranjo com transversinas altas



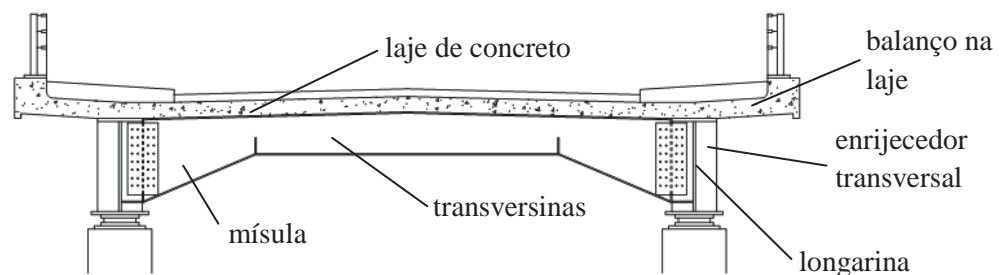
Fonte: SCI (2010)

Figura 14: Transversinas articuladas com mão francesa



Fonte: SCI (2010)

Figura 15: Transversinas com mísulas nos apoios



Fonte: SCI (2010)

Outra questão importante e aplicável a ambos os sistemas relaciona-se à presença de balanço na laje do tabuleiro. De acordo com BCSA (2010), é usual deixar um balanço na laje do tabuleiro além da viga mais externa por apresentar um número de benefícios tais como:

- a) é visualmente atrativo, gerando uma linha de sombra que reduz a altura aparente das longarinas;
- b) protege os elementos de aço do excesso de água da chuva e posterior coloração;
- c) reduz a largura das colunas de apoio;
- d) otimiza o cálculo da laje do tabuleiro.

Este mesmo autor ainda destaca que o comprimento ideal desse balanço é restrito a 1,5m por apresentar menor custo, sendo desaconselhável o uso de balanços superiores a 2,5m por exigirem alto custo para o seu escoramento.

2.2 Otimização – Conceitos gerais

De maneira simplista, pode-se entender por otimização a ação exploratória realizada para a obtenção da melhor solução possível de um dado problema sob certas circunstâncias. A otimização tem suas raízes no cálculo variacional e nos trabalhos de Euler e Lagrange. O desenvolvimento da programação linear na década de 1940 aumentou esse campo e estimulou muitos dos progressos na teoria e prática da otimização moderna durante os últimos 50 anos (NOCEDAL e WRIGHT, 1999).

O principal objetivo de qualquer trabalho de otimização está voltado à minimização ou maximização de uma função pré-definida, que pode representar uma propriedade geométrica ou um valor de custo entre outras tantas possibilidades de aplicação. Na engenharia são exemplos clássicos de otimização os trabalhos voltados à minimização de peso de aeronaves, a maximização da eficiência de sistemas de transferência de calor e de turbinas e a minimização do custo de construção de obras.

Segundo Rao (2009), uma vez que o esforço necessário ou o benefício desejado em qualquer situação prática possa ser expresso como uma função de certas variáveis de decisão, otimização pode ser definida como o processo de busca de condições que resultem no máximo ou mínimo valor da função.

Em geral, os problemas de otimização são apresentados da seguinte maneira:

Buscar $X = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}^T$ que minimize (ou maximize) a função $f(X)$, sujeito às restrições:

$$g_j(X) \leq 0, \quad j = 1, 2, \dots, m \quad (1)$$

$$l_j(X) = 0, \quad j = 1, 2, \dots, p \quad (2)$$

$$X_i^l \leq X_i \leq X_i^u \quad (3)$$

Os elementos envolvidos na resolução do sistema são:

- a) vetor de projeto X : vetor que reúne todas as variáveis de projeto, isto é, todos os parâmetros que serão alterados durante o processo de otimização;
- b) função objetivo $f(X)$: critério sobre o qual o problema é otimizado quando expresso em função das variáveis de projeto, podendo representar situações de minimização de peso ou custo, ou maximização de eficiência, por exemplo. É importante notar que, em alguns casos, a realização de otimização com base em um critério pode gerar resultados que sejam indesejáveis referentes a outro critério, como por exemplo, em certas estruturas de aço, a minimização de peso acaba aumentando os gastos de fabricação, tornando a solução inviável em alguns casos.
- c) restrições de projeto $g_j(X)$ e $l_j(X)$: restrições que devem ser respeitadas no projeto para que a solução ótima obtida apresente-se adequada e possível de ser usada. Essas limitações podem ser associadas a questões comportamentais como limites de deformação ou relações de esbeltez, por exemplo, ou em questões geométricas como altura máxima de transporte.

A denominação ao tipo de restrição é dada em função do valor que o parâmetro especificado deverá assumir com relação ao valor definido como referência, sendo as relações da Equação 1 e Equação 2, respectivamente, chamadas de restrições de desigualdade e de igualdade, enquanto que a relação da Equação 3 é chamada de restrição lateral.

Segundo Nocedal e Wright (1999), a fase correspondente à identificação dos objetivos, das variáveis e das restrições é conhecida como “modelagem”, sendo o primeiro e às vezes o mais importante passo num processo de otimização. O modelo gerado não pode ser demasiadamente simplista, pois nesse caso se afastaria muito do problema real estudado, nem excessivamente complexo, uma vez que tornaria difícil a sua resolução.

No que se referem às variáveis envolvidas no vetor de projeto X , essas podem ser classificadas como variáveis discretas ou contínuas. As primeiras são aquelas que têm seu valor definido por certo conjunto de valores como os números inteiros, as espessuras

comerciais de chapas e as bitolas comerciais de vergalhões. Já as variáveis contínuas podem assumir qualquer valor dentro do conjunto dos números reais como valores fracionários, por exemplo.

Há basicamente dois tipos de algoritmos usados para a solução de problemas de otimização: os algoritmos determinísticos e os probabilísticos. Nos métodos determinísticos, nenhuma decisão de caráter aleatório é possível. Por outro lado, nos métodos probabilísticos elementos aleatórios são introduzidos com o objetivo de testar novas direções a fim de buscar uma solução ótima global.

Apesar de serem convenientemente empregados em problemas unimodais devido a sua rapidez e eficiência, métodos matemáticos apresentam uma série de dificuldades em problemas de complexidade mais elevada, o que torna seu uso inadequado em grande parte dos problemas de otimização da ciência e da engenharia, dentre os quais se podem citar os seguintes:

- d) dificuldade em identificar soluções ótimas globais em problemas multimodais, pois não existe nenhuma garantia da obtenção de um ponto extremo global, ou seja, o algoritmo converge para o extremo local mais próximo da direção de busca determinada pelas derivadas;
- e) dificuldade em tratar o problema quando o mesmo envolve variáveis discretas;
- f) requerem funções contínuas e diferenciáveis no espaço de busca.

É justamente o fato de vencer esses obstáculos que faz com que os métodos heurísticos ou probabilísticos estejam ganhando espaço nas aplicações de otimização em engenharia. Também a grande evolução da informática nas últimas décadas torna possível que esses métodos já sejam aplicados de uma maneira muito menos onerosa em tempo, mesmo sabendo-se do elevado esforço computacional que demandam em comparação com os métodos determinísticos.

Os métodos probabilísticos trabalham procurando o mínimo global do problema de otimização evitando os mínimos locais, baseando-se num processo de busca randômica guiada por decisões probabilísticas.

2.3 Estudos relacionados à redução do custo de pontes

A principal função do engenheiro estrutural é a de desenvolver sistemas que atendam de maneira adequada à finalidade para o qual são propostos, procurando em paralelo utilizar a

menor quantidade possível de recursos tanto materiais quanto econômicos. Quando um sistema apresenta essas características, diz-se que o mesmo foi otimizado.

Ao longo dos tempos, com vistas a identificar quais são os principais parâmetros que conduzem a essa melhoria das pontes, estudos e pesquisas relacionados ao tema vêm sendo desenvolvidos. A seguir é apresentada uma revisão bibliográfica com trabalhos focados na obtenção e indicação de parâmetros que conduzam a projetos otimizados de pontes.

É importante destacar que tal revisão tem como principal interesse os trabalhos relacionados às pontes mistas aço-concreto mas, tendo em vista a quantidade limitada desses estudos, nessa revisão englobam-se também os trabalhos que tratam das diretrizes para projetos otimizados de pontes em geral.

2.3.1 Trabalhos que não utilizam técnicas de otimização

Baseando-se em centenas de estudos desenvolvidos pela empresa Bethlehem Steel¹ por meio do uso de um programa próprio chamado “*Preliminary Bridge Girder Optimization Program*”, Knight (1983) apresenta os principais fatores que resultam em um projeto otimizado com relação ao custo final de longarinas feitas em perfis soldados para pontes contínuas mistas aço-concreto com vãos de até 200ft (61m).

Segundo esse autor, a escolha pelo uso de longarinas mistas e contínuas é devido ao fato desse sistema resultar em uma economia de 20% ou mais com relação ao sistema não-misto biapoiado. Os principais parâmetros avaliados nos estudos foram o cálculo por estados limites ou tensões admissíveis, o uso de aço patinável, o uso de aço de alta resistência pintado, o número de longarinas na seção transversal da ponte, a altura e a espessura ótimas da alma das longarinas, a comparação entre enrijecedores transversais e longitudinais, a comparação entre mesas contínuas ou emendadas nas longarinas, entre outras considerações que têm influência direta no custo desses elementos.

Como resultado final, tal autor apresenta dezesseis diretrizes que conduzem a um projeto otimizado de longarinas em perfis soldados, sendo elas: (1) o uso da metodologia de cálculo por estados limites é mais econômico do que por tensões admissíveis; (2) o uso de aço patinável A588 é mais econômico que o uso de aços de alta resistência pintados; (3) quando se opta pela utilização de aços que precisam de pintura, a maneira mais econômica é a de se trabalhar com elementos híbridos como mesas em aço de alta resistência ($f_y = 345\text{MPa}$) e

¹ Bethlehem Steel foi uma siderúrgica nos Estados Unidos, tendo operado de 1857 a 2003.

alma em aço comum ($f_y = 250$ MPa); (4) o número de longarinas na seção da ponte deve ser o menor possível, sendo ainda indicado que o espaçamento mínimo entre esses elementos seja maior ou igual a 10ft (3,05m); (5) enrijecedores transversais devem ser colocados em apenas um dos lados da alma com exceção da região de conexão dos diafragmas transversais, onde se deve usar enrijecedores em ambos os lados da alma; (6) a altura da alma pode ser alterada consideravelmente da altura ótima sem acarretar aumentos significativos nos custos das longarinas; (7) almas enrijecidas (1,6mm mais finas que as não enrijecidas) terão custo ótimo ou custo muito próximo ao ótimo; (8) é sugerido o uso de longarinas com variação de espessura da alma ao longo de seu comprimento; (9) o uso de enrijecedores longitudinais nas longarinas só é vantajoso em pontes com vãos superiores a 300ft (91,5m); (10) não se deve utilizar mais do que três chapas com duas emendas de fábrica para compor a seção das mesas de cada trecho da longarina com comprimento de até 130 ft (39,6m); (11) uma economia mínima de 318kg deve ser obtida no peso das mesas das longarinas para justificar a realização de suas emendas; (12) deve-se utilizar largura constante nas mesas das longarinas em cada trecho; (13) a utilização de longarinas com mísulas na região dos apoios não deve ser considerada para vãos de até 400ft (122m); (14) deve-se eliminar os travamentos laterais das mesas inferiores das longarinas onde permitido pela norma AASHTO; (15) deve-se utilizar aparelhos de apoio ao invés dos apoios tradicionais feitos em aço; (16) deve-se considerar o uso da seção mista na região de momentos negativos. Knight (1983) ainda destaca que, dessas diretrizes apresentadas, as que provavelmente possuem maior influência na otimização das longarinas são as diretrizes (1), (2) e (3).

Bhatti e Al-Gahtani (1995) compararam os resultados de dimensionamento por meio da norma AASHTO de longarinas monossimétricas em seção I soldadas e com 100ft (30,5m) de vão, para uma ponte com duas vias sujeitas ao carregamento móvel do trem-tipo HS20-44, para as condições de seção não mista, seção mista não escorada e seção mista escorada. Esses autores destacam a possibilidade da obtenção de grande economia de peso em longarinas quando se trabalha com seções monossimétricas, ou seja, em seções em que a mesa superior é mais estreita que a mesa inferior, sendo que as longarinas comparadas apresentavam as larguras pré-definidas de 12” (305mm) e 20” (508mm) para as mesas superior e inferior, respectivamente, resultando em variáveis de projeto apenas a altura da viga e as espessuras das mesas e da alma.

Como resultado, esses mesmos autores apontam uma redução de 20% da área da seção transversal quando se compara a condição de seção mista não escorada com a de seção não mista. Em comparação entre seção mista escorada e seção não mista, essa redução chega

a quase 30%. Outro ganho apresentado é relativo à altura das longarinas, onde as seções mistas apresentaram altura inferior às não mistas, chegando a uma redução de cerca de 25% quando se utiliza a condição mista escorada.

Ozten (2003) comparou diferentes soluções com variação no número de “boxes²” para pontes mistas aço-concreto de seção caixão, de modo a obter a solução com menor custo de materiais. As pontes estudadas venciam dois vãos de 48m e eram contínuas sobre o apoio intermediário. A avaliação foi feita para dois casos de seção: uma com quatro pistas de tráfego e outra com três pistas de tráfego. Para as pontes com quatro pistas de tráfego, as seções estudadas possuíam três, quatro, cinco ou seis boxes, enquanto que para as pontes com três pistas de tráfego as seções estudadas possuíam três, quatro ou cinco boxes. O estudo conduzido não aplica nenhuma técnica de otimização, sendo a verificação da melhor solução realizada por meio da comparação dos quantitativos de materiais ao final do cálculo de todas as alternativas propostas, sendo que os cálculos das pontes foram realizados com base na norma canadense CAN/CSA-S6-00.

A principal conclusão obtida com este trabalho é de que quanto menor o número de “boxes” utilizados na seção transversal da ponte mais econômica ela será, pois tanto para as pontes com quatro pistas como para as com três pistas a melhor solução foi a do uso de seções transversais com três boxes, ou seja, o número mínimo usado nos exemplos.

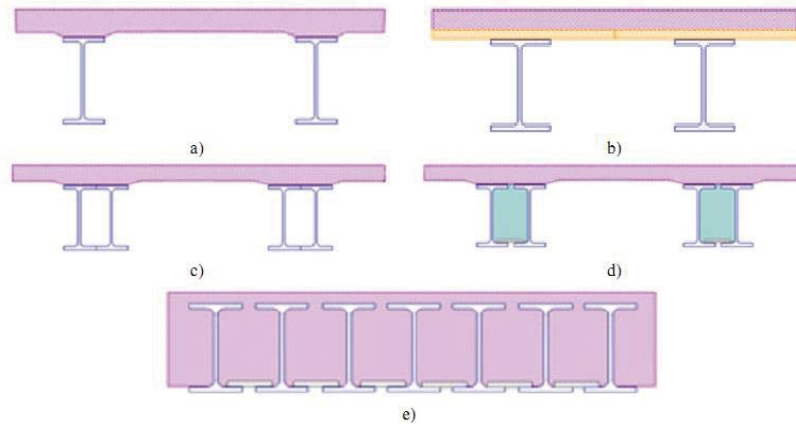
Baseando-se na ideia de que um dos principais fatores atribuídos à baixa utilização das pontes mistas aço-concreto é devido à dificuldade de um pré-dimensionamento fácil e rápido de tais elementos, Hechler *et al.* (2008) faz a apresentação dos campos de aplicação e das potencialidades de um software desenvolvido pela empresa ArcelorMittal para este fim, o ACOBRI (*ArcelorMittal Composite Bridges*).

De acordo com esses autores, tal software é de grande utilidade para a realização de um pré-cálculo e levantamento de quantitativos de pontes rodoviárias, pontes ferroviárias e passarelas mistas aço-concreto para pequenos e médios vãos e com no máximo dez vãos, tanto podendo ser em sistema contínuo ou biapoiado. Tal software possui a potencialidade de trabalhar com cinco tipos de seção transversal, conforme mostrado na Figura 16. São também características atribuídas a este software: a interface amigável, a opção de se trabalhar em módulos de “verificação” ou “dimensionamento” e ainda a possibilidade da realização de otimização de projetos. O software ACOBRI é livre e disponível em inglês, francês ou alemão

² A seção “box” também é conhecida como “seção caixão”

e trabalha com as normas francesas (*French codes*) Eurocodes (ENV), a versão francesa do Eurocode (ENV + *French DAN*) e com a norma alemã (*DIN Fachberichte*).

Figura 16: Seções transversais disponíveis para análise pelo software ACOBRI: (a) sistema convencional, (b) sistema de longarinas mistas parcialmente pré-fabricadas, (c) sistema de longarinas laminadas formando caixão, (d) sistema de longarinas laminadas formando caixão e preenchidas de concreto e (e) sistema de longarinas embutidas na laje



Fonte: Hechler et al. (2008)

Embora o trabalho de Eller, De Paula e Ferreira (2011) não seja relacionado à otimização, este é um dos únicos trabalhos brasileiros voltados à indicação de parâmetros de pré-dimensionamento de pontes mistas (no caso, pontes de pequeno porte). O modelo de ponte utilizado neste trabalho é de uma ponte mista composta por duas longarinas de aço afastadas entre si em 2,60m com balanços laterais na laje do tabuleiro de 0,80m, resultando em uma largura total do tabuleiro de 4,20m. A norma utilizada para a verificação dos elementos foi a norma AASHTO (2002), e o trem tipo de projeto usado foi o veículo tipo Classe 45 da ABNT NBR 7188:1984. As verificações realizadas compreenderam verificações de resistências durante a construção (considerando situação não-mista não-escoada), durante a vida útil (considerando o tráfego na ponte) e verificação da flecha nos elementos. Os resultados obtidos neste trabalho compreendem a indicação do vão máximo de projeto para as longarinas quando estas são compostas por perfis laminados ou soldados, sendo que os perfis estudados foram extraídos da tabela da Gerdau Açominas (perfis laminados), da tabela da Usiminas Mecânica (perfis soldados) e da tabela B.3 da ABNT NBR 5884:2005 (perfis soldados). De maneira geral, o referido trabalho indica que o grupo de perfis laminados avaliados pode ser utilizado em pontes com vãos entre 4,00m e 11,50m; e que o grupo de perfis soldados avaliados pode ser utilizado em pontes com vãos entre 4,50m e 25,50m.

Gocál e Dursová (2012) realizaram um estudo paramétrico voltado à busca da melhor disposição de longarinas de aço na seção transversal de pontes mistas aço-concreto. Tal estudo foi realizado por meio da análise de casos com duas ou quatro longarinas na seção transversal para pontes com largura da laje do tabuleiro de 8,10m; 9,10m; 10,10m e 13,10m; para os vãos de 20m, 30m, 40m e 50m, resultando em um total de trinta e dois modelos de pontes avaliados.

Nesse trabalho foram dimensionadas as longarinas de aço e a laje do tabuleiro (com altura variável), ambas de acordo com as diretrizes das normas europeias, sendo tomados como resultados para a comparação entre os modelos o consumo dos materiais que compõem o sistema estrutural, ou seja, o consumo de aço das longarinas, o consumo de aço nas armaduras da laje e o consumo de concreto na laje do tabuleiro.

As verificações das longarinas compreenderam as etapas de construção, situação não mista e de utilização normal em situação mista. As conclusões obtidas a partir desse estudo foram as seguintes: (a) sobre o ponto de vista do consumo do aço estrutural, na maioria dos casos as pontes com duas longarinas apresentaram um consumo menor que aquelas com quatro longarinas na seção transversal; (b) apesar do menor consumo de aço, as pontes com duas longarinas nem sempre tendem a ser as mais favoráveis devido ao maior consumo de armaduras e de concreto na laje em comparação com pontes de quatro longarinas; (c) para pontes com duas longarinas a altura desses elementos variou no intervalo de $1/19L$ a $1/12L$, enquanto que, para pontes com quatro longarinas, a altura desses elementos variou no intervalo de $1/21L$ a $1/18L$, indicando que a altura das longarinas é maior nos modelos de ponte que utilizam apenas dois desses elementos em sua seção transversal.

Hatami e Esmaili (2013) realizaram um estudo de identificação da melhor posição e espessura de enrijecedores longitudinais em delta para longarinas de aço por meio da construção e análise de modelos em elementos finitos. As longarinas analisadas eram duplamente simétricas e possuíam altura de 1.000mm, largura das mesas de 400mm, espessura da alma de 10mm e das mesas de 30mm. Neste estudo foram avaliados três casos, sendo que a altura entre a face inferior da mesa superior e a face dos enrijecedores em contato com a alma foi avaliada para as alturas de 150mm, 200mm e 250mm.

Os parâmetros avaliados no referido estudo foram o aumento do momento de flambagem e o acréscimo na carga crítica e no peso das longarinas. A busca das soluções otimizadas não utilizou nenhuma técnica de otimização, sendo feita pela comparação direta entre os resultados obtidos. As conclusões desse estudo foram as seguintes: (a) a melhor situação para a flambagem por flexão ocorre quando a altura do enrijecedor em delta é de

20% da altura da longarina; (b) enrijecedores com espessura maior que 2,5 vezes a espessura da alma das longarinas não são econômicos; (c) a utilização dos enrijecedores em delta pode provocar um aumento de 2,5 vezes na carga crítica sem a necessidade de aumentar a espessura da alma das longarinas e (d) a utilização de enrijecedores em delta pode proporcionar um aumento de até 60% na resistência das longarinas em comparação com enrijecedores longitudinais.

2.3.2 Estudos que utilizam técnicas de otimização

Os autores Memari, West e Cavalier (1991), por meio da utilização de um programa chamado SPGBROD, realizaram estudos de otimização de longarinas soldadas para pontes mistas contínuas a fim de minimizar o custo final do sistema. As longarinas estudadas faziam parte de uma ponte com três vãos, sendo os de extremidade de 100ft (30,5m) e o vão interno de 140ft (42,7m), suportando duas vias de tráfego de 14ft (4,27m) de largura cada. Tais longarinas caracterizavam-se por apresentarem enrijecedores transversais em apenas um dos lados da seção, sendo utilizado enrijecedor longitudinal no lado oposto.

Outra particularidade dessas longarinas está no fato de utilizarem seções assimétricas nas zonas de momentos positivos (com largura e espessura das mesas diferentes) e seções simétricas nas zonas de momentos negativos. Os casos estudados apresentaram duas ou três longarinas na seção transversal da ponte. Para o caso de três longarinas, tais autores compararam dois resultados para a ponte: um considerando todas as longarinas iguais e dimensionadas pelas longarinas internas e outro considerando todas as longarinas iguais e dimensionadas pelas longarinas externas. Como a diferença obtida no custo da solução em que se utilizou a seção dimensionada pelas longarinas internas foi apenas de 4,5% inferior àquela obtida utilizando-se a seção dimensionada pelas longarinas externas, Memari, West e Cavalier (1991) concluíram que a prática usual de se utilizar todas as longarinas da ponte iguais é válida.

Nesse trabalho foram também realizadas verificações relacionadas à convergência do programa, onde foram avaliados os resultados finais de custos obtidos a partir de seis soluções iniciais diferentes das seções, sendo três com valores abaixo do ótimo e três com valores acima. Após o estudo, percebeu-se que os resultados das seções com custo inicial acima do ótimo tenderam à convergência com um menor grau de sensibilidade, portanto com valores mais constantes do que aquelas em que o custo original estava abaixo do ótimo, o que leva à

conclusão de que é mais adequado partir-se de uma seção inicial com valores conservadores a fim de que o custo inicial seja superior ao ótimo.

Outra conclusão importante obtida a partir desse estudo foi a de que embora os custos finais otimizados tendessem a valores muito próximos, mostrando, portanto, convergência, as dimensões das longarinas podiam apresentar grandes variações dependendo da solução inicial utilizada. A partir daí resulta a conclusão de que a função objetivo de minimização do custo apresenta uma região aproximadamente constante na região de ótimo. Para finalizar, foi comparado o custo otimizado obtido para as pontes com duas e três longarinas na seção transversal, sendo verificado que o custo para a ponte com duas longarinas ficou em aproximadamente 86% do valor obtido para a ponte com três longarinas, concluindo-se, então, que é mais vantajoso a utilização de menos elementos na seção transversal da ponte.

Por meio da utilização da “otimização estrutural baseada em confiabilidade”, Hendawi e Frangopol (1994) realizaram uma extensão do trabalho de Dhillon e Kuo, que era baseado em formulações ótimas determinísticas. O objetivo principal do trabalho de Hendawi e Frangopol (1994) está na minimização do peso final de longarinas híbridas soldadas, ou seja, em longarinas onde se utiliza um aço de maior resistência na mesa inferior do perfil do que aquele usado para a mesa superior e alma, com e sem enrijecedores transversais (enrijecedores em apenas um dos lados da seção), utilizadas em pontes rodoviárias mistas onde consideraram-se as restrições dimensionais e de comportamento definidas pela norma AASHTO.

No trabalho também foram realizados exemplos numéricos para as longarinas biapoiadas de uma ponte mista com 80ft (24,4m) de vão, bem como análises de sensibilidade dos resultados ótimos obtidos por meio da alteração de alguns parâmetros de projeto “pré-definidos”. As principais conclusões obtidas no artigo são as seguintes: (a) a utilização de enrijecedores transversais resulta em longarinas com um peso ótimo menor do que aquelas sem enrijecedores; (b) quanto maior o nível de confiabilidade requerido no projeto, maior será o peso ótimo obtido para as longarinas; (c) o aumento da espessura da laje de concreto apresenta um efeito favorável no peso ótimo obtido quando o grau de confiabilidade exigido é alto e (d) quanto maior a resistência ao escoamento do aço utilizado na mesa inferior, maior será a otimização de peso obtida.

Ghasemi e Dizangian (2010) realizaram estudos de otimização em pontes caixões por meio do uso do método de otimização Enxame de Partículas, onde o objetivo principal foi minimizar o peso total da estrutura, ou seja, a soma do peso dos elementos em aço com o peso da laje de concreto. As pontes estudadas foram analisadas em 3D através do uso do método

dos elementos finitos devido à facilidade em se controlar os valores de tensões obtidas das grandes deformações ou de tensões concentradas, bem como pela necessidade de utilização desse método na determinação dos coeficientes de distribuição da carga móvel para o tipo de estrutura abordada.

Os casos avaliados são de pontes biapoiadas com vão de 36m divididas em três trechos de 12m para permitir uma maior otimização, com diafragmas transversais nas extremidades avaliadas segundo as diretrizes da norma AASHTO (2007), exceto para o trem tipo de projeto, onde se utilizou o veículo-tipo do Irã com carga vertical de 400 kN. Foram realizados dois estudos de otimização: um com o modelo da seção definido sem enrijecedores internos variando apenas a espessura dos elementos (incluindo a espessura da laje de concreto e dos diafragmas de extremidade) e a largura da mesa inferior para cada um dos três trechos da ponte, e outro estudo onde se considerou, além dos parâmetros variados no estudo anterior, uma otimização topológica na seção da ponte, que foi inicialmente modelada com três enrijecedores internos.

Para a otimização topológica, a conclusão é de que apenas para o trecho central da ponte é necessário o uso de enrijecedores na região interna da seção, sendo indispensável apenas o uso de um enrijecedor. Para os trechos de extremidade, os enrijecedores foram eliminados. Já com relação à otimização do modelo de ponte definido sem uso de enrijecedores, o resultado obtido com a utilização do método Enxame de Partículas foi significativo, uma vez que se obteve uma redução de 55% do peso em comparação com o projeto dessa mesma ponte em que não foi utilizada nenhuma técnica de otimização.

Baseando-se em um projeto de referência criado por Toma e Duan (2007), Toma e Maeda (2011) realizaram um estudo com o objetivo de definir a altura ótima de longarinas mistas soldadas que conduzam a minimização da área de sua seção transversal. O modelo adotado é caracterizado por possuir quatro longarinas na seção transversal da ponte com espaçamento de 2,6m entre as longarinas e com largura total do tabuleiro de 8,5m, sendo a espessura da laje de concreto de 24cm, a espessura da camada de asfalto de 8cm e vãos variáveis de 20m, 30m e 40m, onde foi adotado em todos os casos o modelo de longarinas biapoiadas.

As avaliações foram feitas para as condições que utilizam ou não enrijecedores transversais e longitudinais nas longarinas, conforme apresentado no Quadro 1. O aço utilizado é outro parâmetro alterado para os casos, sendo utilizados os aços SM400 ($f_y = 235$ MPa) e SM490 ($f_y = 315$ MPa) quando o vão for de 20m, SM490, quando o vão for de 30m e

SM490Y ($f_y = 355$ MPa) para vão de 40m. A norma de referência utilizada para a verificação das longarinas é a norma japonesa para pontes rodoviárias JRA 2002.

Quadro 1: Altura das longarinas e uso de enrijecedores para os casos estudados por Toma e Maeda (2011)

Vão \ Enrij.	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical
	X	X	X	O	O	O
20m	800 - 1400mm		800 - 1300mm		-	
30m	900 - 1600mm		1200 - 1700mm		1400 - 2000mm	
40m	-		1500 - 2100mm		1700 - 2300mm	

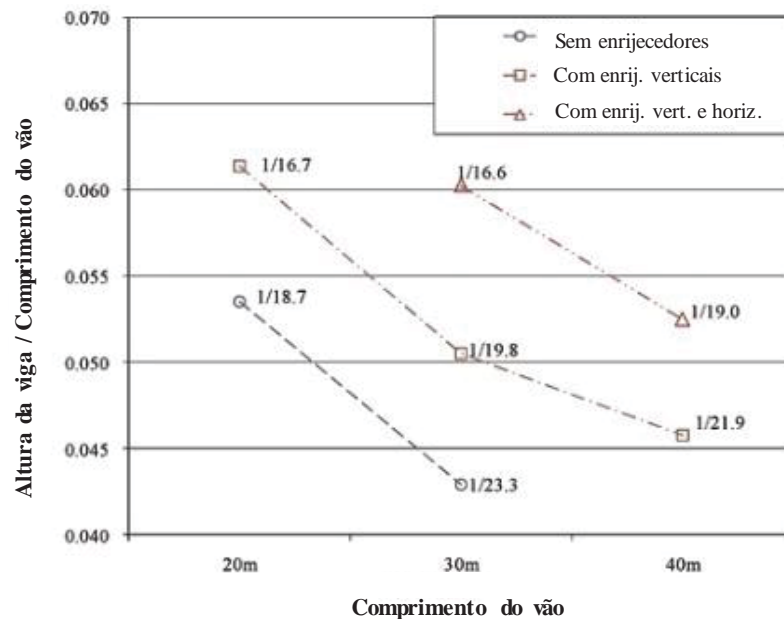
X: Sem enrijecedores, O: Com enrijecedores

Fonte: Toma e Maeda (2011) - adaptada

As principais conclusões obtidas com este artigo são as seguintes: (a) quando se utiliza um aço de maior resistência as seções ótimas das longarinas apresentam altura menor e alma mais espessa quando comparado com um aço de resistência inferior (isto se explica pelo fato de que, nos aços de maior resistência, há a possibilidade de atuação de tensões mais elevadas, aumentando a possibilidade da ocorrência de instabilidades locais na alma); (b) as soluções economicamente mais viáveis são aquelas em que as longarinas utilizam apenas enrijecedores transversais (embora o estudo tenha mostrado que a área da seção ótima quando se utilizam enrijecedores transversais e longitudinais seja menor que a dos outros casos, o custo de fabricação para a colocação dos enrijecedores longitudinais acabam por inviabilizar sua utilização); (c) todas as seções ótimas obtidas apresentam grande rigidez, pois os resultados de deformações verificados apresentam-se bem abaixo dos limites definidos pela norma e (d) quanto maior a quantidade de enrijecedores utilizados, maior é a altura de sua seção transversal com menores espessuras da alma.

A Figura 17 apresenta as relações “altura da seção ótima/vão” para as longarinas analisadas, servindo como um complemento à última consideração apresentada.

Figura 17: Relações altura ótima/vão da viga



Fonte: Toma e Maeda (2011) – adaptada.

Kaveh, Bakhshpoori e Barkhori (2014) realizaram um estudo de otimização do peso próprio de pontes mistas de seção caixão através da aplicação do algoritmo *Cuckoo Search*. As pontes estudadas caracterizam-se por terem 3 caixões em sua seção transversal, largura total do tabuleiro de 11,80m e por possuírem um comprimento total de 70m dividido em 3 vãos, sendo eles de 15m, 34m e 21m, respectivamente. As seções dos caixões de aço possuem distâncias entre as mesas superiores dos perfis de 1600mm e ângulo entre as almas laterais e a mesa inferior de 100°. O afastamento interno entre os caixões é tomado como sendo de 2600mm, e o comprimento total dos caixões é subdividido em 8 segmentos, sendo que os comprimentos dos segmentos variam de 3m a 12m. As diretrizes utilizadas na análise e verificações da estrutura são de acordo com a norma AASHTO (2002), e os estados limites avaliados compreendem estados limites de resistência (considerando também a etapa construtiva na situação não-escorada, onde apenas os elementos de aço resistem às cargas durante a cura do concreto) e estados limites de serviço (deformação da ponte sobre efeito do tráfego, quando já em situação mista).

As variáveis consideradas para a seção transversal dos caixões foram a espessura da laje de concreto, largura da mesa superior, espessura da mesa superior, altura da alma, espessura da alma e a espessura da mesa inferior. A espessura da laje de concreto teve seu valor fixado em 0,20m; 0,25m; 0,30m e 0,35m nos estudos realizados. Já para a largura da mesa superior foi adotado sempre o valor de 300mm. As demais variáveis mencionadas foram

alteradas pelo método de otimização na busca das seções ótimas. O aço utilizado nos elementos possuía $f_y=248,2\text{MPa}$ e o concreto da laje do tabuleiro possuía $f_{c_k}=24\text{MPa}$.

Entre as conclusões do trabalho pode-se citar a identificação de que o estado limite de serviço (deformação da ponte) não apresentou influência no estudo realizado, sendo que os estados limites críticos foram sempre os de resistência. Também é apresentado como conclusão os bons resultados que podem ser obtidos pelo algoritmo *Cuckoo Search*, que no estudo apresentado conduziu a uma economia de cerca de 15% quando comparado a um dimensionamento dos elementos pelo método convencional (sem a aplicação de nenhuma técnica de otimização).

Xie *et al.* (2014), por meio da utilização do método de otimização topológica *Bi-directional Evolutionary Structural Optimization* (BESO), realizaram exemplos de otimização de algumas pontes e passarelas de aço. Durante o estudo foram alterados diversos parâmetros das estruturas, como a posição do tabuleiro em relação à estrutura (tabuleiro sobre a ponte, no meio dela ou em sua extremidade inferior), as vinculações nas extremidades, a inclinação do tabuleiro, o vão da ponte e até a inclusão de uma restrição intitulada *periodic shell*, onde uma determinada geometria superficial era repetida diversas vezes ao longo da superfície externa das pontes e passarelas.

As geometrias obtidas a partir desse estudo foram bastante diferenciadas, desde pontes sobre arcos de compressão até geometrias tubulares vazadas com elementos longitudinais retorcidos em 180° ao longo do seu comprimento. Apesar da significativa economia em material e da beleza das geometrias obtidas, a dificuldade de execução das formas foi levantada pelo autor como um possível problema para os resultados. Para analisar de maneira prática essas dificuldades apresentadas, os autores construíram um protótipo em escala de uma das geometrias mais complexas obtidas a partir da construção e utilização de *periodic shells*. As principais conclusões alcançadas a partir dessa pesquisa são a de que o método utilizado no estudo (BESO) é uma ferramenta de grande potencial na busca de soluções ótimas com geometrias diferenciadas e de que a otimização topológica está ganhando cada vez mais espaço para aplicação em problemas de engenharia, além do fato de estes autores considerarem um crescimento ainda maior para o futuro, principalmente devido ao aperfeiçoamento constante das chamadas “impressoras 3D”.

Salman *et al.* (2014) realizaram estudos de otimização do custo de pontes mistas aço-concreto por meio da variação da razão de custo, ou seja, da relação entre o custo do concreto e do aço nas pontes. Nessa pesquisa avaliaram-se pontes biapoiadas com múltiplas longarinas de aço duplamente simétricas na seção transversal, interligadas transversalmente através do

uso de diafragmas. As variáveis independentes manipuladas na otimização foram as alturas das longarinas e dos diafragmas transversais. Parâmetros como a espessura da laje do tabuleiro e o vão das pontes também foram variados nesse estudo. A função custo utilizada no processo de otimização era composta pela parcela de custo da superestrutura, ou seja, da laje do tabuleiro e longarinas de aço, somada à parcela da subestrutura, composta por pilares intermediários, blocos de coroamento e estacas.

Para a realização dos estudos de otimização foi implementado em FORTRAN um programa chamado CPSAO que possui a capacidade de analisar, dimensionar e otimizar as longarinas das pontes a partir do uso do método de minimização sequencial de problemas sem restrição, o SUMT. As diretrizes utilizadas na verificação das longarinas e transversinas foram àquelas definidas pela norma AASHTO (1989). As razões de custo utilizadas no estudo foram de 10, 25 e 40. As principais conclusões obtidas a partir desse trabalho foram as seguintes: (a) o método SUMT é uma técnica apropriada que pode ser usada no projeto ótimo de pontes mistas com múltiplas longarinas para diferentes vãos e razões de custo; (b) a diminuição da razão de custo resulta na aproximação entre o custo da superestrutura e da subestrutura até que estes valores fiquem iguais; (c) o custo ótimo não é necessariamente aquele em que o custo da superestrutura é igual ao da subestrutura; (d) não há nenhum efeito para o custo o número de diafragmas utilizados na ponte; (e) de acordo com os resultados do estudo, o uso de duas longarinas para pontes com largura igual ou inferior a 10m sempre resulta em um projeto otimizado sem nenhum efeito da razão de custo e (f) conforme o estudo, o aumento da razão de custo tende a reduzir o custo total da ponte.

2.4 Diretrizes da norma AASHTO (2012) para o cálculo de pontes mistas aço-concreto

Conforme já é conhecido pelos engenheiros que trabalham com o projeto de pontes mistas aço-concreto, o Brasil ainda carece de uma norma que aborde as diretrizes para o projeto e cálculo dessas estruturas. A solução encontrada para contornar esse problema tem sido recorrer a normas estrangeiras, em especial às normas alemã e americana.

A opção pela utilização dessas duas normas é embasada em questões como a grande tradição e confiabilidade de ambas no projeto dessas estruturas, bem como a indicação de guias e manuais de projetos pelo uso das mesmas. Um exemplo disso é a recomendação feita por DNER (1996) pela utilização de qualquer uma dessas normas para o cálculo de pontes metálicas.

Tendo por base o acima exposto, escolheu-se para o desenvolvimento do presente trabalho a utilização das diretrizes da norma AASHTO (2012) como base normativa para a realização dos cálculos estruturais. A única exceção a essa questão refere-se ao trem-tipo que será usado no projeto, onde se optou pela utilização de um veículo definido por norma brasileira, conforme é apresentado no item 2.5, por acreditar haver uma maior coerência com a solicitação das pontes projetadas em território nacional.

2.4.1 Introdução à norma AASHTO (2012)

A norma AASHTO (2012) caracteriza-se por ser um poderoso guia de projeto para pontes rodoviárias, fornecendo os requisitos mínimos a serem seguidos pelos engenheiros responsáveis pelo cálculo estrutural na garantia da segurança funcional adequada para este tipo de obra.

Tal norma define como vida útil de projeto das pontes o período de 75 anos, sendo sua filosofia de projeto a dos estados limites (LRFD), que pode ser simplificada resumida por sua equação 1.3.2.1-1, reproduzida na sequência como Equação 4, onde o efeito ponderado das ações deve ser igual ou inferior à resistência ponderada do sistema.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (4)$$

Da equação acima, η_i é o fator modificador da carga relacionado às características de ductilidade, redundância e importância operacional da ponte; γ_i é o fator da carga ponderador determinado estatisticamente e aplicado aos efeitos provocados pelas cargas consideradas e Q_i é o efeito da força gerada pelas cargas consideradas na estrutura.

Durante sua vida útil, a ponte deve apresentar um desempenho seguro e adequado para todos os estados limites para os quais foi projetada, sendo que tal norma considera todos os estados limites avaliados como de igual importância.

Um requisito especificado pela norma é o de que todos os sistemas estruturais das pontes sejam projetados para apresentarem deformações inelásticas significativas e visíveis antes de perderem sua capacidade resistente. Conforme os comentários da norma, os sistemas das pontes devem ter um número adequado de elementos dúcteis, bem como ligações estruturais que proporcionem a dissipação da energia sem a perda de sua capacidade resistente ou que tenham um excesso de resistência para que a ductilidade seja atingida em outros elementos que foram projetados para apresentarem este comportamento.

2.4.2 Deslocamentos

Conforme indicação dada pela norma AASHTO (2012), as pontes devem ser projetadas para evitar efeitos estruturais e psicológicos desfavoráveis aos seus usuários. Como diretriz para garantir que as pontes apresentem desempenho adequado, esta norma indica alguns limites de deslocamentos que podem ser tomados para pontes, conforme apresentado no Quadro 2.

Quadro 2: Limites de deslocamento indicados pela norma AASHTO (2012)

Ações	Limites de deslocamento
Carga do veículo	L/800
Carga do veículo e carga dos pedestres	L/1000
Carga do veículo em balanços	L/300
Carga do veículo e carga dos pedestres em balanços	L/375

Fonte: AASHTO (2012) – adaptada

É importante notar que a norma destaca esses critérios como opcionais para a grande maioria dos tipos de pontes, incluindo pontes mistas com múltiplas longarinas retas de aço, deixando a cargo do engenheiro responsável a escolha pela utilização dos referidos critérios. Também merece destaque o fato de que a carga utilizada para o veículo de projeto deve ser majorada pelo devido coeficiente de amplificação dinâmica na determinação dos deslocamentos que serão comparadas com os valores citados.

Para longarinas de aço em seção I e seções caixão, com ou sem elementos na face superior, a norma define como necessário que sejam aplicados os critérios relacionados ao controle dos deslocamentos permanentes através do controle das tensões nas mesas da seção, dispensando, portanto, o uso dos limites de deslocamento citados acima.

Como diretriz opcional para garantir um comportamento adequado em serviço, o proprietário da ponte pode especificar os limites de deslocamento que deverão ser obedecidos no projeto. Quando esta situação ocorre, a norma AASHTO (2012) define que os seguintes princípios devem ser aplicados:

- a) quando se investiga o deslocamento máximo absoluto de sistemas com longarinas retas, todas as faixas de projetos devem ser consideradas carregadas e todos os elementos de suporte devem ser considerados como deslocando-se igualmente;

- b) para sistemas curvos de longarinas em aço com seção em caixão ou seção em I, o deslocamento de cada viga deve ser determinada individualmente, baseada em sua resposta como parte constituinte do sistema;
- c) para pontes mistas, a rigidez da seção transversal de projeto usada na determinação dos deslocamentos deve incluir a largura total da rodovia, bem como os elementos laterais estruturalmente contínuos a estas como, por exemplo, as passarelas laterais;
- d) para sistemas com longarinas retas, a rigidez a flexão da seção mista de uma única viga pode ser tomada como o resultado da rigidez total da seção dividido pelo número de longarinas;
- e) quando se investiga o máximo deslocamento relativo entre as longarinas, o número e a posição das faixas carregadas devem ser selecionados para proporcionar o efeito diferencial mais desfavorável;
- f) a porção da carga accidental da combinação de serviço I da Tabela 3.4.1-1 da AASHTO (2012) deve ser usada, incluindo o coeficiente de amplificação dinâmica, IM;
- g) a carga accidental a ser usada corresponde a: (1) a carga do trem-tipo isolada e (2) 25% da carga do trem-tipo em conjunto com a carga de multidão;
- h) devem ser utilizados os fatores de distribuição de cargas apropriados para o caso analisado [item 3.6.1.1.2 da AASHTO (2012)];
- i) para pontes esconsas pode-se utilizar uma seção reta no cálculo, enquanto que para pontes curvas e pontes curvas e esconsas deve-se utilizar uma seção radial.

Outro critério opcional que a norma AASHTO (2012) indica como meio de garantir que as pontes apresentem um comportamento adequado em serviço é por meio da adoção de relação entre o vão e a altura do sistema. A utilização desse critério visa manter a altura da seção acima de valores que já apresentaram um comportamento indesejável no passado.

Para o caso específico de pontes mistas aço-concreto biapoiadas com múltiplas longarinas de aço na seção transversal, a norma AASHTO (2012) traz as seguintes relações:

- j) altura mínima da seção mista = $0,040L$
- k) altura mínima da viga de aço da seção mista = $0,033L$

Das relações anteriores, L é o vão vencido pela ponte.

2.4.3 Combinações de projeto

De acordo com Mertz (2012b), a norma AASHTO (2012) é baseada na teoria da segurança estrutural, na qual as combinações de resistência são utilizadas para proporcionar um nível uniforme de segurança em todos os elementos estruturais da ponte, independente do tipo de material do qual estes elementos sejam compostos.

Conforme apresenta a norma AASHTO (2012), para que se possam alcançar esses níveis uniformes de segurança e confiabilidade nas obras de arte, as estruturas devem ser verificadas para cada uma das combinações de cargas aplicáveis mostradas a seguir:

- a) Resistência I (*Strength I*): combinação de cargas relacionada ao uso normal da ponte sem a ação das cargas de vento. Em resumo, pode-se dizer que essa combinação é utilizada para a verificação da ponte solicitada aleatoriamente pelo maior veículo de carga utilizado no projeto, considerando improvável a ocorrência simultânea de grandes forças de vento em conjunto com a ação desse veículo;
- b) Resistência II (*Strength II*): combinação de cargas relacionada ao uso da ponte por veículos especiais de projeto indicados pelo proprietário da ponte. Assim como a combinação anterior, para essa combinação também não é considerada a simultaneidade da ação desses veículos especiais com cargas significativas de vento. Conforme apresentado nos comentários da norma, esses veículos somente podem ser considerados como a única carga móvel atuante na ponte caso se tenha meios práticos de garantir essa situação, pois em situação contrária, tais veículos devem ser combinados com o tráfego normal da ponte. Caso o proprietário da ponte não faça a indicação de nenhum veículo especial a ser considerado no projeto, o uso dessa combinação fica dispensado no cálculo;
- c) Resistência III (*Strength III*): combinação de cargas relacionada à exposição da ponte a forças devidas ao vento com velocidade superior à cerca de 90km/h. Tal combinação considera a maior ação de vento que pode ocorrer durante a vida útil da ponte (tomada como 75 anos). Nessa situação, não é considerada a ocorrência simultânea de cargas móveis significativas cruzando a ponte, uma vez que em altas velocidades os veículos tornam-se instáveis e, portanto, tendem a ficar parados durante tal evento;
- d) Resistência IV (*Strength IV*): combinação de cargas relacionada a situações onde o efeito gerado na estrutura por suas cargas permanentes é consideravelmente maior que aquele gerado pelas cargas móveis. Conforme estudos realizados, essa

combinação torna-se a combinação crítica de projeto quando a relação entre os esforços gerados pelas cargas permanentes e as acidentais apresenta valor maior que sete, situação que ocorre quase que exclusivamente em pontes com grandes vãos (acima de 60m). Essa combinação geralmente não é utilizada em relações inferiores ao valor mencionado;

- e) Resistência V (*Strength V*): combinação relacionada ao tráfego normal na ponte ocorrendo simultaneamente à ação de vento com velocidade de 90km/h;
- f) Evento Extremo I (*Extreme Event I*): combinação de cargas em que a ponte está submetida a ações oriundas de efeitos sísmicos;
- g) Evento Extremo II (*Extreme Event II*): combinação de cargas relacionada a ações geradas por gelo (como o acúmulo de neve, por exemplo), a colisões de veículos ou barcos na estrutura e a ações geradas por enchentes, entre outras situações. Com exceção das ações devidas ao gelo, geralmente considera-se que as ações oriundas de choques e enchentes atuam exclusivamente na subestrutura das pontes, ficando a superestrutura da mesma dispensada dessa combinação. Devido a ação conjunta desses eventos citados anteriormente apresentar uma probabilidade de ocorrência extremamente baixa, tais eventos devem ser verificados separadamente;
- h) Serviço I (*Service I*): combinação de cargas relacionada ao uso operacional normal da ponte em conjunto com ação do vento a velocidade de 90km/h. Tal combinação também é aplicada no controle da fissuração para componentes em concreto armado e para o controle das tensões de compressão em elementos feitos em concreto protendido;
- i) Serviço II (*Service II*): combinação de cargas utilizada para evitar o escoamento de elementos de aço e o deslizamento em ligações parafusadas por atrito devido à atuação das ações móveis de projeto;
- j) Serviço III (*Service III*): combinação de cargas utilizada no controle da tração e fissuração em elementos da superestrutura feitos em concreto protendido;
- k) Serviço IV (*Service IV*): combinação de cargas utilizada no controle da tração e fissuração apenas em colunas feitas em concreto protendido. O efeito da tração nesses elementos é gerado devido às ações do vento, sendo essa verificação dispensada para elementos não governados por tais ações;
- l) Fadiga I (*Fatigue I*): combinação de cargas utilizada na verificação da fadiga e fratura em pontes, considerando que a ponte apresenta vida útil infinita à fadiga;

m) Fadiga II (*Fatigue II*): combinação de cargas utilizada nas verificações de fadiga e fratura em pontes, considerando que a ponte apresenta vida útil finita à fadiga durante um período de 75 anos.

Nos Quadros 3, 4 e 5 são reproduzidas as Tabelas 3.4.1-1, 3.4.1-2 e 3.4.1-3 da norma AASHTO (2012), respectivamente. As ações apresentadas nesses quadros são:

CR = Ações provocadas pela fluência;

DD = Carga gerada pelo atrito negativo em estacas;

DC = Peso próprio dos elementos;

DW = Carga permanente da pavimentação e seus acessórios;

EH = Pressão horizontal do solo;

EL = Ações oriundas dos processos construtivos (como macaqueamentos);

ES = Ação provocada por sobrecarga no solo;

EV = Pressão vertical gerada pelo peso próprio de preenchimentos em terra;

PS = Forças secundárias devido ao pós-tensionamento (concreto protendido);

SH = Ações geradas por retração;

BL = Ações geradas por explosões;

BR = Força de frenagem dos veículos;

CE = Força centrífuga dos veículos;

CT = Força de colisão de veículos na estrutura da ponte;

CV = Força de colisão de embarcações na estrutura da ponte;

EQ = Ações sísmicas;

FR = Ações causadas por atrito;

IC = Cargas de gelo (colisão de geleiras na ponte, acúmulos de neve, etc.);

IM = Coeficiente de amplificação dinâmica;

LL = Carga móvel dos veículos de projeto;

LS = Sobrecarga causada pelas cargas móveis;

PL = Ação acidental causada por pedestres;

SE = Ações provocadas por recalques;

TG = Ações provocadas por gradiente de temperatura na estrutura;

TU = Ações provocadas por variação uniforme de temperatura;

WA = Ações geradas pela água e pressão da corrente;

WL = Ação do vento nos veículos que atravessam a ponte;

WS = Ação do vento na estrutura da ponte.

Quadro 3: Combinações de cargas e fatores de ponderação

Combinação/ Estado Limite	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Apenas uma ação na combinação				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistência I (exceto indicado)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistência II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistência III	γ_p	-	1,00	1,4 0	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistência IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Resistência V	γ_p	1,35	1,00	0,4 0	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00
Serviço I	1,00	1,00	1,00	0,3 0	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Serviço II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Serviço III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Serviço IV	1,00	-	1,00	0,7 0	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-	-	-
Fadiga I - LL, IM e CE apenas	-	1,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fadiga II - LL, IM e CE apenas	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: AASHTO (2012) – adaptada

Quadro 4: Fatores de carga para ações permanentes, γ_p

Tipo de carga, tipo de fundação e Método usado para calcular o atrito negativo em estacas		Fator de carga	
		Máximo	Mínimo
DC: Componentes e acessórios		1,25	0,90
DC: Apenas para Resistência IV		1,50	0,90
DD: Atrito negativo em estacas	Estacas, Método α Tomlinson	1,40	0,25
	Estacas, Método λ	1,05	0,30
	Estacas perfuradas, Método de O'Neill e Reese (1999)	1,25	0,35
DW: Superfície de desgaste e utilidades		1,50	0,65
EH: Pressão horizontal de terra			
▪ Ativa		1,50	0,90
▪ De repouso		1,35	0,90
▪ AEP para paredes ancoradas		1,35	N/A
EL: Tensões confinantes de construção		1,00	1,00
EV: Pressão vertical de terra			
▪ Estabilidade global		1,00	N/A
▪ Paredes de contenção e apoios de cabeceiras		1,35	1,00
▪ Estrutura rígida enterrada		1,30	0,90
▪ Estruturas rígidas		1,35	0,90
▪ Estruturas flexíveis enterradas			
◦ Galerias metálicas com corrugações profundas		1,50	0,90
◦ Galerias termoplásticas		1,30	0,90
◦ Demais tipos		1,95	0,90
ES: Sobre carga de terra		1,50	0,75

Fonte: AASHTO (2012) – adaptada

Quadro 5: Fatores de carga para ações permanentes devido a deformações sobrepostas, γ_p

Componente da ponte	PS	CR, SH
Superestruturas - Subestruturas segmentadas de concreto suportando superestruturas segmentadas	1,0	Ver γ_p para DC
Superestruturas de concreto - não-segmentadas	1,0	1,0
Subestruturas suportando superestruturas não-segmentadas		
▪ Usando I_g	0,5	0,5
▪ Usando $I_{efetivo}$	1,0	1,0
Subestruturas de aço	1,0	1,0

Fonte: AASHTO (2012) – adaptada

2.4.4 Coeficiente de amplificação dinâmica (IM)

O coeficiente de amplificação dinâmica IM, também conhecido como coeficiente de impacto, ou simplesmente impacto, é um fator de aumento das cargas estáticas dos trens-tipo

usados para levar em conta os efeitos dinâmicos dessas cargas quando em movimento. Esses efeitos dinâmicos são basicamente atribuídos a duas fontes:

- a) efeito de martelamento, que é a resposta dinâmica do conjunto de rodas ao andar em superfícies com descontinuidades como, por exemplo, em juntas entre tabuleiros e pistas com pavimentação deteriorada;
- b) resposta dinâmica da ponte como um todo, quando da passagem de veículos, que pode ser devido a grandes ondulações nos pavimentos da rodovia ou mesmo à excitação ressonante da ponte como resultado da pequena diferença entre a frequência natural da ponte e do veículo que a solicita.

O coeficiente de amplificação dinâmica varia de acordo com o tipo de elemento e verificação que se está avaliando, conforme mostra o Quadro 6. O fator que deve ser usado no projeto da ponte, considerando a amplificação dinâmica, é dado pela seguinte equação:

$$I = (1 + IM) \quad (5)$$

Quadro 6: Valores para IM

Componente	IM
Juntas no tabuleiro - Todos os estados limites	0,75
Todos os outros componentes:	
Estado limite de Fratura e Fadiga	0,15
Todos os demais estados limites	0,33

Fonte: AASHTO (2012) – adaptada

É importante destacar que a amplificação dinâmica nunca é aplicada às cargas uniformemente distribuídas na superestrutura da ponte, ficando sua aplicação restrita apenas aos veículos-tipo de projeto.

2.4.5 Forças devidas ao vento na ponte

As pressões de vento determinadas pelas considerações da norma AASHTO (2012) são causadas por uma velocidade básica de vento de cerca de 45m/s. As forças devidas ao vento são consideradas como uniformemente distribuídas na superfície frontal na direção considerada para o vento.

Para pontes localizadas a uma altura maior que cerca de 9,1m acima do nível mais baixo do solo ou do nível da água, a velocidade de vento de projeto, V_{DZ} , deve ser ajustada conforme a Equação 6:

$$V_{DZ} = 2,5V_0 \left(\frac{V_{30}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (6)$$

Sendo:

V_{DZ} = Velocidade de vento de projeto na elevação Z (em m/s).

V_{30} = Velocidade do vento a 9,1m de altura do nível do solo ou da água (em m/s). Este valor pode ser tomado de acordo com alguns critérios indicados na norma, ou de maneira simplificada como 45m/s.

V_B = Velocidade básica do vento de 45m/s a 9,1m de altura.

Z = Elevação da estrutura (em m), medida do nível mais baixo do solo ou nível da água, para a qual o vento está sendo calculado.

V_0 = Velocidade de atrito (de acordo com o Quadro 7).

Z_0 = Comprimento de atrito dos obstáculos na direção do vento, conforme apresentado no Quadro 7.

Quadro 7: Valores de V_0 e Z_0 em função da rugosidade do terreno

Condição	Campo aberto	Suburbano	Cidade
V_0 (m/s)	3,67	4,87	5,37
Z_0 (m)	0,07	1,00	2,50

Fonte: AASHTO (2012) – adaptada

2.4.5.1 Ação do vento na estrutura:

A força devida ao vento na estrutura é o resultado do produto da pressão dinâmica do vento pela superfície frontal da estrutura exposta à sua ação.

Conforme a norma AASHTO (2012), o cálculo da pressão dinâmica atuante na estrutura é dado pela seguinte equação:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (7)$$

Sendo:

P_B = Pressão básica do vento, dada conforme o Quadro 8:

Quadro 8: Valores de P_B correspondentes a $V_B = 45\text{m/s}$

Superestrutura/ Componente	Carga no barlavento (kN/m^2)	Carga no sotavento (kN/m^2)
Treliças, colunas e arcos	2,39	1,20
Vigas	2,39	N.A.
Superfícies planas largas	1,92	N.A.

Fonte: AASHTO (2012) – adaptada

Para o caso em que se analise a força devido ao vento em um sentido diferente ao perpendicular à estrutura, são apresentados, no Quadro 9, os valores de P_B que devem ser utilizados na determinação das cargas (transversais e longitudinais) que atuam juntas na ponte. Os ângulos citados nesse quadro são referentes ao eixo perpendicular ao sentido longitudinal da ponte.

Quadro 9: Valores de P_B para vários ângulos de incidência do vento com $V_B = 45\text{m/s}$

Ângulo do vento ($^\circ$)	Treliças, colunas e arcos		Vigas longitudinais	
	Carga lateral (kN/m^2)	Carga longitudinal (kN/m^2)	Carga lateral (kN/m^2)	Carga longitudinal (kN/m^2)
0	3,59	0,00	2,39	0,00
15	3,35	0,57	2,11	0,29
30	3,11	1,34	1,96	0,57
45	2,25	1,96	1,58	0,77
60	1,15	2,39	0,81	0,91

Fonte: AASHTO (2012) – adaptada

Uma vez conhecidos os valores das pressões dinâmicas para os diferentes ângulos, deve ser escolhida a direção do vento de projeto, que é aquela que produzir os esforços solicitantes máximos na estrutura ou no componente avaliado. É importante destacar ainda que a carga do vento nas longarinas da ponte, calculada pela pressão dinâmica de projeto, não pode ter valor inferior a $4,4\text{kN/m}$.

2.4.5.2 Ação do vento nos veículos:

Segundo a norma AASHTO (2012), quando os veículos estão presentes na ponte com velocidade do vento abaixo de cerca de 90km/h, a pressão dinâmica do vento deve ser aplicada tanto à estrutura quanto aos veículos. A pressão do vento nos veículos é representada por uma carga móvel horizontal de 1,46kN/m que atua a uma altura do nível da pista de 1,8m e que deve ser transmitida à superestrutura da ponte.

Para os casos em que o vento que atua nos veículos possuir um ângulo diferente do perpendicular à estrutura, os valores das ações a serem transmitidas pelos veículos à superestrutura nos sentidos longitudinal e transversal, simultaneamente, serão apresentados no Quadro 10. Os ângulos citados nesse quadro também se referem ao eixo perpendicular ao sentido longitudinal da ponte.

Quadro 10: Componentes longitudinal e transversal para ação do vento nos veículos

Ângulo do vento (°)	Componente perpendicular (kN/m)	Componente paralelo (kN/m)
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

Fonte: AASHTO (2012) – adaptada

2.4.5.3 Pressão vertical do vento:

No cálculo da ponte deve-se considerar uma pressão de vento direcionada para cima no valor de aproximadamente 1kN/m², atuando em toda a largura da superestrutura, incluindo nesta as larguras de acostamentos e barreiras laterais, que devem ser consideradas no modelo de cálculo como uma carga linear aplicada longitudinalmente a um quarto da largura da superestrutura a partir da superfície de barlavento.

Essa ação deve ser considerada apenas para as combinações de cargas Resistência III e Serviço IV em conjunto com as demais cargas horizontais do vento, mas somente quando a direção do vento de projeto na ponte é perpendicular a seu eixo longitudinal. Essa carga pode ser a carga crítica de projeto quando se investiga a torção no tabuleiro da ponte.

2.4.5.4 Instabilidade aerodinâmica:

Conforme descrito pela norma AASHTO (2012), os efeitos gerados pelas forças aeroelásticas são de grande importância no cálculo de pontes ou de componentes analisados tidos como sensíveis ao vento, que são expressos simplificada e pela relação entre o vão da ponte e sua altura de tabuleiro, apresentando um valor de relação superior a 30.

2.4.6 Fatores de presença múltipla de cargas móveis

Os fatores de presença múltipla das cargas móveis (m) são utilizadas para levar em conta a probabilidade de múltiplas faixas de rolamento da ponte estarem simultaneamente submetidas ao carregamento móvel máximo considerado no projeto. Tais fatores são apresentados na Tabela 3.6.1.1.2-1 da norma AASHTO (2012), sendo reproduzidos no Quadro 11.

Quadro 11: Fatores de presença múltipla das cargas móveis

Número de faixas carregadas	Fator de presença múltipla, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Fonte: AASHTO (2012) – adaptada

Os valores indicados no referido quadro obrigatoriamente devem ser aplicados quando se investiga o efeito de apenas uma faixa carregada e, facultativamente, podem ser usados quando se investiga o efeito de três ou mais faixas carregadas simultaneamente. No entanto, independente do número de faixas carregadas, há dois casos em que esses fatores não devem ser utilizados, sendo eles:

- quando os fatores de distribuição das cargas móveis são calculados de acordo com os itens 4.6.2.2 ou 4.6.2.3 da norma AASHTO (2012), exceto onde a regra de alavanca for utilizada ou onde requisitos especiais para longarinas externas são usados. A dispensa do uso de m está no fato de que as equações indicadas nos referidos itens já são ajustadas para levar em conta os efeitos de presença múltipla das cargas móveis;

- b) quando da avaliação do estado limite de fadiga, no qual apenas um veículo de projeto é utilizado, independente do número de faixas da ponte.

Quando, para fins de determinação do valor de m , forem previstas para pontes cargas de ocupação de pedestres, estas podem ser consideradas como uma faixa de tráfego carregada, o que acarreta numa diminuição do valor de m na combinação das cargas. Essa adoção é válida pelo fato de se considerar como remota a possibilidade de ocupação simultânea entre o máximo veículo de projeto e uma densa carga de pessoas. É importante notar, entretanto, que o fator de presença múltipla para uma única faixa carregada (valor de 1,20) nunca se aplica a carga de ocupação de pedestres.

2.4.7 Modelo de cálculo

Em pontes, assim como nas demais estruturas, a realização de um bom cálculo estrutural está associada a uma série de fatores influentes, dentre os quais a análise estrutural é o de maior destaque. A modelagem estrutural do sistema que será analisado para a obtenção dos esforços solicitantes é uma etapa crucial do processo, uma vez que é a partir dos resultados dessa etapa que todos os trabalhos subsequentes serão realizados. Portanto, erros nos esforços tomados para o dimensionamento dos elementos podem, inclusive, resultar em efeitos catastróficos ao sistema.

Conforme explicita a norma AASHTO (2012), a modelagem matemática das pontes deve incluir a geometria, as cargas e o comportamento dos materiais que serão utilizados na estrutura, bem como uma previsão do comportamento das fundações da obra quando possível. A escolha do modelo de cálculo adotado é função do estado limite que será investigado, dos esforços que estão sendo calculados e da precisão requerida.

Embora se saiba que todas as estruturas de pontes sejam tridimensionais, em sistemas de baixa complexidade (como sistemas de longarinas retas biapoiadas, por exemplo) a modelagem matemática da estrutura pode ser reduzida a um sistema muito mais simples fazendo-se uso de alguns fatores de modificação indicados pela norma AASHTO (2012). Em estruturas com grau elevado de complexidade (como as estruturas pênséis e as estaiadas) a possibilidade de realização de simplificações para facilitar sua análise é descartada, sendo necessária, nestes casos, a elaboração de um modelo de cálculo muito mais complexo e rico em detalhes para a previsão de seu comportamento. É importante destacar que a escolha do grau de refinamento do modelo de cálculo é uma das responsabilidades do engenheiro

estrutural que deve, portanto, conhecer todos os campos de aplicação e limitações dos modelos simplificados disponíveis.

Tendo em vista a trivialidade do modelo de pontes estudado neste trabalho (pontes mistas com longarinas retas paralelas de aço), optou-se pela utilização de um modelo de cálculo mais simplificado. A principal vantagem pela escolha mencionada está no fato de esta possibilitar a realização dos cálculos de uma maneira muito mais fácil e direta.

2.4.7.1 Fatores de carga móvel para as longarinas:

Um método aproximado de análise definido pela norma AASHTO (2012) para pontes com laje vinculada a múltiplas longarinas horizontais (*Beam-Slab bridges*) consiste em analisar uma viga para a carga móvel de projeto e fazer a distribuição dos esforços obtidos para as longarinas da seção transversal da ponte (de acordo com sua posição no tabuleiro) por meio da utilização de fatores de distribuição (g).

Esses fatores de distribuição foram desenvolvidos tendo-se em conta o tipo de seção transversal e os materiais constituintes da ponte. Conforme previamente comentado, estão inclusos nesses fatores o coeficiente de presença múltipla das cargas móveis (m), dispensando o uso deste coeficiente quando se utilizam as equações indicadas pela norma para o cálculo de g (exceto quando se faz o uso da regra da alavanca).

Para o caso de pontes mistas com múltiplas longarinas de aço na seção transversal e laje do tabuleiro em concreto, que se encaixa na tipologia de estrutura (a) da tabela 4.6.2.2.1-1 da norma AASHTO (2012), reproduzida na sequência como Figura 18, a norma prevê a utilização dos coeficientes de distribuição dos esforços (g) apresentados no Quadro 12. Das equações apresentadas nessa tabela, K_g representa o parâmetro de rigidez longitudinal dado pelas seguintes equações:

$$K_g = n(I + Ae_g^2) \quad (8)$$

$$n = E_B/E_D \quad (9)$$

Sendo:

E_B = Módulo de elasticidade longitudinal do material das longarinas;

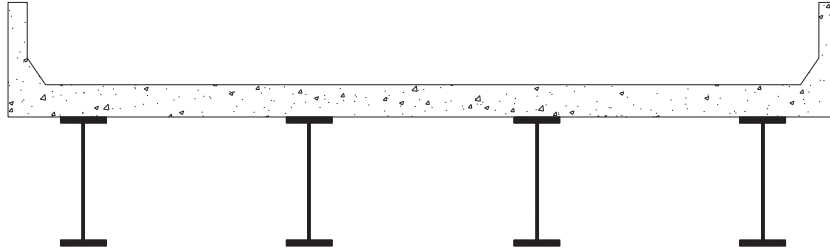
E_D = Módulo de elasticidade longitudinal do material da laje do tabuleiro;

I = Momento de inércia da longarina de aço isolada;

A = Área da seção transversal da longarina de aço isolada;

e_g = Distância entre os centros de gravidade da longarina e da laje do tabuleiro.

Figura 18: Vista da tipologia de pontes avaliadas deste trabalho



Fonte: Autor

No que se refere às variáveis apresentadas no Quadro 12, as mesmas são:

S = Espaçamento transversal entre o eixo das longarinas;

t_s = Espessura do concreto da laje do tabuleiro (apenas da parte estrutural);

L = Vão das longarinas;

d_e = Distância horizontal, no nível da laje do tabuleiro, entre a linha de centro da alma da longarina externa e a face interna da barreira lateral;

N_g = Número de longarinas presentes na seção transversal da ponte.

K_g = Parâmetro de rigidez longitudinal

Para aplicação nas equações do Quadro 12, as variáveis S , t_s , L e d_e devem ser usadas na unidade de milímetros (mm).

Quadro 12: Valores dos coeficientes de distribuição dos efeitos da carga móvel, g, para longarinas de pontes mistas aço-concreto

Esforço solicitante/posição das longarinas	Uma faixa de projeto carregada	Duas ou mais faixas de projeto carregadas	Condições de aplicação
Fator de distribuição para momento fletor nas longarinas internas	$0,06 + (S/4300)^{0,4} (S/L)^{0,3} (K_g/Lt_s)^{0,1}$	$0,075 + (S/2900)^{0,6} (S/L)^{0,2} (K_g/Lt_s)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900mm$ $110 \leq t_s \leq 300mm$ $6000 \leq L \leq 73000mm$ $N_g \geq 4$ $4(10)^9 \leq K_g \leq 3(10)^{12} mm^4$
	Usar o menor entre os valores obtidos das equações acima considerando Ng=3 e a regra da alavanca		Ng = 3
Fator de distribuição para momento fletor nas longarinas externas	Regra da alavanca	$g = e g_{vigas\ internas}$ $e = 0,77 + (d_e/2800)$	$-300 \leq d_e \leq 1700mm$
		Usar o menor entre o valor obtido da equação acima considerando Ng = 3 e a regra da alavanca	Ng = 3
Fator de distribuição para cisalhamento nas longarinas internas	$0,36 + (S/7600)$	$0,2 + (S/3600) - (S/10700)^2$	$1100 \leq S \leq 4900mm$ $110 \leq t_s \leq 300mm$ $6000 \leq L \leq 73000mm$ $N_g \geq 4$
	Regra da alavanca	Regra da alavanca	Ng = 3
Fator de distribuição para cisalhamento nas longarinas externas	Regra da alavanca	$g = e g_{vigas\ internas}$ $e = 0,6 + (d_e/3000)$	$-300 \leq d_e \leq 1700mm$
		Regra da alavanca	Ng = 3

Fonte: AASHTO (2012) – adaptada

É importante destacar também que o valor de L para uso nas equações do Quadro 12 deve ser tomado conforme indica o Quadro 13.

Quadro 13: Valores dos coeficientes de L para cálculo de g .

Efeito solicitante	L (cm)
Momento fletor positivo	O comprimento do vão para o qual o momento está sendo calculado
Momento negativo - próximo a suportes intermediários de vãos contínuos, de um ponto de contraflexão a outro ponto de contraflexão causados por cargas uniformemente distribuída em todos os vãos	O comprimento médio dos dois vãos adjacentes
Momento negativo - outras posições que não sejam suportes intermediários de vãos contínuos	O comprimento do vão para o qual o momento está sendo calculado
Cisalhamento	O comprimento do vão para o qual o cisalhamento está sendo calculado
Reações nos apoios exteriores	O comprimento dos vão externo
Reações nos apoios intermediários em vãos contínuos	O comprimento médio dos dois vãos adjacentes

Fonte: AASHTO (2012) – adaptada

Outra consideração importante a ser feita é a de que para pontes com travamentos transversais entre as longarinas, os valores dos fatores de distribuição para momento fletor e cisalhamento nas longarinas externas não devem ser tomados como sendo inferiores àqueles obtidos assumindo-se que a seção transversal da ponte deforma-se e rotaciona-se como uma seção rígida. A determinação desse valor mínimo para comparação é dada pela Equação 10, na qual já está incorporado o coeficiente de presença múltipla das cargas móveis (m).

$$R = m \left(\frac{N_L}{N_g} + \frac{X_{ext} \sum_1^{N_L} e}{\sum_1^{N_b} x^2} \right) \quad (10)$$

Sendo:

m = Fator de presença múltipla das cargas móveis;

N_L = Número de faixas de tráfego consideradas carregadas;

N_g = Número de longarinas presentes na seção transversal da ponte;

X_{ext} = Distância horizontal do centro de gravidade do conjunto de longarinas à longarina externa;

e = Excentricidade de um veículo de projeto ou de uma carga de faixa com relação ao centro de gravidade do conjunto de longarinas;

x = Distância horizontal de cada longarina ao centro de gravidade do conjunto de longarinas;

Quando a ponte for solicitada pelo tráfego de um veículo especial em uma faixa, simultaneamente ao tráfego normal nas demais faixas da rodovia, a norma AASHTO (2012) prevê que o esforço final transmitido às longarinas de aço seja dado pela seguinte equação:

$$G = G_p \left(\frac{g_1}{Z} \right) + G_D \left(g_m - \frac{g_1}{Z} \right) \quad (11)$$

Sendo:

G_p = Esforço originado pela passagem do veículo especial;

g_1 = Fator de distribuição da carga móvel para uma faixa carregada;

Z = Fator tomado igual a 1,20 quando não se utiliza a regra da alavanca; e 1,0 quando se utiliza a regra da alavanca na determinação do fator de distribuição das cargas móveis para apenas uma faixa de tráfego carregada;

G_D = Esforço gerado pelas ações de cálculo;

g_m = Fator de distribuição das cargas móveis em múltiplas faixas de tráfego.

No entanto, a Equação 11 não deve ser utilizada nos seguintes casos:

- para determinado tipo de esforço, é especificado a determinação do valor do fator de distribuição das cargas móveis pela regra da alavanca, tanto para uma como para múltiplas faixas carregadas;
- quando o valor utilizado para o fator de distribuição das cargas móveis nas longarinas externas for aquele calculado utilizando-se a Equação 10.

2.4.8 Distribuição lateral das forças devidas ao vento

Para pontes com múltiplas longarinas de aço, a ação das forças devidas ao vento na estrutura ocorre nas longarinas externas. Para efeito de cálculo, a seção dessas longarinas é

dividida ao meio e fica a cargo das mesas superior e inferior a transmissão desses esforços por flexão até os pontos de travamento mais próximos. São considerados como pontos de travamento os nós dos contraventos horizontais ou a localização dos travamentos transversais (viga de alma cheia ou treliça) entre as longarinas, quando a laje apresenta o comportamento de diafragma rígido.

No caso de pontes mistas aço-concreto, quando as longarinas e a laje já estão trabalhando de forma solidária, a soma da ação do vento aplicada na metade superior da viga, na laje, nas barreiras laterais e nos veículos deve ser considerada como sendo diretamente transmitida à laje da ponte, que irá trabalhar como um diafragma rígido na transmissão dessas ações aos suportes.

A transmissão das ações dos pontos de travamento até os pontos de suporte da ponte é realizada por um dos seguintes caminhos:

- a) comportamento de treliça do sistema de contraventos horizontais no plano da mesa na qual se vincula;
- b) ação de pórtico do sistema de travamento transversal na transmissão das ações até a laje ou até o sistema de contravento fixo na outra mesa do perfil, a fim de que as ações sejam encaminhadas aos suportes;
- c) flexão lateral da mesa solicitada pela ação do vento e todas as demais que atuam no mesmo plano transmitindo as forças para as extremidades do vão da viga. Essa é uma situação típica a ser verificada em pontes mistas que não apresentam sistema de contraventos horizontais durante a etapa de construção, ou seja, a laje do tabuleiro não está solidária às longarinas de aço e, nessa fase, fica impossibilitada de exercer a função de diafragma.

A força do vento atuante nas mesas das longarinas externas, W (em kN/m) é calculada de acordo com a seguinte equação:

$$W = \frac{\eta_i \gamma P_D d}{2000} \quad (12)$$

Sendo:

P_D = pressão dinâmica do vento (em kN/m²);

γ = coeficiente de ponderação da combinação utilizada;

d = altura da viga (em mm);

η_i = modificador da ação relacionado à ductilidade, redundância estrutural e importância operacional da ponte.

A determinação do máximo momento fletor na mesa carregada para os caminhos de cargas indicados nas alíneas a e b é dada pela seguinte equação:

$$M_W = \frac{W(L_b/1000)^2}{10} \quad (13)$$

Já para o caminho de carga indicado na alínea c, o máximo momento fletor na mesa carregada é dado pela seguinte equação:

$$M_W = \frac{W(L_b/1000)^2}{10} + \frac{W(L/1000)^2}{8N_b} \quad (14)$$

Das equações anteriores, tem-se que:

M_w = máximo momento fletor (em kN.m);

L = comprimento do vão (em mm);

L_b = distância entre os pontos de travamento (em mm);

N_b = número de longarinas na seção da ponte.

Conforme indica a norma AASHTO (2012), a Equação 14 baseia-se na consideração de que os travamentos transversais atuam como tirantes que transmitem as ações das mesas externas para as mesas adjacentes. Caso não haja travamentos transversais na seção da ponte, o primeiro termo da equação deve ser tomado como 0,0 e N_b deve assumir o valor de 1,0.

A força horizontal aplicada a cada ponto de travamento, P_w (em kN), é calculada por:

$$P_w = W(L_b/1000) \quad (15)$$

Caso o ponto de travamento absorva as ações oriundas das duas mesas da seção, o cálculo dos elementos de travamento deve ser realizado considerando uma força de $2P_w$.

2.4.9 Procedimento de cálculo

Um fluxograma mostrando as etapas de projeto percorridas durante o desenvolvimento do cálculo estrutural de uma ponte mista aço-concreto é apresentado no Apêndice A. Já nos Apêndices B, C e D são mostrados os fluxogramas das etapas de projeto 1, 2 e 3, respectivamente, que correspondem à coleta das informações e ao cálculo dos elementos principais das pontes mistas aço-concreto. Nesses fluxogramas são indicados também os itens bases da norma AASHTO (2012) que conduzem às referidas verificações.

Todos os fluxogramas dos Apêndices de A a D foram desenvolvidos tendo como base aqueles mostrados por Baker (2003).

2.5 Veículos brasileiros de projeto

Um dos objetivos principais do desenvolvimento desse trabalho, conforme comentado anteriormente, está no fato de que o mesmo venha a servir como base para obtenção de relações de pré-dimensionamento que conduzam ao projeto de longarinas mistas com custo mínimo para a ponte, especialmente direcionadas à aplicação em pontes feitas no Brasil. Logo, o carregamento móvel utilizado nas análises não será aquele apresentado pela norma AASHTO (2012), mas sim o indicado pela norma ABNT NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.

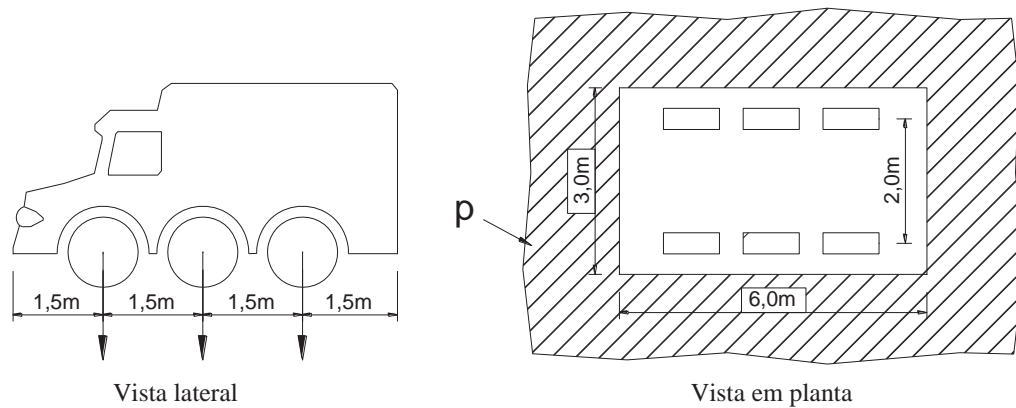
Por cargas móveis denomina-se o sistema de cargas representativo dos valores característicos de carregamentos provenientes do tráfego, ao qual a estrutura estará sujeita quando em serviço. Essas cargas móveis podem também ser denominadas por “trem-tipo”.

Conforme apresenta a norma ABNT NBR 7188:2013, os trens-tipo constituem-se pela ação conjunta do veículo-tipo de projeto e de cargas uniformemente distribuídas sobre a área da superestrutura. A área ocupada pelos veículos-tipo é suposta como retangular e possui as dimensões de 3m de largura e 6m de comprimento, sendo circundada pelas cargas uniformemente distribuídas conforme mostra a Figura 19. As cargas móveis indicadas pela norma para uso nos projetos são as seguintes:

- a) TB-450: carregamento que corresponde a um veículo-tipo com peso total de 450kN, distribuído em três eixos afastados entre si em 1,50m com $P=75\text{kN}$ por roda e circundado por uma carga uniformemente distribuída e constante de valor $p=5\text{kN/m}^2$. Esse trem-tipo é indicado como a carga móvel rodoviária padrão;

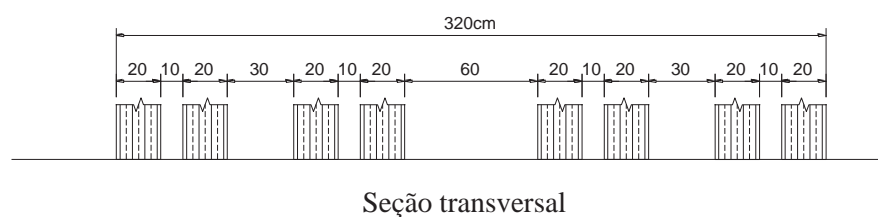
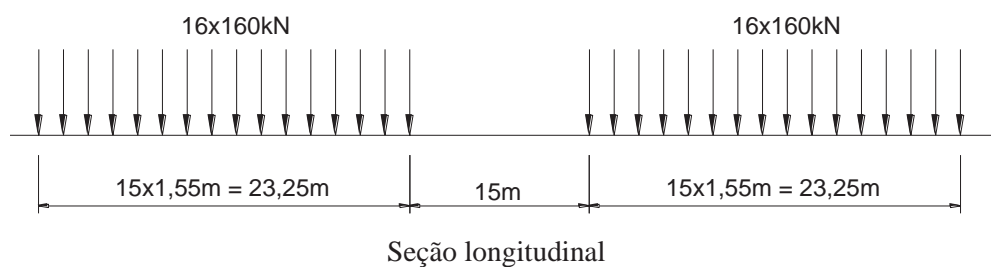
- b) TB-240: carregamento que corresponde a um veículo-tipo com peso total mínimo de 240kN, distribuído em três eixos afastados entre si em 1,50m com $P=40\text{kN}$ por roda e circundado por uma carga uniformemente distribuída e constante de valor $p=4\text{kN/m}^2$. Esse trem-tipo é indicado para obras particulares ou estradas vicinais;
- c) cargas de veículo especial: o veículo especial indicado pela norma apresenta um peso total de 5120kN, sendo definido conforme apresentado na Figura 20. Segundo indicação da referida norma, a consideração desse carregamento deverá ser feita sob condições restritas de tráfego na ponte, de ações climáticas (vento) e de velocidade de deslocamento do veículo.

Figura 19: Veículos-tipo definidos pela ABNT NBR 7188:2013



Fonte: ABNT NBR 7188:2013 (adaptada)

Figura 20: Veículo especial de projeto da ABNT NBR 7188:2013, com carga total de 5120kN



Fonte: ABNT NBR 7188:2013 (adaptada)

Para os passeios laterais, a carga uniformemente distribuída utilizada na análise e dimensionamento dos elementos da ponte, concomitantemente com as demais cargas móveis rodoviárias, tem valor de 3kN/m^2 sem qualquer majoração por coeficientes de impacto. A norma ainda define que as peças que suportam esses passeios laterais devem ser verificadas para uma sobrecarga $q=5\text{kN/m}^2$ (já majorada pelo coeficiente de impacto).

2.6 Seção transversal da ponte

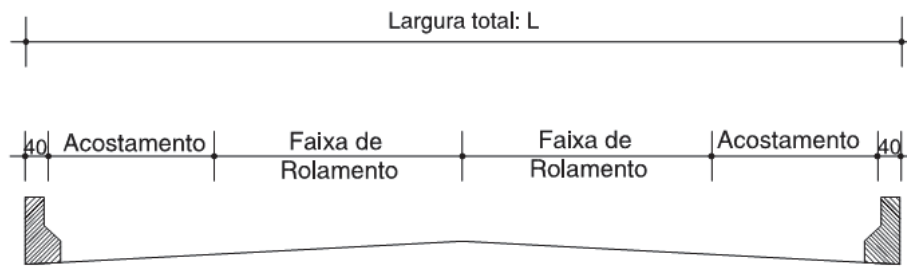
Segundo o DNER (1996), as rodovias têm suas características físicas e geométricas definidas basicamente por dois parâmetros: a classe de projeto (classes 0, I-A, I-B, II, III e IV) e a característica geográfica da região de implantação (que se classifica em plana, ondulada ou montanhosa). O Quadro I do referido manual apresenta tais características em função desses parâmetros.

Ainda segundo o DNER (1996), a largura da seção da obra de arte especial deve ser determinada de forma a conter, em conformidade com a via projetada, os seguintes elementos:

- a) faixa de rolamento;
- b) acostamentos ou faixas de segurança;
- c) faixa de aceleração e desaceleração;
- d) faixa para pedestre;
- e) faixa para ciclista;
- f) elementos de proteção;
- g) tubulações.

A determinação dos itens de *a)* até *e)* é feita em função do tipo de pista que se utiliza para a rodovia, ou seja, se for pista simples (classes I-B, II, III e IV) ou dupla (classes 0 e I-A). Na Figura 21 e no Quadro 14 são apresentadas a seção transversal das obras de arte especiais e um comparativo entre as dimensões da rodovia e da obra de arte especial (O.A.E), respectivamente, para as rodovias de pista simples. Na Figura 22 e no Quadro 15 são apresentados esses mesmos parâmetros para obras de arte especiais em rodovias de pista dupla.

Figura 21: Seção transversal de obra de arte especial de pista simples



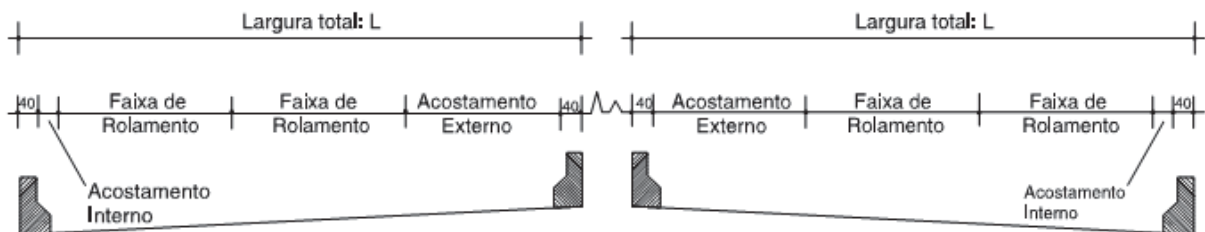
Fonte: DNER (1996) – adaptada

Quadro 14: Comparativo de dimensões entre rodovia e obra de arte especial de pista simples

Elemento	Classe de Projeto							
	I-B (cm)		II (cm)		III (cm)		IV (cm)	
	Rodovia	O.A.E	Rodovia	O.A.E	Rodovia	O.A.E	Rodovia	O.A.E
Acostamento	300/250	250	250/200	250	250/150	150	150/80	150
Faixa de Rolamento	360/350	350	360/330	350	350	350	300	300
Largura total (L)		1280		1280	1280	1080		980

Fonte: DNER (1996) - adaptada

Figura 22: Seção transversal de obra de arte especial de pista dupla



Fonte: DNER (1996) – adaptada

Quadro 15: Comparativo de dimensões entre rodovia e obra de arte especial de pista dupla

Elemento	Classe de Projeto			
	0 (cm)		I-A (cm)	
	Rodovia	O.A.E	Rodovia	O.A.E
Faixa de Rolamento	375/360	375	360/350	360
Acostamento externo	300	300	300/250	300
Acostamento interno	120/50	60	120/50	60
Largura total (L)		1190		1160

Fonte: DNER (1996) - adaptada

Tradicionalmente, a grande maioria das obras de arte executada no Brasil apresenta pavimentação em concreto. Uma das razões para sua ampla utilização está no fato de que, nos primórdios, quase sempre as obras de arte eram construídas antes das rodovias, devendo, imediatamente após a sua construção, permitir o tráfego de veículos pesados.

Segundo o DNER (1996), a pavimentação rígida em concreto exige cuidados especiais de execução como tratamento adequado da superfície do concreto da laje estrutural, utilização de uma espessura mínima de 7cm, execução de juntas de contração e de construção e observância de cura cuidadosa e prolongada. Além disso, o concreto utilizado na pavimentação deve ter, entre outras características específicas, $f_{ck} \geq 30\text{MPa}$.

A substituição da pavimentação em concreto é difícil, demorada e causa grandes transtornos ao tráfego. Uma maneira de contornar esse problema é por meio da utilização de recapeamentos em concreto asfáltico que devem ser limitados a apenas um para não sobrecarregar desnecessariamente a estrutura, ou seja, havendo a necessidade de novo recapeamento o anterior deve ser totalmente removido (DNER, 1996).

A consideração da carga oriunda do recapeamento é definida segundo o item 7.1.2 da norma ABNT NBR 7187:2003, na qual é indicado o valor de 2kN/m^2 para a referida ação. Ainda segundo esse mesmo item da norma, a consideração dessa carga adicional pode ser dispensada a critério do proprietário da obra no caso de pontes de grandes vãos.

Quando se opta pelo uso de pavimentos flexíveis (asfalto), deve-se determinar a espessura do mesmo em função do fluxo de veículos previsto para a rodovia. O DNER (1996) estabelece as seguintes espessuras em função do número de operações do eixo padrão (N) como sendo mínimas:

- a) tráfego com $N < 10^6 = 5,0\text{cm}$
- b) tráfego com $N > 10^6 = 7,0\text{cm}$

3 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA DE OTIMIZAÇÃO

3.1 Minimização do custo por metro da ponte

Uma vez que já sejam conhecidas as características de projeto de determinada ponte (como o vão e a largura do tabuleiro, por exemplo), a comparação entre o custo por metro de diferentes soluções dentro de um mesmo sistema deve ser feita somando-se as parcelas de custo dos elementos que podem sofrer variação durante a etapa do cálculo estrutural. Para o caso de pontes mistas aço-concreto com múltiplas longarinas na seção transversal, os custos dos seguintes elementos estruturais devem ser levados em conta:

- a) concreto da laje: custo obtido pela multiplicação do volume de concreto pelo seu preço unitário, no caso de lajes maciças; no caso de lajes com fôrma de aço incorporada, o custo é obtido pela multiplicação do volume de concreto pelo seu preço unitário mais a área de fôrmas pelo seu preço unitário;
- b) armaduras da laje: custo obtido pela multiplicação do peso de armadura consumida pelo preço unitário dessa armadura;
- c) aço das longarinas: custo obtido pela multiplicação do peso do conjunto de longarinas pelo preço unitário desses elementos.

É importante destacar que os preços unitários citados acima devem considerar, além do preço do próprio material em si e do transporte até o local de aplicação, os preços da mão-de-obra envolvida nos processos de montagem da ponte, isto é, a mão de obra para o lançamento do concreto, para a montagem das fôrmas e das armaduras e para a montagem e lançamento das longarinas de aço.

Dentre todos os elementos citados anteriormente, certamente o que representa a maior parte do custo por metro da seção da ponte são as longarinas de aço. As principais razões são as seguintes:

- d) o alto custo dos elementos de aço, que envolvem o material e seu processamento (compra da matéria prima, corte, solda, inspeção, pintura e transporte);
- e) a necessidade de equipes especializadas de montagem;
- f) a necessidade de equipamentos pesados para a montagem dos elementos.

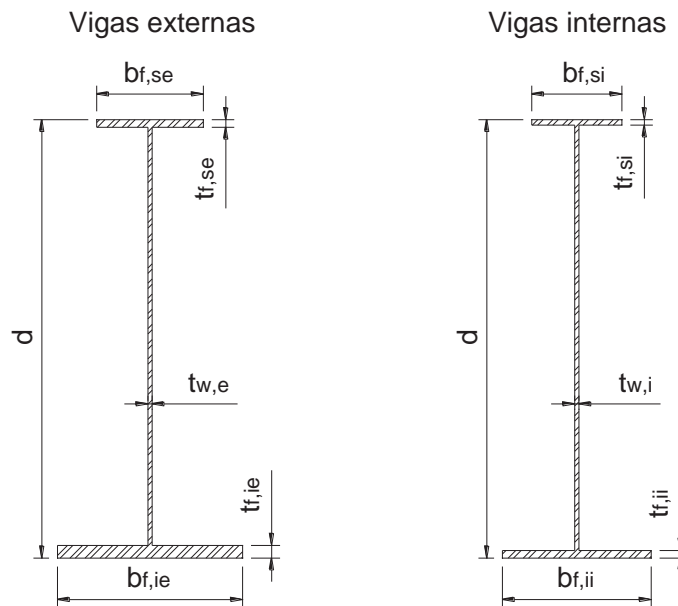
Entende-se, portanto, que buscar a otimização das longarinas de aço da seção da ponte equivale a obter uma solução com custo minimizado para o sistema.

Tendo por base essa consideração, o presente trabalho trata exclusivamente de minimizar o peso por metro do conjunto de longarinas soldadas.

3.2 Variáveis do problema

Na Figura 24 são apresentadas as dimensões da seção transversal das longarinas externas e internas das pontes. Como o peso por metro das longarinas de aço está diretamente associado às dimensões de sua seção transversal, estas serão tomadas como as variáveis do problema de otimização.

Figura 24: Variáveis da seção das longarinas soldadas



Fonte: Autor

As variáveis apresentadas na Figura 24 são as seguintes:

- d : corresponde à altura total das longarinas de aço. Esse parâmetro constitui-se em variável apenas para as longarinas em maior número na seção transversal (longarinas externas para pontes com três longarinas e longarinas internas para os demais casos. Após estudos prévios para pontes com quatro longarinas, percebeu-se que os melhores resultados foram obtidos quando a altura das longarinas foi variada apenas para as longarinas internas). A altura tomada para as longarinas de menor número é a mesma obtida para as de maior número, portanto não se constituindo como uma variável de otimização nesse caso;
- b_f ($b_{f,se}$; $b_{f,ie}$; $b_{f,si}$; $b_{f,ii}$): tratam-se das larguras das mesas superior e inferior das longarinas externas e internas;

- c) t_f ($t_{f,se}$; $t_{f,ie}$; $t_{f,si}$; $t_{f,ii}$): correspondem às espessuras das mesas superior e inferior das longarinas externas e internas;
- d) t_w ($t_{w,e}$; $t_{w,i}$): trata-se da espessura da alma das longarinas externas e internas.

3.3 Função objetivo

A função objetivo tratada nesse estudo é dada pela seguinte equação:

Minimizar:

$$P(x) = \left\{ \begin{array}{l} 2[(d - t_{f,se} - t_{f,ie})t_{w,e} + (b_{f,se}t_{f,se}) + (b_{f,ie}t_{f,ie})] + \\ (N_g - 2)[(d - t_{f,si} - t_{f,ii})t_{w,i} + (b_{f,si}t_{f,si}) + (b_{f,ii}t_{f,ii})] \end{array} \right\} \gamma_{aço} \quad (16)$$

Da Equação 16 tem-se que $P(x)$ representa o peso por metro do conjunto de longarinas na seção transversal da ponte (em kgf/m), N_g o número de longarinas e $\gamma_{aço}$ representa o peso específico do aço [igual a $7,85 \times 10^{-3}$ (kgf/mm³.mm/m)]. As demais variáveis referem-se às dimensões das longarinas internas e externas, conforme previamente apresentado na Figura 24, utilizadas nesta equação com a unidade de *mm* (milímetros).

3.4 Restrições do problema

Uma vez que já se tenha definido as variáveis e a função objetivo do problema de otimização, resta apenas definir as restrições do problema. Estas restrições correspondem aos intervalos de valores que as variáveis podem assumir para que as soluções obtidas sejam aplicáveis na prática.

Para a altura das longarinas é utilizado como valor mínimo (d_{min}) os limites indicados pela norma AASHTO (2012) para garantir que tal dimensão situe-se acima de valores que demonstraram no passado um comportamento indesejado, conforme previamente comentado no item 2.4.2. Como limite superior foi utilizado o valor de 3200mm, tendo por base o fato de que a partir dessa altura o transporte das longarinas se torna demasiadamente caro, necessitando inclusive do acompanhamento de batedores. Dessa forma, tem-se como restrições laterais para a altura das longarinas aquelas apresentadas na seguinte equação (Equação 17):

$$d_{min} \leq d \leq 3200mm \quad (17)$$

Para a espessura dos elementos, têm-se como limites aqueles apresentados nas Equações de 18 a 23. O limite inferior de espessura, que é fixado em 8mm, refere-se a uma exigência da norma AASHTO (2012) que não permite o uso de espessuras inferiores à citada em elementos principais da estrutura (exceto para perfis laminados). Já o limite superior de espessura (37,5mm) foi fixado em função de que espessuras acima da citada são mais difíceis de serem encontradas e possuem um custo unitário um pouco maior.

$$8mm \leq t_{f,se} \leq 37,5mm \quad (18)$$

$$8mm \leq t_{w,e} \leq 37,5mm \quad (19)$$

$$8mm \leq t_{f,ie} \leq 37,5mm \quad (20)$$

$$8mm \leq t_{f,si} \leq 37,5mm \quad (21)$$

$$8mm \leq t_{w,i} \leq 37,5mm \quad (22)$$

$$8mm \leq t_{f,ii} \leq 37,5mm \quad (23)$$

No que se refere à largura das mesas, apresentadas nas Equações de 24 a 27, o uso do valor de 200mm como limite inferior deve-se ao fato de que abaixo desse valor a montagem da laje sobre as longarinas acaba sendo dificultada. Já o limite superior, que é fixado em 900mm, se deve a uma limitação da norma AASHTO (2012) com relação à esbeltez local das mesas da seção, onde a relação $b_f/(2t_f)$ deve ser igual ou inferior a doze e o valor de 900mm é o limite superior dessa relação para a maior espessura de chapa utilizada nesse trabalho.

$$200mm \leq b_{f,se} \leq 900mm \quad (24)$$

$$200mm \leq b_{f,ie} \leq 900mm \quad (25)$$

$$200mm \leq b_{f,si} \leq 900mm \quad (26)$$

$$200mm \leq b_{f,ii} \leq 900mm \quad (27)$$

Por fim, cabe ressaltar que o número de longarinas na seção transversal da ponte (N_g) não será uma variável alterada pelo método de otimização durante a realização das iterações, sendo ajustada previamente ao início da realização dos estudos.

O conjunto de verificações realizadas no dimensionamento da ponte, cujo valor máximo representa o valor de $R_{m\acute{a}x}$ (Equação 28) é composto pelas seguintes verificações:

- a) limites de proporção da seção da viga, conforme item 6.10.2 da norma AASHTO (2012): relação entre a altura e a espessura da alma, a largura e espessura das mesas, a altura da alma e a largura das mesas, a espessura das mesas e espessura da alma, a relação entre as inércias das mesas comprimida e tracionada com relação ao eixo paralelo à alma do perfil;
- b) verificação da ductilidade da seção das longarinas conforme item 6.10.7.3 da norma AASHTO (2012);
- c) resistência à flexão das longarinas mistas em seções compactas e não-compactas conforme item 6.10.7 da norma AASHTO (2012);
- d) resistência da alma das longarinas à cisalhamento conforme item 6.10.9 da norma AASHTO (2012);
- e) verificações das longarinas à fadiga na região do pé da solda de filete das nervuras transversais, da região da solda de filete de ligação entre a alma e a mesa inferior das longarinas, da região de emendas parafusadas entre os trechos que compõem as longarinas e conforme o requisito especial de fadiga para a alma das longarinas. O requisito especial de fadiga para a alma é verificado conforme o item 6.10.5.3 da norma AASHTO (2012), enquanto que as demais verificações são dadas a partir das diretrizes dos itens 6.6.1 da referida norma;
- f) verificação das longarinas durante a etapa construtiva, considerada a partir do lançamento e posicionamento das longarinas, quando apenas as longarinas (na situação não-mista) resistem a todas as ações oriundas do peso próprio dos elementos da laje do tabuleiro após sua concretagem até que haja a cura do concreto. As diretrizes utilizadas nas verificações são dadas pelo item 6.10.8 da norma AASHTO (2012). É importante destacar que os efeitos provocados pela retração do concreto não serão levados em conta durante a etapa de construção da ponte, tendo por base a consideração de que serão tomadas medidas de projeto e a campo para a minimização deste efeito, como a utilização de aditivos específicos no concreto e a definição de uma metodologia adequada para concretagem e cura da laje do tabuleiro, por exemplo.

A utilização do valor de $R_{m\acute{a}x}$ igual ou inferior a 1,0 significa que os parâmetros avaliados nas relações de dimensões ou resistências não superam os valores limites definidos pela norma AASHTO (2012), conforme demonstra a Equação 28.

$$R_{m\acute{a}x} \leq 1,0 \quad (28)$$

3.5 Implementação da função no *Solver* do MS Excel

Com o objetivo de realizar buscas para a obtenção das seções com peso minimizado, foi implementada no MS Excel uma rotina de verificação e dimensionamento das longarinas de aço da ponte. O MS Excel foi escolhido por ser um software de grande disponibilidade e com alta capacidade para a realização de cálculos, além de possuir as características de ser de fácil manipulação e programação.

A rotina de cálculo desenvolvida trabalha buscando minimizar a função peso anteriormente definida através da manipulação direta das variáveis da seção transversal das longarinas (previamente apresentadas na Figura 24).

Para auxiliar na busca das seções com peso mínimo e que atendam às restrições dimensionais de resistência e de desempenho impostas, foi utilizado o recurso do *Solver* do MS Excel. O *Solver* faz parte de um pacote de programas chamados de ferramentas de teste de hipóteses, e permite encontrar um valor ideal (máximo ou mínimo) para uma fórmula em uma célula por meio da definição de outras células da planilha como variáveis, indicando-se para estas valores de restrições.

O *Solver* do MS Excel (2010) trabalha com três métodos de otimização, a saber:

- a) Método do Gradiente Reduzido Generalizado (GRG) Não-Linear: método matemático usado para solução de problemas simples não-lineares;
- b) LP Simplex: usado na resolução de problemas lineares;
- c) Evolutivo: método heurístico indicado para problemas de maior complexidade ou não convexos.

Após a realização de alguns testes prévios, percebeu-se que os resultados obtidos pelos métodos GRG e Evolutivo apresentaram-se bastante próximos sob o ponto de vista do peso por metro das seções das longarinas; entretanto, as otimizações que usaram o método Evolutivo demandaram um montante maior de tempo que aquelas realizadas com uso do método GRG. Baseando-se nesta observação, escolheu-se fazer uso do método GRG no desenvolvimento das análises realizadas neste trabalho.

No Apêndice E é apresentado de forma mais detalhada as características e verificações realizadas pela rotina de cálculo implementada, com enfoque especial nas funcionalidades utilizadas no desenvolvimento deste estudo.

3.5.1 Método do Gradiente Reduzido Generalizado

O Método do Gradiente Reduzido Generalizado (GRG) é um método de otimização bastante eficaz na resolução de problemas de programação não-linear submetidos à restrições lineares.

O Método GRG é originário do Método do Gradiente Reduzido, que é uma generalização do método Simplex de programação linear para a resolução de problemas com objetivos não-lineares.

Conforme Martínez e Santos (1998), o Método do Gradiente Reduzido foi proposto originalmente por Wolfe (em 1963) para a resolução de problemas de minimização com restrições lineares. A criação do Método do Gradiente Reduzido Generalizado é atribuída à Abadie e Carpentier (em 1969), que realizaram uma extensão do Método do Gradiente reduzido para a resolução de problemas de programação não-linear. Abadie e Carpentier ainda são indicados como os responsáveis pela primeira implementação computacional do Método GRG.

Lee, Chen e Kang (2004) explicam que o conceito básico do método GRG consiste em linearizar as funções não-lineares de objetivo e de restrição em uma solução local, através do uso da equação de expansão em série de Taylor. Em seguida, o conceito de método de gradiente reduzido é aplicado, dividindo o conjunto de variáveis nos subconjuntos das variáveis básicas e das variáveis não-básicas, sendo então aplicado o conceito de eliminação de variável implícita para poder expressar as variáveis básicas em função das não-básicas. Finalmente, as restrições são então eliminadas e o espaço variável é deduzido apenas para variáveis não-básicas. O método é então envolvido na resolução do problema aproximado até a obtenção de uma nova solução ótima para tal problema.

Tal processo é repetido diversas vezes até que sejam satisfeitas as condições de otimalidade do problema proposto.

4 ESTUDOS REALIZADOS

4.1 Descrição geral dos modelos estudados

É grande o potencial de se obterem inúmeros modelos estruturais para pontes, uma vez que esse tipo de obra envolve uma infinidade de parâmetros que podem ser alterados. Por isso, quando se trabalha com o estudo de melhoramento desse sistema, uma questão que se deve ter em mente é a de que simular todas as possibilidades de variação do mesmo é algo extremamente oneroso em tempo e esforço, inclusive podendo vir a perder o sentido prático.

Com o objetivo de se obterem resultados que possam ser aplicados em uma maior gama possível de pontes mistas aço-concreto com múltiplas longarinas de aço na seção transversal, predefiniu-se um modelo de ponte que foi utilizado nos estudos, sendo que para este modelo foram variados alguns poucos parâmetros, como descrito posteriormente.

As características dos modelos de pontes estudados são as relacionadas abaixo:

- a) número de longarinas na seção transversal da ponte variando entre 3 e 7;
- b) longarinas de aço de seção constante ao longo de todo o vão;
- c) possibilidade de realização de estudos com as longarinas externas e internas diferentes ou com todas as longarinas iguais, sendo que, independente do caso, todas as longarinas da ponte possuam a mesma altura da seção;
- d) variação do vão da ponte a cada 6m no intervalo de 24m à 48m, ou seja, os vãos estudados foram de 24m, 30m, 36m, 42m e 48m;
- e) espaçamento entre os travamentos transversais das longarinas a cada 6m;
- f) as longarinas possuem apenas enrijecedores transversais afastados entre si em 3m ao longo do comprimento do perfil, exceto para os trechos de 3m nas extremidades, que possuem afastamento entre os enrijecedores de 1,50m;
- g) a ponte é utilizada em uma rodovia de Categoria IV de acordo com a classificação do DNER (1996), possuindo largura da seção transversal de 9,80m, sendo 9,0m para pistas e acostamentos e 0,80m como soma das larguras das barreiras laterais;
- h) os balanços laterais da laje do tabuleiro possuem comprimento equivalente à 37,5% do espaçamento transversal entre longarinas adjacentes, e em sua aresta externa suportam as barreiras laterais que são consideradas com peso linear de 5,80 kN/m;
- i) as longarinas mistas não consideram a contribuição da armadura da laje do tabuleiro na determinação de sua resistência à flexão;

- j) o aço utilizado nas longarinas da ponte possui tensão de escoamento (f_y) de 345MPa e tensão de ruptura (f_u) de 450MPa, enquanto que o concreto utilizado na laje do tabuleiro possui resistência característica à compressão de 30 MPa;
- k) a espessura da laje do tabuleiro é de 30cm, tanto para a região da pista de rodagem como para os balanços laterais;
- l) considera-se que a pavimentação da ponte seja executada em concreto de $f_{ck}=30\text{MPa}$ e com espessura de 7,0cm, sendo ainda considerado uma sobrecarga para recapeamentos da pavimentação com valor de $2,0\text{kN/m}^2$;
- m) considera-se que a metodologia construtiva da ponte seja a condição não-mista e não-escorada, e que a metodologia construtiva da laje do tabuleiro seja por meio do uso de pré-lajes de 6,0cm de espessura como fôrmas;
- n) considera-se que durante a etapa construtiva os balanços laterais da laje do tabuleiro tenham suas escoras vinculadas diretamente à mesa inferior das longarinas externas;
- o) considera-se como sobrecarga de construção o valor de 1kN/m^2 e como carga devido à miscelâneas (como sistema de drenagem, por exemplo) o valor de $0,25\text{kN/m}^2$;
- p) para determinação das forças devidas ao vento, considera-se que a ponte situe-se a uma altura de 10m a partir do nível do solo e que esteja localizada em um região classificada como terreno aberto (*open country*);
- q) o veículo de projeto utilizado é o TB-450 da norma ABNT NBR 7188:2013, sendo que não é considerado nesse estudo a presença de nenhum veículo especial de projeto;
- r) as características de tráfego para verificação dos elementos à fadiga são: classe da rodovia equivalente a “outras rurais” (*other rurals*) da norma AASHTO (2012) e número de faixas disponíveis para caminhões igual a 3;
- s) verificação dos elementos à fadiga para uma vida útil finita (de 75 anos) por meio da utilização da combinação de cargas Fadiga II;
- t) utilização das combinações Resistência I, Resistência III, Resistência IV e Resistência V na determinação da capacidade resistente das longarinas.

Em geral, as características adotadas nos modelos estudados foram definidas com base em recomendações da literatura para condições de menor custo do sistema, em diretrizes de normas ou em observações realizadas em alguns projetos executivos.

Da Figura 25 à Figura 27 são apresentados os principais elementos e características dimensionais dos modelos de pontes mistas estudadas.

Figura 25: Vista lateral do modelo de ponte estudado



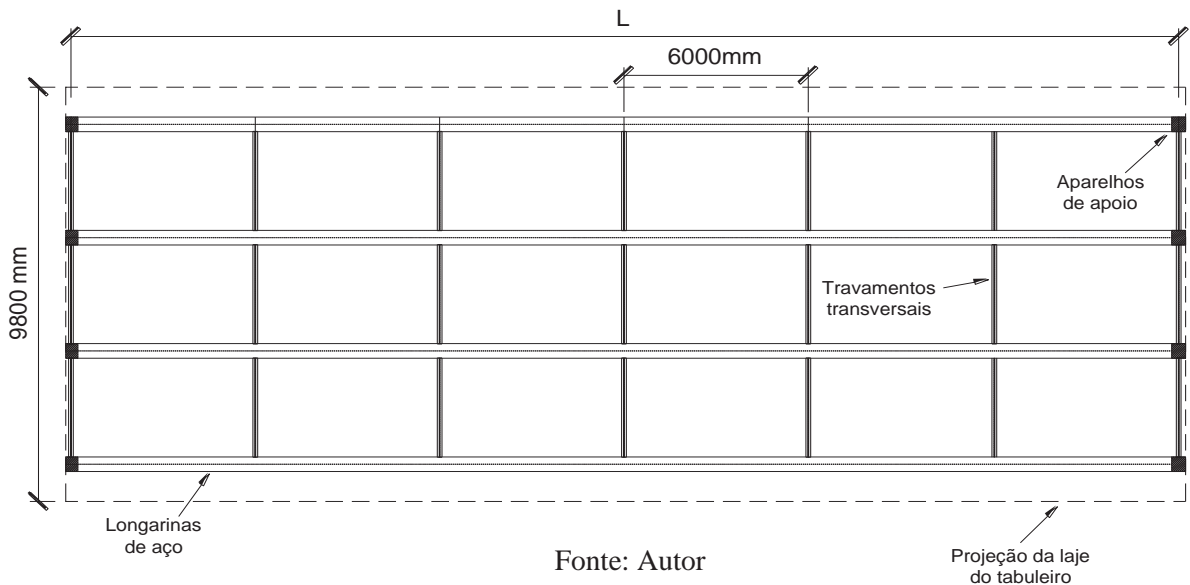
Fonte: Autor

Figura 26: Seção transversal do modelo de ponte estudado



Fonte: Autor

Figura 27: Vista da parte de aço da ponte mista (em planta)



Fonte: Autor

4.2 Estudo do número de longarinas na seção da ponte

Dentre os diversos parâmetros influentes no projeto de uma ponte, o número de longarinas na seção transversal apresenta-se como um parâmetro de destaque, pois dessa definição decorrem diversas características da estrutura projetada e construída.

Quando se opta por utilizar um número grande de longarinas deve-se ter em mente que, embora cada longarina resulte com uma seção transversal menor, haverá a necessidade da realização de mais trabalhos em fábrica e em campo. Por outro lado, quando se utiliza um número reduzido de longarinas, embora os elementos tenham uma seção transversal maior, acarretará em um fluxo mais rápido na fabricação, transporte e içamento.

Identificar qual é a melhor solução é uma tarefa difícil que, na grande maioria das vezes, é feita com base nos conhecimentos e na experiência dos engenheiros responsáveis pelo projeto. Com o objetivo de apresentar resultados que possam embasar a definição do número ideal de longarinas na seção das pontes, desenvolveu-se um estudo baseado na variação desse parâmetro.

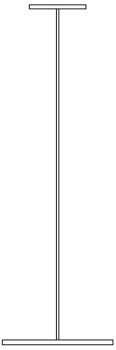
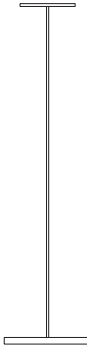
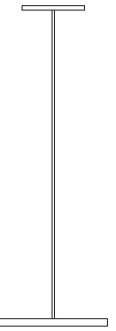
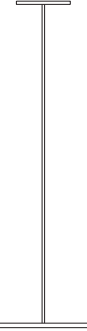
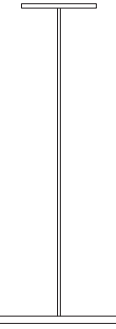
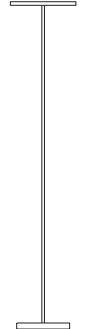

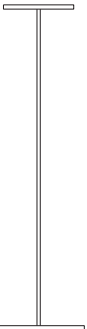
Com a finalidade de identificar se o número de longarinas ideal está relacionado ao vão analisado, resolveu-se variar esse parâmetro para os dois vãos extremos considerados nesse trabalho, que são os de 24m e 48m. Também foi avaliada a relação que esse parâmetro tem com a metodologia utilizada na definição das longarinas das pontes, que é a de se fazer as longarinas internas diferentes das externas ou a de se manter todas as longarinas iguais.

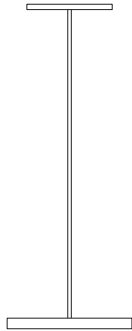
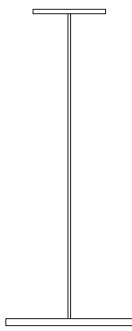
Os resultados apresentados na sequência referem-se à soma dos pesos por metro de todas as longarinas na seção transversal da ponte, uma vez que esse parâmetro tem referência direta com o custo por metro do sistema.

4.2.1 Estudos para vão de 24m

Os resultados do estudo realizado em pontes com vão de 24m e com longarinas internas e externas diferentes são apresentados no Quadro 16 em função do número de longarinas em cada ponte (N_g). Os principais estados limites verificados durante o estudo em questão são apresentados no Quadro 17.

Quadro 16: Resultados obtidos para vão de 24m com longarinas internas e externas diferentes

Ng	LONGARINAS EXTERNAS	LONGARINAS INTERNAS	PESO DO CONJUNTO DE LONGARINAS
	$d \times t_{w,e} \times b_{f,se} \times t_{f,se} \times b_{f,ie} \times t_{f,ie}$	$d \times t_{w,i} \times b_{f,si} \times t_{f,si} \times b_{f,ii} \times t_{f,ii}$	
Ng = 3	PS 1944x12,5x331x22,4x599x37,5	PS 1944x12,5x316x16x497x37,5	1210.3 kgf/m
			
Ng = 4	PS 1624x12,5x317x22,4x550x37,5	PS 1624x12,5x268x16x442x22,4	1276.2 kgf/m
			
Ng = 5	PS 1384x12,5x324x19x540x31,5	PS 1384x12,5x270x16x418x25,4	1372.4 kgf/m
			
Ng = 6	PS 1238x12,5x340x16x470x37,5	PS 1238x12,5x266x16x346x31,5	1537.8 kgf/m
			

Ng = 7	PS 1151x12,5x301x19x440x37,5	PS 1151x9,5x262x16x458x25,4	1598.6 kgf/m
			

Fonte: Autor

Quadro 17: Estados limites críticos para pontes com vão de 24m e longarinas internas e externas diferentes

Número de longarinas na seção da ponte	Posição das longarinas	Verificação à Fadiga ¹	Resistência durante a construção ²	Resistência da seção mista
Ng = 3	Internas	Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
Ng = 4	Internas	Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
Ng = 5	Internas	Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
Ng = 6	Internas	Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
Ng = 7	Internas	Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico

1 - Verificação à fadiga na solda do pé dos enrijecedores transversais na região do meio do vão das longarinas;


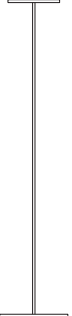
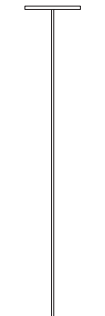
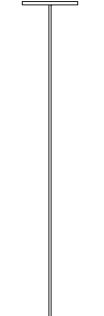

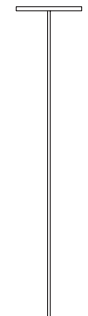
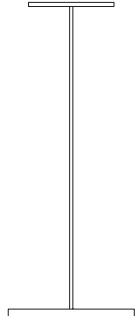
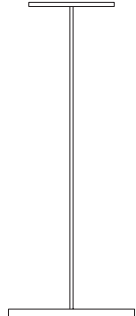
2 - Resistência das longarinas de aço durante a cura do concreto (condição não-mista);

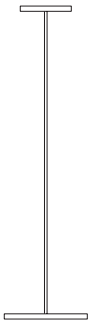

Fonte: Autor

Por meio da análise do Quadro 17 percebe-se que, independente do número de longarinas na seção da ponte, as longarinas com custo mínimo sempre apresentam como críticas as verificações de fadiga e de resistência da longarina de aço durante a etapa de construção (condição não-mista).

Realizando-se o mesmo estudo para a condição na qual todas as longarinas da ponte são iguais, obteve-se como resultados os pesos e seções apresentados no Quadro 18, enquanto que no Quadro 19 são apresentados os estados limites críticos verificados para cada caso.

Quadro 18: Resultados obtidos para vão de 24m com longarinas internas e externas iguais

Ng	LONGARINAS EXTERNAS	LONGARINAS INTERNAS	PESO DO CONJUNTO DE LONGARINAS
	$d \times t_{w,e} \times b_{f,se} \times t_{f,se} \times b_{f,ie} \times t_{f,ie}$	$d \times t_{w,i} \times b_{f,si} \times t_{f,si} \times b_{f,ii} \times t_{f,ii}$	
Ng = 3	PS 2133x16x346x19x456x37,5	PS 2133x16x346x19x456x37,5	1339.8 kgf/m
			
Ng = 4	PS 1825x12,5x315x19x535x31,5	PS 1825x12,5x315x19x535x31,5	1413.6 kgf/m
			
Ng = 5	PS 1499x12,5x304x19x410x37,5	PS 1499x12,5x304x19x410x37,5	1538.0 kgf/m
			
Ng = 6	PS 1210x12,5x328x16x484x37,5	PS 1210x12,5x328x16x484x37,5	1783.2 kgf/m
			

Ng = 7	PS 1516x12,5x246x25,4x400x25,4	PS 1516x12,5x246x25,4x400x25,4	1908.2 kgf/m
			

Fonte: Autor

Quadro 19: Estados limites críticos para pontes com vão de 24m e longarinas internas e externas iguais

Número de longarinas na seção da ponte	Posição das longarinas	Verificação à Fadiga ¹	Resistência durante a construção ²	Resistência da seção mista
Ng = 3	Internas	Não Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
Ng = 4	Internas	Não Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
Ng = 5	Internas	Não Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
Ng = 6	Internas	Não Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
Ng = 7	Internas	Não Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Não Crítico	Não Crítico

1 - Verificação à fadiga na solda do pé dos enrijecedores transversais na região do meio do vão das longarinas;

2 - Resistência das longarinas de aço durante a cura do concreto (condição não-mista);

Fonte: Autor

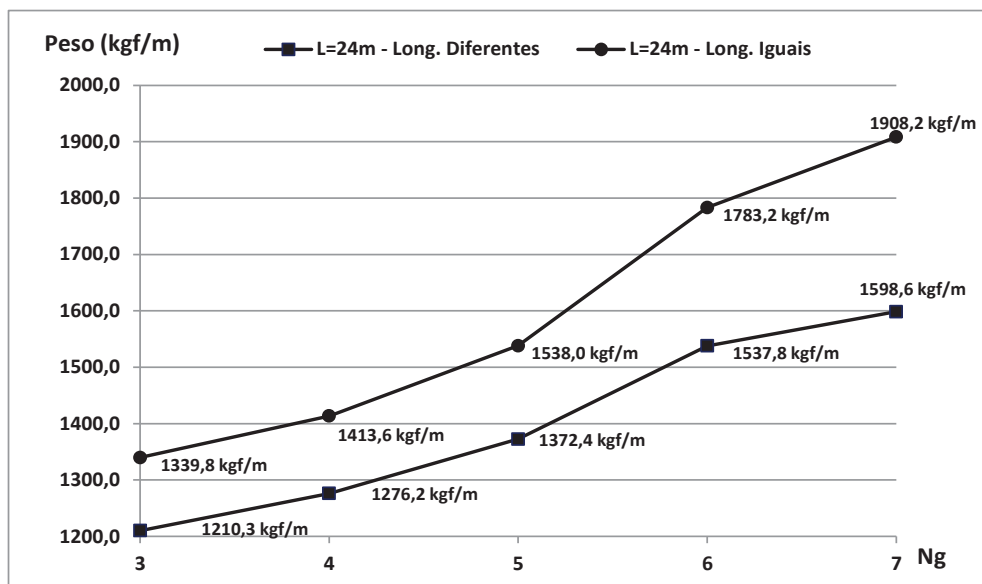
Analisando-se o Quadro 19 é possível verificar que as longarinas mais solicitadas (e que, portanto, dimensionam todo o conjunto) foram as longarinas externas da ponte. Além disso, pode-se perceber ainda que as seções com peso mínimo também apresentaram como críticas as verificações de fadiga e resistência das longarinas de aço isoladas durante a etapa de cura do concreto, com exceção do caso em que se usam sete longarinas na seção transversal da ponte, onde a condição crítica foi apenas a verificação das longarinas à fadiga.

A comparação entre os pesos dos conjuntos de longarinas para as condições apresentadas é feita pelo gráfico mostrado na Figura 28. Conforme se pode observar nesse

gráfico, para as duas condições avaliadas, a solução que apresentou o menor peso por metro do conjunto de longarinas foi aquela que utiliza três longarinas na seção transversal da ponte. Também é possível perceber que o maior aumento de peso houve quando o número de longarinas da ponte mudou de cinco para seis.

Ainda analisando o gráfico da Figura 28, percebe-se que há uma economia significativa no peso do conjunto quando se trabalha com a condição de que as longarinas internas e externas são diferentes em relação àquela em que tais elementos são iguais, sendo verificado que essa economia variou no intervalo de 10,7% a 19,4% em função do número de longarinas. Também pode ser notado que o peso dos conjuntos, para ambas as condições analisadas, é maior à medida que aumenta o número de longarinas na seção transversal da ponte.

Figura 28: Comparação entre os pesos dos conjuntos de longarinas com vão de 24m para as duas condições analisadas

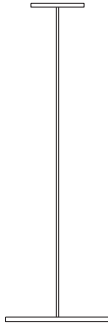
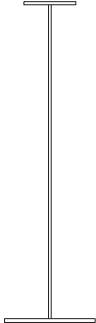
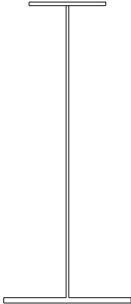

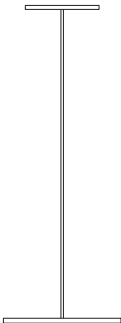
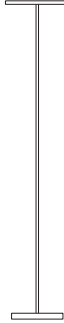






Fonte: Autor

4.2.2 Estudos para vão de 48m

Os resultados obtidos para a condição em que a ponte possui vão de 48m e longarinas internas e externas diferentes são apresentados no Quadro 20, enquanto que no Quadro 21 são apresentados os estados limites críticos observados para as longarinas com peso mínimo.

Quadro 20: Resultados obtidos para vão de 48m com longarinas internas e externas diferentes

Ng	LONGARINAS EXTERNAS	LONGARINAS INTERNAS	PESO DO CONJUNTO DE LONGARINAS
	$d \times t_{w,e} \times b_{f,se} \times t_{f,se} \times b_{f,ie} \times t_{f,ie}$	$d \times t_{w,i} \times b_{f,si} \times t_{f,si} \times b_{f,ii} \times t_{f,ii}$	
Ng = 3	PS 2649x19x443x31,5x866x37,5	PS 2649x22,4x433x25,4x755x31,5	2227.4 kgf/m
			
Ng = 4	PS 2102x19x537x25,4x892x37,5	PS 2102x16x339x37,5x408x31,5	2259.6 kgf/m
			
Ng = 5	PS 2037x16x474x25,4x756x31,5	PS 2037x16x408x22,4x329x37,5	2311.1 kgf/m
			
Ng = 6	PS 2036x16x351x37,5x644x31,5	PS 2036x16x396x19x333x25,4	2521.6 kgf/m
			

Ng = 7	PS 1878x12,5x375x37,5x576x37,5	PS 1878x12,5x391x22,4x303x37,5	2595.8 kgf/m
			

Fonte: Autor

Quadro 21: Estados limites críticos para pontes com vão de 48m e longarinas internas e externas diferentes

Número de longarinas na seção da ponte	Posição das longarinas	Verificação à Fadiga ¹	Resistência durante a construção ²	Resistência da seção mista
Ng = 3	Internas	Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
Ng = 4	Internas	Crítico	Crítico	Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
Ng = 5	Internas	Crítico	Crítico	Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Crítico
Ng = 6	Internas	Crítico	Crítico	Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Crítico
Ng = 7	Internas	Crítico	Crítico	Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Crítico

1 - Verificação à fadiga na solda do pé dos enrijecedores transversais na região do meio do vão das longarinas;

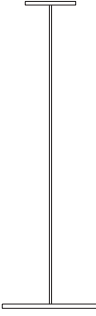
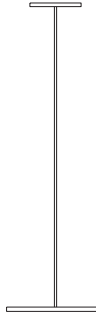
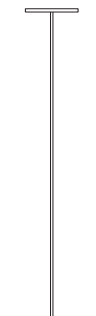
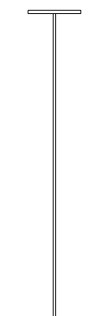
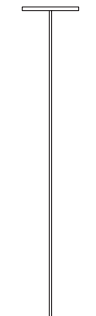
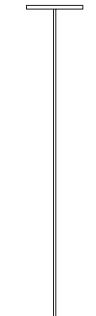
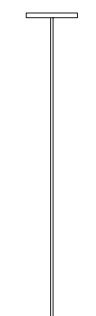
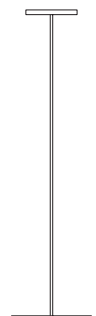
2 - Resistência das longarinas de aço durante a cura do concreto (condição não-mista);

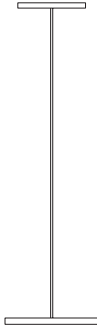
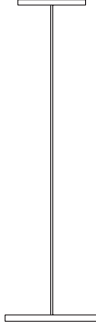
Fonte: Autor

Conforme pode ser observado do Quadro 21, além da questão da fadiga e da resistência da longarina de aço durante a construção, a resistência da seção mista foi um dos estados limites críticos para o modelo de ponte analisado quando o número de longarinas for igual ou maior que quatro.

Fazendo-se a análise para a condição em que o vão é de 48m e todas as longarinas da ponte são iguais, obteve-se como resultados as seções que são apresentadas no Quadro 22. Os estados limites críticos para cada uma dessas longarinas são apresentados no Quadro 23.

Quadro 22: Resultados obtidos para vão de 48m com longarinas internas e externas iguais

Ng	LONGARINAS EXTERNAS	LONGARINAS INTERNAS	PESO DO CONJUNTO DE LONGARINAS
	$d \times t_{w,e} \times b_{f,se} \times t_{f,se} \times b_{f,ie} \times t_{f,ie}$	$d \times t_{w,i} \times b_{f,si} \times t_{f,si} \times b_{f,ii} \times t_{f,ii}$	
Ng = 3	PS 2680x19x443x31,5x847x37,5	PS 2680x19x443x31,5x847x37,5	2244.9 kgf/m
			
Ng = 4	PS 2452x19x410x25,4x674x37,5	PS 2452x19x410x25,4x674x37,5	2546.0 kgf/m
			
Ng = 5	PS 2316x16x394x25,4x596x31,5	PS 2316x16x394x25,4x596x31,5	2548.5 kgf/m
			
Ng = 6	PS 2076x16x341x31,5x532x37,5	PS 2076x16x341x31,5x532x37,5	2958.0 kgf/m
			

Ng = 7	PS 1915x12,5x400x31,5x552x37,5	PS 1915x12,5x400x31,5x552x37,5	3097.5 kgf/m
			

Fonte: Autor

Quadro 23: Estados limites críticos para pontes com vão de 48m e longarinas internas e externas iguais

Número de longarinas na seção da ponte	Posição das longarinas	Verificação à Fadiga ¹	Resistência durante a construção ²	Resistência da seção mista
Ng = 3	Internas	Não Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
Ng = 4	Internas	Não Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
Ng = 5	Internas	Não Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
Ng = 6	Internas	Não Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
Ng = 7	Internas	Não Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico

1 - Verificação à fadiga na solda do pé dos enrijecedores transversais na região do meio do vão das longarinas;

2 - Resistência das longarinas de aço durante a cura do concreto (condição não-mista);

Fonte: Autor

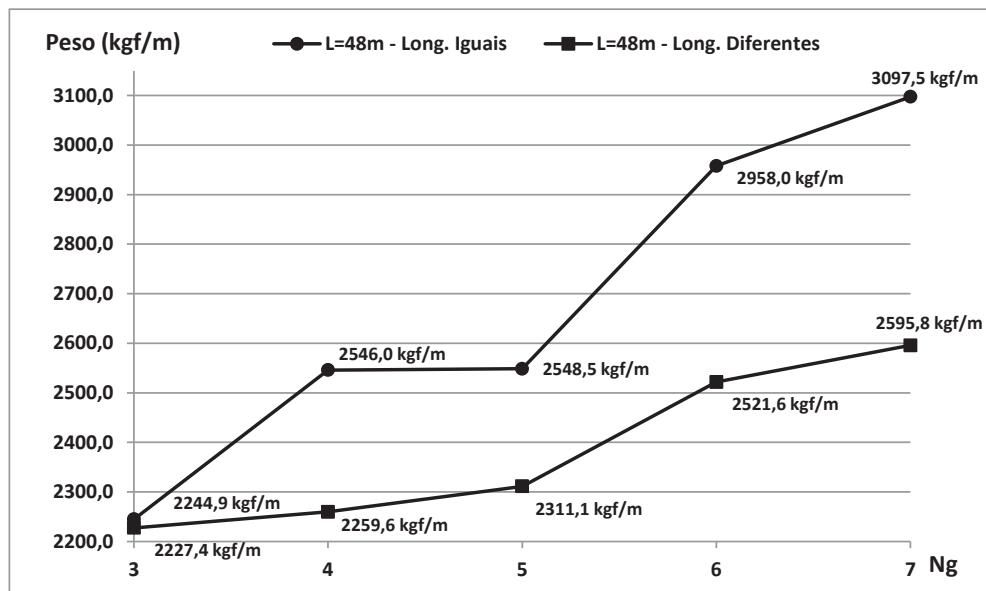
Conforme se pode observar no Quadro 23, para as longarinas externas da ponte os estados limites de fadiga e resistência das longarinas durante a construção estiveram presentes em todos os casos estudados. Com relação às longarinas internas, em alguns dos casos as seções apresentaram como verificação crítica à resistência desses elementos durante a etapa de construção da mesma.

No gráfico da Figura 29 é apresentada a comparação entre os pesos dos conjuntos de longarinas para as condições estudadas. Percebe-se nesse gráfico que novamente a configuração que apresentou peso mínimo é aquela que utiliza três longarinas de aço na seção transversal da ponte, e que novamente o maior aumento no peso ocorre quando o número de longarinas é alterado de cinco para seis.

Ainda em análise ao gráfico da Figura 29, percebe-se que há uma economia significativa no peso do conjunto para número de longarinas igual ou superior a quatro quando se trabalha com a condição de que as longarinas internas e externas são diferentes em relação à condição em que estes elementos são iguais, sendo que tal economia variou no intervalo de 10,3% a 19,3% em função do número de longarinas. Quando o número de longarinas é igual a três praticamente não há diferença entre o peso dos conjuntos para as condições avaliadas.

O gráfico mencionado ainda mostra que, para ambas as condições, novamente o peso dos conjuntos é maior à medida que aumenta o número de longarinas na seção da ponte.

Figura 29: Comparação entre os pesos dos conjuntos de longarinas com vão de 48m para as duas condições analisadas



Fonte: Autor

4.3 Estudo de variação do vão da ponte

Na sequência são apresentados os resultados do estudo de pontes mistas aço-concreto com múltiplas longarinas de aço na seção transversal que tiveram seu vão variado a cada 6m dentro do intervalo de 24m a 48m.

Para a realização desse estudo optou-se por utilizar dois modelos de pontes, um com três e outro com quatro longarinas de aço na seção transversal. A opção pelo uso desses dois números de longarinas está no fato de que esses dois sistemas apresentaram o menor peso por metro do conjunto de longarinas, conforme mostra o estudo realizado anteriormente.

Outro ponto abordado no presente estudo refere-se à metodologia utilizada para definição das longarinas na seção transversal da ponte, que busca comparar os resultados obtidos entre as condições em que as longarinas internas e externas são diferentes com aquela em que tais elementos são iguais.

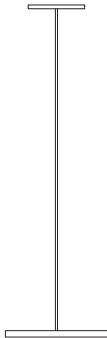
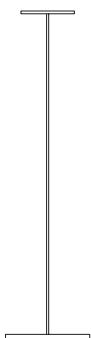
Novamente o parâmetro de comparação entre os resultados de todos os casos analisados foi o peso do conjunto de longarinas de aço na seção transversal da ponte, devido à direta relação entre tal parâmetro e o custo por metro do sistema.


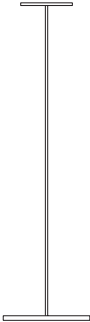
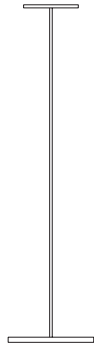
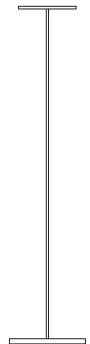
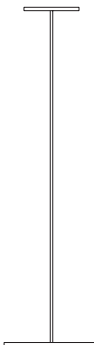
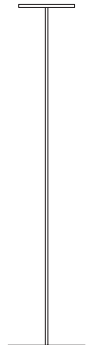
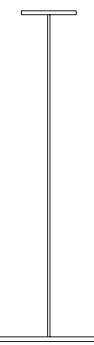

4.3.1 Pontes com três longarinas de aço na seção transversal

Para o caso em que o número de longarinas na seção transversal da ponte (N_g) é igual a três e que as longarinas internas e externas são diferentes, obteve-se como peso mínimo para o conjunto a combinação das seções apresentada no Quadro 24. Os estados limites críticos observados durante o dimensionamento dessas seções são apresentados no Quadro 25.

Conforme se pode observar do Quadro 25, para as longarinas externas, as verificações críticas foram sempre a fadiga e a resistência das longarinas durante a etapa de construção. Para as longarinas internas, a resistência à fadiga sempre foi a verificação crítica, sendo que em alguns casos houve a ação simultânea dessa verificação com a resistência da longarina durante a sua construção.

Quadro 24: Resultados obtidos para $N_g=3$ com longarinas internas e externas diferente

VÃO	LONGARINAS EXTERNAS	LONGARINAS INTERNAS	PESO DO CONJUNTO DE LONGARINAS
	d x tw,e x bf,se x tf,se x bf,ie x tf,ie	d x tw,i x bf,si x tf,si x bf,ii x tf,ii	
L = 24m	PS 1944x12,5x331x22,4x599x37,5	PS 1944x12,5x316x16x497x37,5	1210.3 kgf/m
			

L = 30m	PS 2193x16x364x22,4x624x37,5	PS 2193x16x358x19x600x31,5	1502.1 kgf/m
			
L = 36m	PS 2453x19x399x22,4x624x37,5	PS 2453x16x420x19x554x37,5	1748.3 kgf/m
			
L = 42m	PS 2591x19x422x25,4x727x37,5	PS 2591x19x422x22,4x583x37,5	1973.7 kgf/m
			
L = 48m	PS 2649x19x443x31,5x866x37,5	PS 2649x22,4x433x25,4x755x31,5	2227.4 kgf/m
			

Fonte: Autor

Quadro 25: Estados limites críticos para pontes com $N_g=3$ e longarinas internas e externas diferentes

Vão da ponte	Posição das longarinas	Verificação à Fadiga ¹	Resistência durante a construção ²	Resistência da seção mista
L = 24m	Interna	Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 30m	Interna	Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 36m	Interna	Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 42m	Interna	Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 48m	Interna	Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico


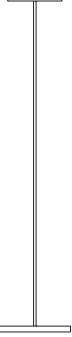
1 - Verificação à fadiga na solda do pé dos enrijecedores transversais na região do meio do vão das longarinas;

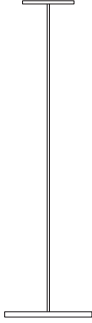
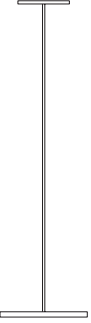
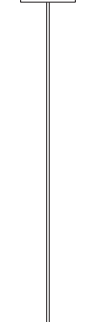


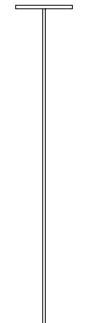
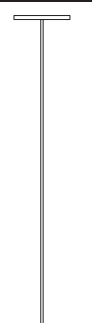

2 - Resistência das longarinas de aço durante a cura do concreto (condição não-mista);

Fonte: Autor

Para a condição em que o número de longarinas na seção transversal da ponte é igual a três e todas elas são iguais, obteve-se como conjuntos de peso mínimo aqueles apresentados no Quadro 26, enquanto que no Quadro 27 são apresentadas as verificações críticas para as seções obtidas nesse estudo.

Quadro 26: Resultados obtidos para $N_g=3$ com longarinas internas e externas iguais

VÃO	LONGARINAS EXTERNAS	LONGARINAS INTERNAS	PESO DO CONJUNTO DE LONGARINAS
	d x tw,e x bf,se x tf,se x bf,ie x tf,ie	d x tw,i x bf,si x tf,si x bf,ii x tf,ii	
L = 24m	PS 2133x16x346x19x456x37,5	PS 2133x16x346x19x456x37,5	1339.8 kgf/m
			

L = 30m	PS 2219x16x360x22,4x610x37,5	PS 2219x16x360x22,4x610x37,5	1542.3 kgf/m
			
L = 36m	PS 2460x19x400x22,4x620x37,5	PS 2460x19x400x22,4x620x37,5	1832.4 kgf/m
			
L = 42m	PS 2549x19x415x25,4x758x37,5	PS 2549x19x415x25,4x758x37,5	2030.1 kgf/m
			
L = 48m	PS 2680x19x443x31,5x847x37,5	PS 2680x19x443x31,5x847x37,5	2244.9 kgf/m
			

Fonte: Autor

Quadro 27: Estados limites críticos para pontes com $N_g=3$ e longarinas internas e externas iguais

Vão da ponte	Posição das longarinas	Verificação à Fadiga ¹	Resistência durante a construção ²	Resistência da seção mista
L = 24m	Interna	Não Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 30m	Interna	Não Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 36m	Interna	Não Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 42m	Interna	Não Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 48m	Interna	Não Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico

1 - Verificação à fadiga na solda do pé dos enrijecedores transversais na região do meio do vão das longarinas;

2 - Resistência das longarinas de aço durante a cura do concreto (condição não-mista);

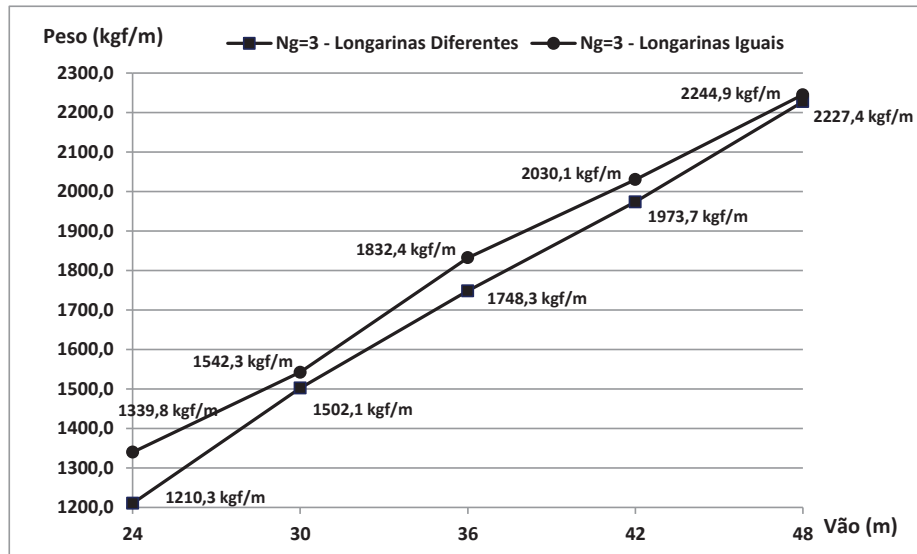
Fonte: Autor

Observando-se o Quadro 27, pode-se perceber que novamente as longarinas críticas do conjunto foram as externas, e que para todos esses elementos os estados limites críticos foram sempre as verificações da fadiga e de resistência das longarinas durante a etapa de construção. Com relação às longarinas internas, percebe-se que apenas para o vão de 48m é que esses elementos apresentaram alguma verificação crítica.

A comparação entre os pesos dos conjuntos de longarinas para as condições apresentadas é feita por meio do gráfico mostrado na Figura 30. Na sua análise, percebe-se que a diferença mais significativa entre o peso do conjunto de longarinas ocorre para o menor vão, com valor de 10,7%, sendo que para os demais vãos o peso dos conjuntos é praticamente o mesmo, com variação entre 0,8% e 4,8%. Para o vão máximo praticamente não há diferença no peso dos conjuntos para as duas condições verificadas.

Com relação ao comportamento observado, percebe-se da Figura 30 que para ambas as condições avaliadas o crescimento no peso por metro dos conjuntos de longarinas acontece de uma maneira quase que linear, apenas com a diferença de que há uma variação um pouco maior nos resultados para a condição em que as longarinas internas e externas são iguais.

Figura 30: Comparação entre os pesos dos conjuntos de longarinas com $N_g=3$ para as duas condições analisadas

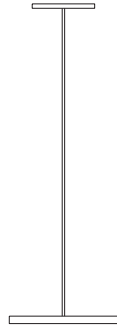
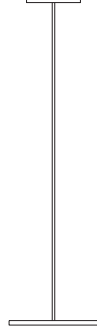


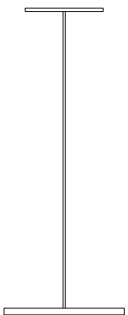

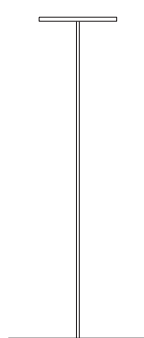

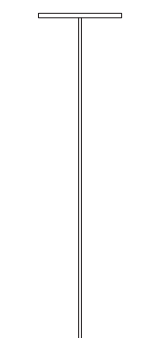
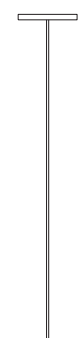
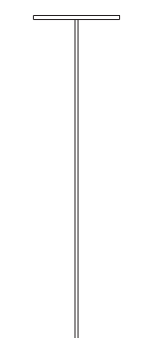

Fonte: Autor

4.3.2 Pontes com quatro longarinas de aço na seção transversal

Para o caso em que o número de longarinas na seção transversal da ponte (N_g) é igual a quatro e que as longarinas internas e externas são diferentes, apresenta-se no Quadro 28 os resultados obtidos para as seções que compõem os conjuntos de peso mínimo. Os estados limites críticos observados durante o dimensionamento dessas seções são apresentados no Quadro 29.

Quadro 28: Resultados obtidos para $N_g=4$ com longarinas internas e externas diferentes

VÃO	LONGARINAS EXTERNAS	LONGARINAS INTERNAS	PESO DO CONJUNTO DE LONGARINAS
	$d \times t_{w,e} \times b_{f,se} \times t_{f,se} \times b_{f,ie} \times t_{f,ie}$	$d \times t_{w,i} \times b_{f,si} \times t_{f,si} \times b_{f,ii} \times t_{f,ii}$	
L = 24m	PS 1624x12,5x317x22,4x550x37,5	PS 1624x12,5x268x16x442x22,4	1276.2 kgf/m
			

L = 30m	PS 1715x12,5x436x19x673x37,5	PS 1715x12,5x278x22,4x384x31,5	1465.4 kgf/m
			
L = 36m	PS 1817x16x430x22,4x772x37,5	PS 1817x12,5x294x25,4x374x37,5	1728.8 kgf/m
			
L = 42m	PS 1935x16x476x25,4x868x37,5	PS 1935x12,5x344x31,5x398x37,5	1941.8 kgf/m
			
L = 48m	PS 2102x19x537x25,4x892x37,5	PS 2102x16x339x37,5x408x31,5	2259.6 kgf/m
			

Fonte: Autor

Quadro 29: Estados limites críticos para pontes com $N_g=4$ e longarinas internas e externas diferentes

Vão da ponte	Posição das longarinas	Verificação à Fadiga ¹	Resistência durante a construção ²	Resistência da seção mista
L = 24m	Interna	Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 30m	Interna	Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 36m	Interna	Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 42m	Interna	Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 48m	Interna	Crítico	Crítico	Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico

1 - Verificação à fadiga na solda do pé dos enrijecedores transversais na região do meio do vão das longarinas;

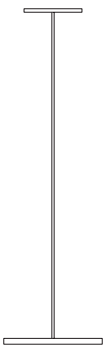
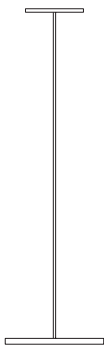
2 - Resistência das longarinas de aço durante a cura do concreto (condição não-mista);

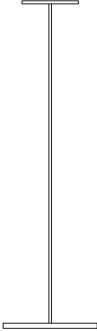
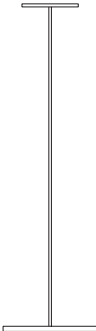

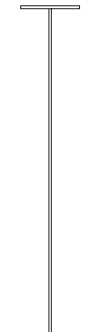
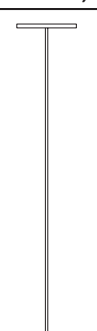
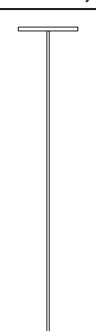
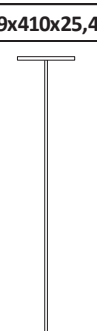
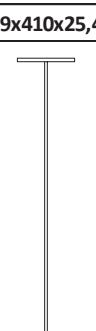
Fonte: Autor

Conforme pode ser observado do Quadro 29, tanto para as longarinas internas como para as externas as verificações críticas foram sempre a fadiga e a resistência durante a etapa de construção, exceto para as longarinas internas e vão de 48m, onde a resistência da seção mista também se tornou um estado limite crítico.

Para o caso em que o número de longarinas na seção transversal da ponte é igual a quatro e todas as longarinas são iguais, obteve-se como seções de peso mínimo para os conjuntos aquelas apresentadas no Quadro 30. No Quadro 31 são apresentadas as verificações críticas para as seções obtidas.

Quadro 30: Resultados obtidos para $N_g=4$ com longarinas internas e externas iguais

VÃO	LONGARINAS EXTERNAS	LONGARINAS INTERNAS	PESO DO CONJUNTO DE LONGARINAS
	d x tw,e x bf,se x tf,se x bf,ie x tf,ie	d x tw,i x bf,si x tf,si x bf,ii x tf,ii	
L = 24m	PS 1825x12,5x315x19x535x31,5	PS 1825x12,5x315x19x535x31,5	1413.6 kgf/m
			

L = 30m	PS 2026x16x347x19x580x31,5	PS 2026x16x347x19x580x31,5	1773.2 kgf/m
			
L = 36m	PS 2211x16x382x19x656x31,5	PS 2211x16x382x19x656x31,5	1962.0 kgf/m
			
L = 42m	PS 2303x16x388x25,4x661x37,5	PS 2303x16x388x25,4x661x37,5	2213.2 kgf/m
			
L = 48m	PS 2452x19x410x25,4x674x37,5	PS 2452x19x410x25,4x674x37,5	2546.0 kgf/m
			

Fonte: Autor

Ao se analisar o Quadro 31 pode-se novamente perceber que as longarinas críticas do conjunto são as externas, e que para todos esses elementos os estados limites críticos foram sempre as verificações de fadiga e de resistência das longarinas durante a etapa de construção. Com relação às longarinas internas, pode-se notar que apenas para o vão de 42m é que estes elementos apresentaram alguma verificação crítica.

Quadro 31: Estados limites críticos para pontes com $N_g=4$ e longarinas internas e externas iguais

Vão da ponte	Posição das longarinas	Verificação à Fadiga ¹	Resistência durante a construção ²	Resistência da seção mista
L = 24m	Interna	Não Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 30m	Interna	Não Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 36m	Interna	Não Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 42m	Interna	Não Crítico	Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico
L = 48m	Interna	Não Crítico	Não Crítico	Não Crítico
	Externas	Crítico	Crítico	Não Crítico

1 - Verificação à fadiga na solda do pé dos enrijecedores transversais na região do meio do vão das longarinas;

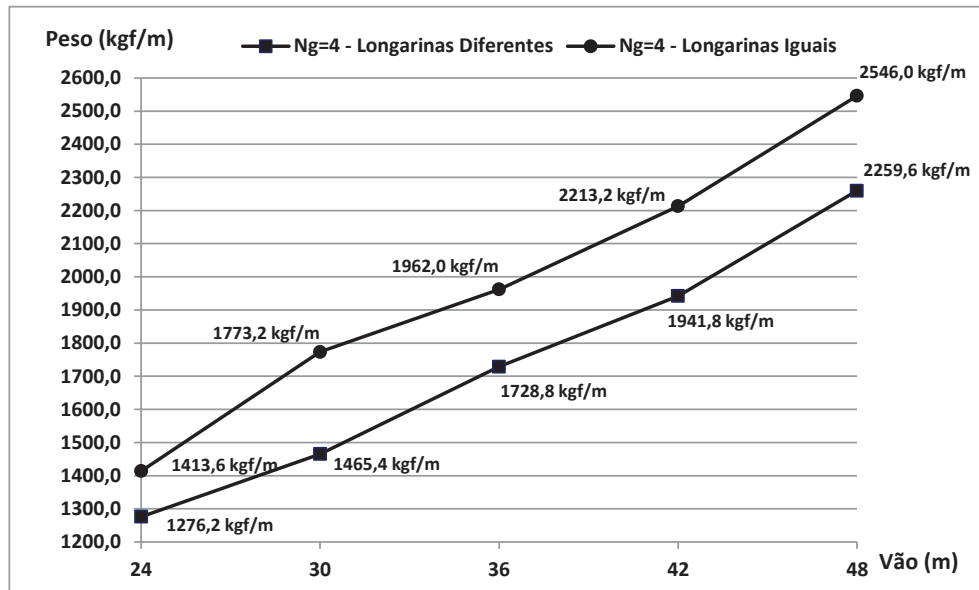
2 - Resistência das longarinas de aço durante a cura do concreto (condição não-mista);

Fonte: Autor

A comparação entre os pesos dos conjuntos de longarinas para as condições estudadas é feita através do gráfico mostrado na Figura 31. Analisando-se o gráfico demonstrado nessa figura, percebe-se que para a condição em que as longarinas internas e externas são diferentes o crescimento no peso por metro do conjunto apresenta um comportamento com tendência suavemente parabólica. Para a condição em que todas as longarinas da ponte são iguais, percebe-se que o maior crescimento ocorre quando o vão da ponte muda de 24m para 30m, sendo que a partir desse valor a taxa de crescimento torna-se um pouco menor, mas ainda com um comportamento suavemente parabólico.

Ainda através da análise da Figura 31, é possível perceber que a menor diferença de peso entre as condições ocorre para o menor vão (em torno de 10,8%), e que a maior diferença ocorre para o vão de 30m (cerca de 21,0%). A partir de 36m a diferença de peso entre as condições avaliadas apresenta uma tendência aproximadamente constante, variando no intervalo de 12,7% a 14,0% em função do vão analisado.

Figura 31: Comparação entre os pesos dos conjuntos de longarinas com $N_g=4$ para as duas condições analisadas



Fonte: Autor

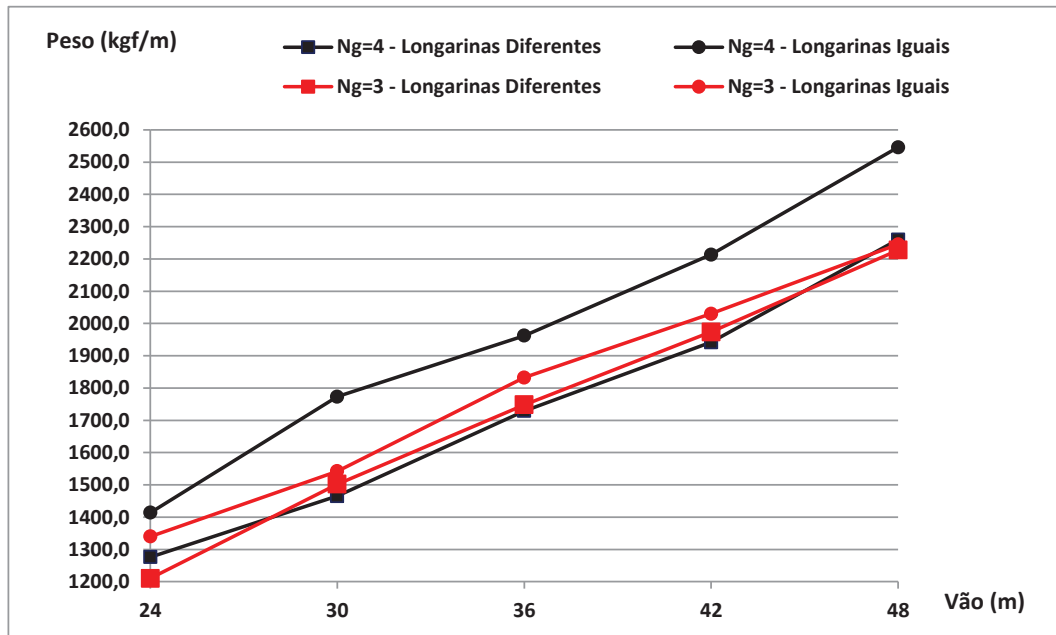
4.3.3 Comparação dos resultados para pontes com três e quatro longarinas na seção transversal

Com vista a facilitar a comparação direta entre os pesos dos conjuntos para os casos com três e quatro longarinas na seção transversal da ponte apresenta-se o gráfico da Figura 32, que trata da sobreposição dos resultados obtidos para os vãos analisados.

Conforme pode ser observado nesse gráfico, para a condição em que as longarinas internas e externas são diferentes, as projeções de crescimento no peso para pontes com três e quatro longarinas apresentam-se com valores muito próximos, obtendo-se apenas uma pequena variação nos resultados entre 1,1% e 5,4%. Com base nesses dados, pode-se considerar que a solução com peso mínimo para ambos os casos é a mesma.

Ainda analisando-se o gráfico da Figura 32, percebe-se que os resultados obtidos entre a condição que utiliza três longarinas iguais na seção transversal da ponte e aquela com as longarinas diferentes são bastante próximos, uma vez que resultam numa diferença que gira em torno de 1,4% e 10,7%. Quando se compara o peso dos conjuntos com três e quatro longarinas para a condição em que todas as longarinas da ponte são iguais a diferença obtida é maior, ficando no intervalo de 5,5% a 15,0%.

Figura 32: Comparação dos resultados entre pontes com três e quatro longarinas na seção transversal



Fonte: Autor

4.4 Análise dos parâmetros das seções das longarinas

Uma vez que já sejam conhecidas as seções que compõem os conjuntos com peso mínimo para os casos analisados, apresenta-se a comparação de alguns parâmetros dessas seções com a finalidade de se identificar características comuns nas mesmas.

Com base no exposto anteriormente, apresenta-se no Quadro 32 os parâmetros das seções das longarinas internas para os vãos analisados, enquanto que no Quadro 33 apresentam-se esses mesmos parâmetros para as longarinas externas. É necessário frisar que esses dois quadros referem-se à análise e ao dimensionamento de pontes que possuem as longarinas internas e externas diferentes.

Para os casos em que todas as longarinas da ponte são iguais, apresenta-se no Quadro 34 a comparação entre os parâmetros das seções que compõem os conjuntos de peso mínimo. Nestes quadros, L refere-se ao vão da ponte; N_g é o número de longarinas na seção transversal; D é a altura da alma das longarinas; t_w é a espessura da alma das longarinas; b_{ft} e b_{fb} são as larguras das mesas superior e inferior, respectivamente; t_{ft} e t_{fb} são as espessuras das mesas superior e inferior, respectivamente; I_{yc} e I_{yt} são as inércias das mesas comprimida e tracionada, respectivamente, em relação ao eixo vertical que passa no centro da alma da seção; e d é a altura total da longarina (soma de D , t_{ft} e t_{fb}).

Quadro 32: Parâmetros das seções das longarinas internas em pontes com longarinas internas e externas diferentes

Vão L (m)	Ng	Seção do perfil	D/tw	Mesa superior		Mesa inferior		I _{yc} /I _{yt}	d/L
		d x tw,i x bf,si x tf,si x bf,ii x tf,ii		bft/(2tf _t)	D/bft	bf _b /(2tf _b)	D/bf _b		
24	3	PS 1944 x 12,5 x 316 x 16 x 497 x 37,5	151.2	9.9	6.0	6.6	3.8	0.11	1/12.3
24	4	PS 1624 x 12.5 x 268 x 16 x 442 x 22.4	126.8	8.4	5.9	9.9	3.6	0.16	1/14.8
24	5	PS 1384 x 12.5 x 270 x 16 x 418 x 25.4	107.4	8.4	5.0	8.2	3.2	0.17	1/17.3
24	6	PS 1238 x 12.5 x 266 x 16 x 346 x 31.5	95.2	8.3	4.5	5.5	3.4	0.23	1/19.4
24	7	PS 1151 x 9.5 x 262 x 16 x 458 x 25.4	116.8	8.2	4.2	9.0	2.4	0.12	1/20.9
30	3	PS 2193 x 16 x 358 x 19 x 600 x 31.5	133.9	9.4	6.0	9.5	3.6	0.13	1/13.7
30	4	PS 1715 x 12.5 x 278 x 22.4 x 384 x 31.5	132.9	6.2	6.0	6.1	4.3	0.27	1/17.5
36	3	PS 2453 x 16 x 420 x 19 x 554 x 37.5	149.8	11.1	5.7	7.4	4.3	0.22	1/14.7
36	4	PS 1817 x 12.5 x 294 x 25.4 x 374 x 37.5	140.3	5.8	6.0	5.0	4.7	0.33	1/19.8
42	3	PS 2591 x 19 x 422 x 22.4 x 583 x 37.5	133.2	9.4	6.0	7.8	4.3	0.23	1/16.2
42	4	PS 1935 x 12.5 x 344 x 31.5 x 398 x 37.5	149.3	5.5	5.4	5.3	4.7	0.54	1/21.7
48	3	PS 2649 x 22.4 x 433 x 25.4 x 755 x 31.5	115.7	8.5	6.0	12.0	3.4	0.15	1/18.1
48	4	PS 2102 x 16 x 339 x 37.5 x 408 x 31.5	127.1	4.5	6.0	6.5	5.0	0.68	1/22.8
48	5	PS 2037 x 16 x 408 x 22.4 x 329 x 37.5	123.6	9.1	4.8	4.4	6.0	1.14	1/23.6
48	6	PS 2036 x 16 x 396 x 19 x 333 x 25.4	124.5	10.4	5.0	6.6	6.0	1.26	1/23.6
48	7	PS 1878 x 12.5 x 391 x 22.4 x 303 x 37.5	145.4	8.7	4.6	4.0	6.0	1.28	1/25.6

Fonte: Autor

Quadro 33: Parâmetros das seções das longarinas externas em pontes com longarinas internas e externas diferentes

Vão L (m)	Ng	Seção do perfil	D/tw	Mesa superior		Mesa inferior		I _{yc} /I _{yt}	d/L
		d x tw,e x bf,se x tf,se x bf,ie x tf,ie		bft/(2tf _t)	D/bft	bf _b /(2tf _b)	D/bf _b		
24	3	PS 1944 x 12,5 x 331 x 22,4 x 599 x 37,5	150.7	7.4	5.7	8.0	3.1	0.10	1/12.3
24	4	PS 1624 x 12.5 x 317 x 22.4 x 550 x 37.5	125.1	7.1	4.9	7.3	2.8	0.11	1/14.8
24	5	PS 1384 x 12.5 x 324 x 19 x 540 x 31.5	106.7	8.5	4.1	8.6	2.5	0.13	1/17.3
24	6	PS 1238 x 12.5 x 340 x 16 x 470 x 37.5	94.8	10.6	3.5	6.3	2.5	0.16	1/19.4
24	7	PS 1151 x 12.5 x 301 x 19 x 440 x 37.5	87.6	7.9	3.6	5.9	2.5	0.16	1/20.9
30	3	PS 2193 x 16 x 364 x 22.4 x 624 x 37.5	133.3	8.1	5.9	8.3	3.4	0.12	1/13.7
30	4	PS 1715 x 12.5 x 436 x 19 x 673 x 37.5	132.7	11.5	3.8	9.0	2.5	0.14	1/17.5
36	3	PS 2453 x 19 x 399 x 22.4 x 624 x 37.5	126.0	8.9	6.0	8.3	3.8	0.16	1/14.7
36	4	PS 1817 x 16 x 430 x 22.4 x 772 x 37.5	109.8	9.6	4.1	10.3	2.3	0.10	1/19.8
42	3	PS 2591 x 19 x 422 x 25.4 x 727 x 37.5	133.1	8.3	6.0	9.7	3.5	0.13	1/16.2
42	4	PS 1935 x 16 x 476 x 25.4 x 868 x 37.5	117.0	9.4	3.9	11.6	2.2	0.11	1/21.7
48	3	PS 2649 x 19 x 443 x 31.5 x 866 x 37.5	135.8	7.0	5.8	11.5	3.0	0.11	1/18.1
48	4	PS 2102 x 19 x 537 x 25.4 x 892 x 37.5	107.3	10.6	3.8	11.9	2.3	0.15	1/22.8
48	5	PS 2037 x 16 x 474 x 25.4 x 756 x 31.5	123.8	9.3	4.2	12.0	2.6	0.20	1/23.6
48	6	PS 2036 x 16 x 351 x 37.5 x 644 x 31.5	122.9	4.7	5.6	10.2	3.1	0.19	1/23.6
48	7	PS 1878 x 12.5 x 375 x 37.5 x 576 x 37.5	144.2	5.0	4.8	7.7	3.1	0.28	1/25.6

Fonte: Autor

Quadro 34: Parâmetros das seções das longarinas em pontes com longarinas internas e externas iguais

Vão L (m)	Ng	Seção do perfil			Mesa superior		Mesa inferior		I _{yc} /I _{yt}	d/L
		d x tw x bf _{f,s} x tf _{f,s} x bf _{f,i} x tf _{f,i}	D/tw	bf _f /(2tf _f)	D/bf _t	bf _b /(2tf _b)	D/bf _b			
24	3	PS 2133 x 16 x 346 x 19 x 456 x 37,5	129.8	9.1	6.0	6.1	4.6	0.22	1/11.3	
24	4	PS 1825 x 12.5 x 315 x 19 x 535 x 31.5	142.0	8.3	5.6	8.5	3.3	0.12	1/13.2	
24	5	PS 1499 x 12.5 x 304 x 19 x 410 x 37.5	115.4	8.0	4.7	5.5	3.5	0.21	1/16.0	
24	6	PS 1210 x 12.5 x 328 x 16 x 484 x 37.5	92.5	10.3	3.5	6.5	2.4	0.13	1/19.8	
24	7	PS 1516 x 12.5 x 246 x 25.4 x 400 x 25.4	117.2	4.8	6.0	7.9	3.7	0.23	1/15.8	
30	3	PS 2219 x 16 x 360 x 22.4 x 610 x 37.5	134.9	8.0	6.0	8.1	3.5	0.12	1/13.5	
30	4	PS 2026 x 16 x 347 x 19 x 580 x 31.5	123.5	9.1	5.7	9.2	3.4	0.13	1/14.8	
36	3	PS 2460 x 19 x 400 x 22.4 x 620 x 37.5	126.3	8.9	6.0	8.3	3.9	0.16	1/14.6	
36	4	PS 2211 x 16 x 382 x 19 x 656 x 31.5	135.0	10.1	5.7	10.4	3.3	0.12	1/16.3	
42	3	PS 2549 x 19 x 415 x 25.4 x 758 x 37.5	130.8	8.2	6.0	10.1	3.3	0.11	1/16.5	
42	4	PS 2303 x 16 x 388 x 25.4 x 661 x 37.5	140.0	7.6	5.8	8.8	3.4	0.14	1/18.2	
48	3	PS 2680 x 19 x 443 x 31.5 x 847 x 37.5	137.4	7.0	5.9	11.3	3.1	0.12	1/17.9	
48	4	PS 2452 x 19 x 410 x 25.4 x 674 x 37.5	125.7	8.1	5.8	9.0	3.5	0.15	1/19.6	
48	5	PS 2316 x 16 x 394 x 25.4 x 596 x 31.5	141.2	7.8	5.7	9.5	3.8	0.23	1/20.7	
48	6	PS 2076 x 16 x 341 x 31.5 x 532 x 37.5	125.4	5.4	5.9	7.1	3.8	0.22	1/23.1	
48	7	PS 1915 x 12.5 x 400 x 31.5 x 552 x 37.5	147.7	6.3	4.6	7.4	3.3	0.32	1/25.1	

Fonte: Autor

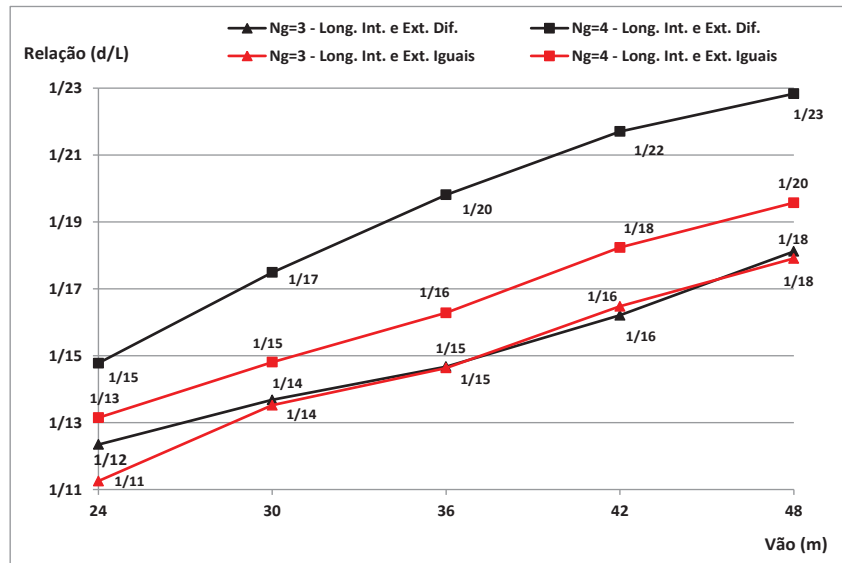
4.4.1 Relação altura/vão das longarinas (d/L)

Um parâmetro tradicionalmente utilizado na estimativa da altura de longarinas de pontes ou de vigas de aço em outros tipos de construção é a relação entre a altura da viga e o vão analisado (relação d/L). Essa relação é amplamente utilizada por ser um parâmetro de fácil aplicação, além de, na maioria das vezes, conduzir a resultados coerentes.

Para os casos analisados nesse trabalho, são apresentados na coluna d/L dos Quadros 32, 33 e 34 os resultados obtidos para a relação entre a altura e o vão das longarinas que compõem os conjuntos de pesos mínimos. Conforme pode ser observado nesses quadros, a referida relação é variável na medida em que for alterado o número de longarinas na seção transversal da ponte, sendo que, para um mesmo vão, quanto maior o número de longarinas na seção da ponte menor é o valor dessa relação.

Na Figura 33 apresentam-se os gráficos que ilustram a variação do parâmetro d/L em função do vão da ponte para os casos estudados neste trabalho. Tais gráficos referem-se a pontes com três e quatro longarinas na seção transversal, uma vez que foram estes os números de longarinas com vãos variados analisados neste trabalho.

Figura 33: Relação altura/vão (d/L) para longarinas de aço em pontes com três e quatro longarinas na seção transversal, onde as longarinas internas e externas são diferentes



Fonte: Autor

Conforme pode ser observado da Figura 33, para pontes com $N_g=3$ praticamente há sobreposição entre os gráficos das condições em que as longarinas internas e externas são diferentes e aquela em que todas as longarinas são iguais, indicando que para ambas as condições a relação d/L apresenta-se com valores muito próximos entre si, sugerindo que haja uma altura universal em torno da qual se obtém as seções com peso mínimo para este número de longarinas.

Por outro lado, comparando-se os gráficos da relação d/L para pontes com quatro longarinas na seção transversal, percebe-se que há uma diferença significativa entre os valores obtidos para tal parâmetro, sugerindo que a condição avaliada tem certa influência na determinação da altura das longarinas de peso mínimo para este número de longarinas.

Por fim, percebe-se que quando se trabalha com a condição em que todas as longarinas são iguais, a relação d/L para pontes com três e quatro longarinas na seção transversal apresenta-se com valores muito próximos entre si para todos os vãos analisados. Por outro lado, em pontes onde as longarinas internas e externas são diferentes os valores dessas relações apresentam-se mais distantes, tendendo a afastarem-se de maneira mais acentuada à medida que o vão da ponte é aumentado.

4.4.2 Relação entre as inércias das mesas comprimida e tracionada em relação ao eixo vertical no plano da alma das longarinas (I_{yc}/I_{yt})

A relação entre a inércia da mesa comprimida e a inércia da mesa tracionada, ambas em relação ao eixo vertical no plano da alma das longarinas, é indicada pela norma AASHTO (2012) como um parâmetro para prevenir o uso de seções extremamente monossimétricas.

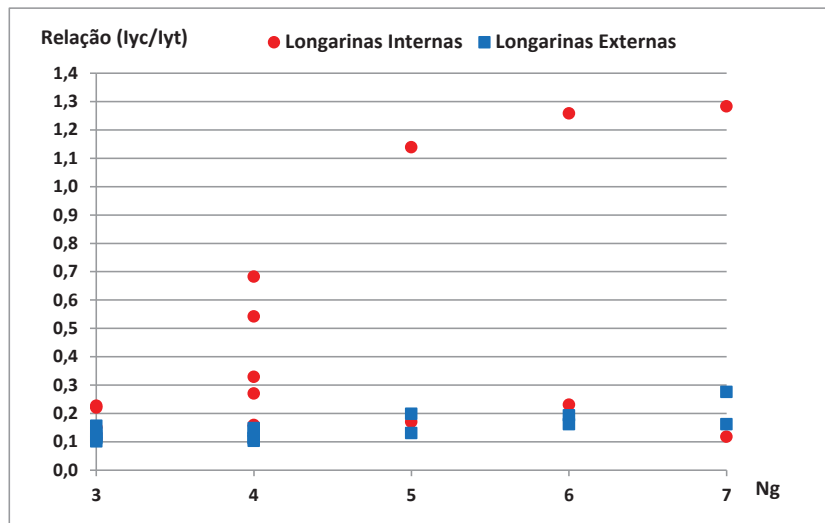
Conforme indicado pela referida norma, o valor dessa relação deve estar no intervalo entre 0,1 e 10, conforme reproduzido abaixo na Equação 29.

$$0,1 \leq I_{yc}/I_{yt} \leq 10 \quad (29)$$

A Figura 34 e a Figura 35 apresentam dois gráficos que exibem o valor da relação de I_{yc}/I_{yt} em função do número de longarinas na seção transversal da ponte para os dois casos analisados, isto é, com longarinas internas e externas diferentes ou com todas as longarinas iguais. Esses gráficos foram criados a partir dos resultados apresentados nos Quadros 32 e 33 (Figura 34) e Quadro 34 (Figura 35).

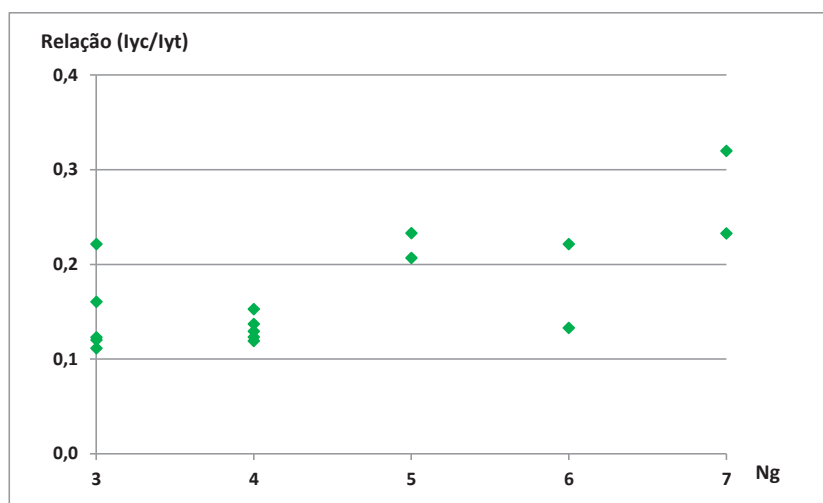
Para a condição em que as longarinas internas e externas são diferentes, conforme pode ser observado na Figura 34, a maioria dos valores da relação I_{yc}/I_{yt} para as longarinas internas apresenta-se abaixo de 0,70, sendo que apenas três valores dessa relação ficaram acima de um (no intervalo de 1,10 a 1,30).

Figura 34: Valores da relação I_{yc}/I_{yt} para pontes com longarinas internas e externas diferentes



Fonte: Autor

Figura 35: Valores da relação I_{yc}/I_{yt} para pontes com todas as longarinas iguais



Fonte: Autor

No que se refere às longarinas externas, percebe-se que todos os valores da relação analisada ficaram abaixo de 0,30. Portanto, com base nesses resultados, conclui-se que as seções que compõem os conjuntos de peso mínimo tendem a serem monossimétricas, sobretudo nas longarinas externas, para as quais o valor de relação I_{yc}/I_{yt} ficou muito próximo do valor mínimo permitido pela norma AASHTO (2012).

No que se refere aos valores da relação quando todas as longarinas da ponte são iguais, a partir da Figura 35 pode-se notar que todos os valores obtidos apresentam-se abaixo de 0,40, sendo que a maioria desses encontra-se muito próximo ao valor mínimo permitido pela norma, o que sugere novamente que as seções com peso mínimo são aquelas com maior grau de monossimetria.

Com base no acima exposto, percebe-se que na grande maioria das seções com peso mínimo o valor de I_{yt} foi superior ao valor de I_{yc} , sugerindo que a mesa tracionada (mesa inferior) seja sempre maior que a mesa comprimida (mesa superior). Os desenhos das seções de peso mínimo, conforme previamente apresentados nos quadros, reforçam essa conclusão.

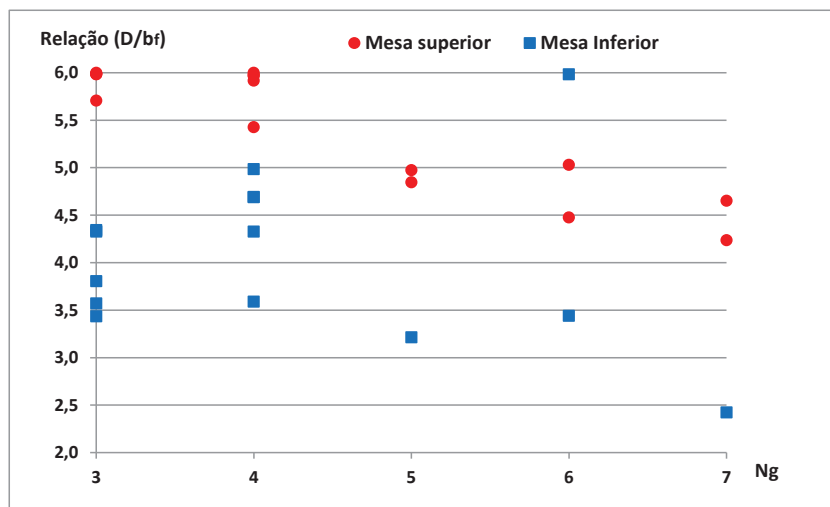
4.4.3 Relação de aspecto da seção transversal (D/b_f)

Conforme citado nos comentários da norma AASHTO (2012), a relação de aspecto da seção transversal (D/b_f) é um parâmetro que afeta a resistência e as características de seções I. Com base nisso, a norma AASHTO (2012) define que o valor de tal relação deve ser igual ou inferior a seis, conforme apresenta a Equação 30.

$$D/b_f \leq 6 \quad (30)$$

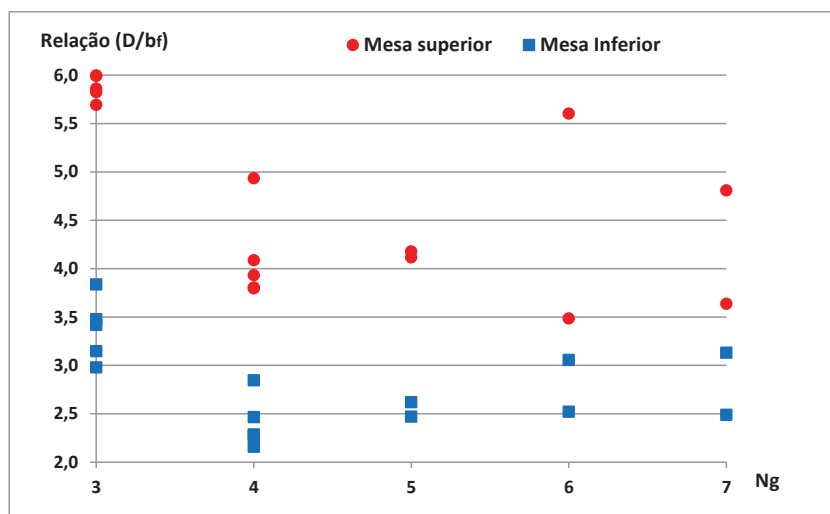
Para as seções obtidas nesse trabalho, a relação D/b_f para as mesas superior e inferior são apresentadas em colunas nos Quadros 32, 33 e 34. Tais relações são reproduzidas nos gráficos das figuras seguintes com a finalidade de serem expostos de uma maneira mais perceptível.

Figura 36: Relação D/b_f para longarinas internas em pontes com longarinas internas e externas diferentes



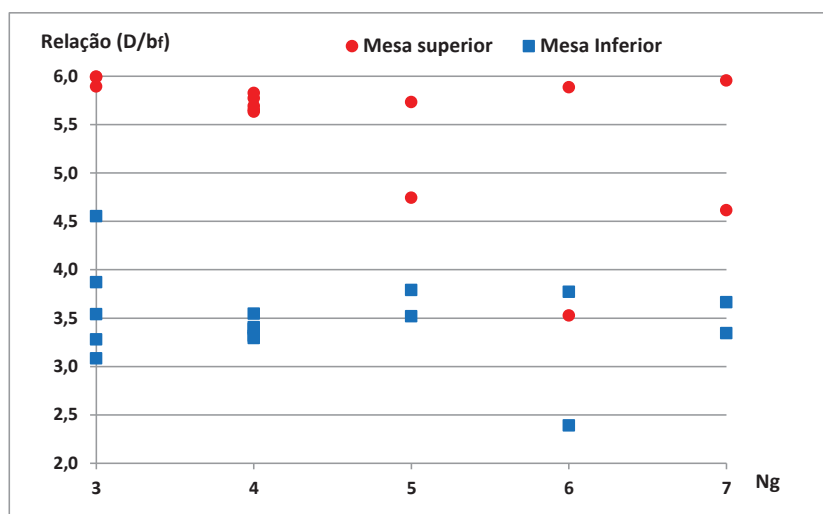
Fonte: Autor

Figura 37: Relação D/b_f para longarinas externas em pontes com longarinas internas e externas diferentes



Fonte: Autor

Figura 38: Relação D/b_f para longarinas em pontes com todas as longarinas iguais



Fonte: Autor

Conforme pode ser observado na Figura 36, a maioria dos valores da relação D/b_f para a mesa superior das longarinas internas ficou no intervalo de 4,5 a 6, enquanto que para a mesa inferior a maioria dos valores dessa relação ficou situada no intervalo de 3 a 5.

No que se refere aos resultados das longarinas externas, percebe-se na Figura 37 que os valores da relação para a mesa superior ficaram situados no intervalo de 3,5 a 6; enquanto que para a mesa inferior os valores da relação ficaram situados no intervalo de 2 a 4.

Para a condição em que todas as longarinas da ponte são iguais, o gráfico da Figura 38 mostra que a relação D/b_f para a mesa superior ficou situada no intervalo de 4,5 a 6 na maioria dos casos, enquanto que para a mesa inferior a maioria dos resultados obtidos está no intervalo de 3 a 4,5.

Fazendo-se um comparativo geral entre os resultados apresentados, conclui-se que a grande maioria dos resultados da relação D/b_f para a mesa superior localiza-se no intervalo entre 4 e 6, enquanto que para a mesa inferior a maioria dos resultados está localizada no intervalo de 2 a 4,5.

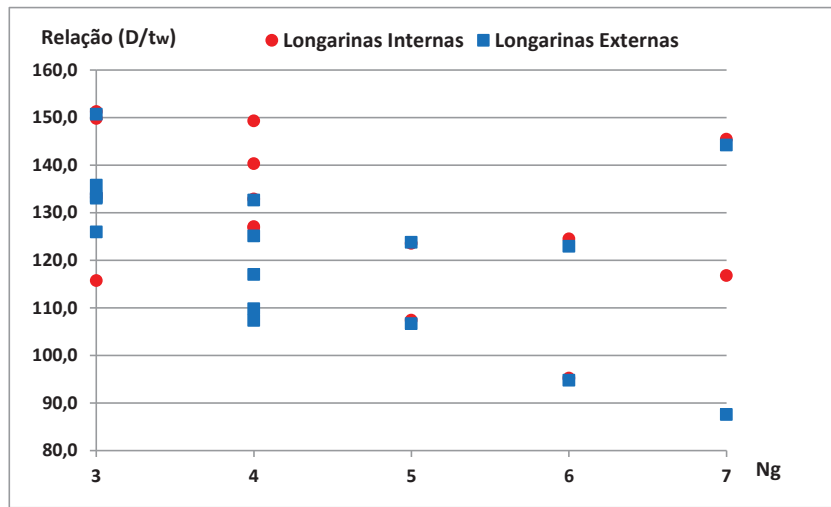
4.4.4 Relação de esbeltez da alma (D/t_w)

De acordo com a indicação da norma AASHTO (2012), a relação de esbeltez da alma em longarinas sem enrijecedores longitudinais, que é o caso considerado nesse trabalho, é limitada ao valor de 150, conforme mostra a Equação 31, onde D e t_w referem-se à altura e espessura da alma, respectivamente.

$$D/t_w \leq 150 \tag{31}$$

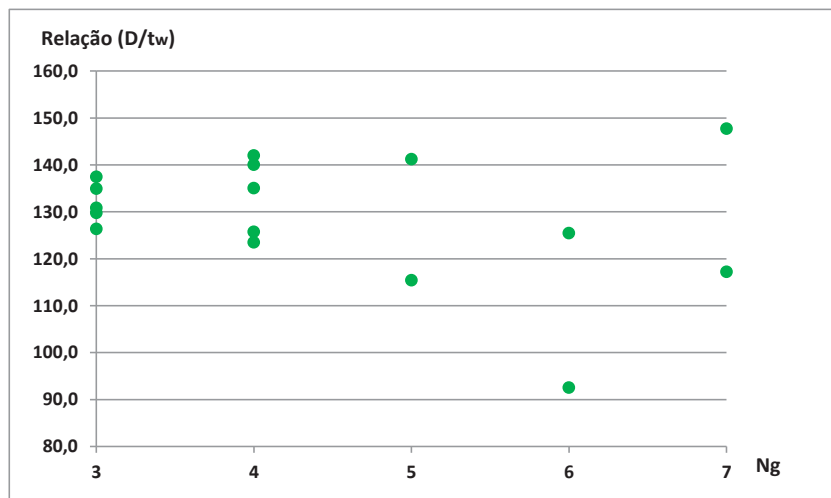
As relações de esbeltez da alma das seções que compõem os conjuntos de peso mínimo são apresentadas em colunas nos Quadros 32, 33 e 34, sendo reproduzidas de forma gráfica na Figura 39 para o caso em que as longarinas internas e externas são diferentes e na Figura 40 quando todas as longarinas são iguais.

Figura 39: Relação de esbeltez da alma (D/t_w) para longarinas em pontes com longarinas internas e externas diferentes



Fonte: Autor

Figura 40: Relação de esbeltez da alma (D/t_w) para longarinas em pontes com todas as longarinas iguais



Fonte: Autor

Conforme pode ser observado na Figura 39 e nos Quadros 32 e 33, para as longarinas internas a maioria dos valores da relação D/t_w está situada no intervalo de 120 a 150, enquanto que para as longarinas externas a maioria dos valores dessa relação situa-se no intervalo de 100 a 140. É importante destacar que, para os casos em que a ponte possui $N_g=3$ e vão de 24m, os valores da relação ficaram um pouco superiores ao valor limite definido pela norma, sendo que tal diferença é de 0,8% no pior caso, o que se considera um valor tolerável.

No caso em que todas as longarinas da ponte são iguais, a Figura 40 mostra que a maioria dos valores da relação analisada situa-se no intervalo de 110 a 150.

5 CONCLUSÕES

5.1 Conclusões da Pesquisa

O objetivo principal deste trabalho foi estudar parâmetros e características que influenciam no dimensionamento de pontes mistas aço-concreto com múltiplas longarinas de aço na seção transversal, buscando fornecer indicativos para o projeto de estruturas de custo mínimo. A busca do custo mínimo foi realizada a partir da otimização do peso por metro do conjunto de longarinas, já que este é o parâmetro mais influente no custo por metro de toda a estrutura da seção transversal da ponte.

A determinação dos esforços e a verificação das longarinas foram realizadas com base nas diretrizes da norma AASHTO (2012), exceto para o trem-tipo de projeto, para o qual foi utilizado o veículo brasileiro TB-450 da ABNT NBR 7188:2013. Os casos estudados ainda foram verificados para duas condições de projeto, sendo que em uma as longarinas internas e externas da ponte são diferentes, e na outra todas as longarinas da seção transversal são iguais.

Para a realização dos estudos apresentados foi implementada no software MS Excel uma rotina de verificação e dimensionamento das longarinas. A busca pelas seções de peso mínimo foi realizada através da utilização do método de otimização Gradiente Reduzido Generalizado (GRG) Não-Linear, tendo como variáveis as dimensões da seção transversal das longarinas (exceto a altura para as longarinas em menor número na seção transversal em pontes com longarinas internas e externas diferentes, que foram mantidas com a mesma altura das longarinas em maior número).

Com base nos estudos realizados e nos resultados obtidos, enunciam-se as seguintes conclusões para esta pesquisa:

- a) para pontes de mesmo vão, o peso dos conjuntos é maior à medida que se aumenta o número de longarinas de aço na seção transversal da ponte, independente da condição utilizada, sendo que o aumento mais significativo no peso ocorreu quando o número de longarinas foi alterado de 5 para 6;
- b) para a condição em que as longarinas internas e externas da ponte são diferentes, os resultados obtidos para os casos em que se utilizaram três e quatro longarinas na seção transversal foram praticamente iguais, indicando que ambas as condições conduzem ao peso minimizado do conjunto de longarinas. Para a condição em que as longarinas internas e externas são iguais, apenas o caso que possui três

longarinas de aço na seção transversal da ponte apresentou-se como um caso de peso mínimo;

- c) para ambas as condições avaliadas no estudo, a grande maioria das longarinas dos conjuntos de peso mínimo apresentaram como estados limites críticos as verificações da fadiga da solda no pé dos enrijecedores transversais na região do meio do vão e a verificação das longarinas de aço isoladas durante a etapa de construção, em situação não-mista, destacando a importância desses estados limites durante o dimensionamento desses elementos. O estado limite de resistência da seção mista apenas apareceu como crítico, juntamente com os dois estados limites já mencionados, em pontes com vão de 48m que possuíam quatro ou mais elementos na seção transversal, e onde as longarinas internas e externas eram diferentes, sugerindo que tal estado limite torna-se crítico em pontes mistas apenas para vãos maiores;
- d) para a condição em que todas as longarinas da ponte são iguais, as longarinas mais solicitadas e que, portanto, dimensionaram todo o conjunto, foram sempre as longarinas externas;
- e) para pontes que possuem três longarinas na seção transversal, percebeu-se que a diferença mais significativa entre o peso dos conjuntos com longarinas internas e externas diferentes e aqueles com todas as longarinas iguais ocorreu para o menor vão, sendo que para os demais vãos os pesos dos conjuntos ficaram muito próximos;
- f) para pontes que possuem quatro longarinas de aço na seção transversal, percebeu-se que a menor diferença no peso dos conjuntos com longarinas internas e externas diferentes e aqueles com todas as longarinas iguais ocorreu para o menor vão, sendo que para os demais vãos esta diferença tornou-se mais acentuada;
- g) para pontes com três longarinas de aço na seção transversal, o crescimento no peso por metro do conjunto de longarinas, para ambas as condições avaliadas, apresentou um comportamento quase que linear na medida em que o vão da ponte foi aumentado;
- h) para pontes com quatro longarinas de aço na seção transversal, o crescimento no peso por metro do conjunto de longarinas para ambas as condições avaliadas apresentou um comportamento com tendência parabólica, indicando que o peso do conjunto aumentou de maneira mais acentuada à medida que se aumentou o vão da ponte;

- i) a relação entre a altura e o vão das longarinas (d/L) foi variável à medida que foi alterado o número de longarinas na seção transversal da ponte sendo que, para um mesmo vão, quanto maior o número de longarinas na seção da ponte, menor foi o valor dessa relação. Os valores de referência para tal relação foram previamente apresentados em quadros e gráficos no decorrer do trabalho;
- j) comparando-se os valores obtidos para a relação d/L entre as condições avaliadas, percebeu-se que para pontes com $N_g=3$ os valores desta relação foram praticamente os mesmos para ambas as condições, sugerindo que haja uma altura universal que conduza a obtenção das seções de peso mínimo para este número de longarinas. No caso de pontes com $N_g=4$, os valores obtidos para esta relação foram diferentes entre as condições avaliadas, sugerindo que para este caso a condição utilizada na análise apresenta influência na determinação da altura das longarinas de peso mínimo;
- k) percebe-se que as seções que compõem os conjuntos de peso mínimo tendem a ser monossimétricas, sobretudo nas longarinas externas, onde o valor de relação I_{yc}/I_{yt} ficou muito próximo do valor mínimo permitido pela norma AASHTO (2012), sugerindo que a mesa tracionada (mesa inferior) deve ser sempre maior que a mesa comprimida (mesa superior);
- l) em geral, percebe-se que as longarinas que compõem os conjuntos de peso mínimo apresentam valores da relação D/b_f para a mesa superior no intervalo de 4 a 6, enquanto que para a mesa inferior os valores dessa relação situam-se entre 2 e 4,5;
- m) a grande maioria das seções que compõem os conjuntos de peso mínimo, para as duas condições analisadas, apresentaram a esbeltez da alma (relação D/t_w) no intervalo ente 100 e 150.

5.2 Recomendações para trabalhos futuros

Uma das principais características das pontes é o fato dessas estruturas serem concebidas para o propósito de transposição de grandes obstáculos, muitas vezes significativamente diferenciados entre si por suas características físicas ou regionais, necessitando, na grande maioria dos casos, do uso de soluções particulares para a obra projetada.

Com o objetivo de apresentar algumas diretrizes que conduzam ao projeto de pontes mistas de aço-concreto com peso mínimo para o conjunto de longarinas de aço da seção

transversal desenvolveram-se os estudos apresentados neste trabalho. Embora tenha existido empenho em buscar parâmetros que venham a servir para a maior quantidade possível de casos práticos, ainda há uma vasta relação de casos a serem abordados e estudados.

Com o propósito de ampliar as diretrizes apresentadas ou de identificar novos parâmetros que conduzam a projetos com custo minimizado sugere-se a realização dos seguintes estudos:

- a) realizar as verificações das longarinas de aço com o uso da versão mais atual da norma americana da AASHTO que é referente ao ano de 2014;
- b) realizar novos estudos alterando parâmetros da seção transversal da ponte como, por exemplo, sua largura total, os balanços laterais do tabuleiro, uso de seções híbridas para as longarinas de aço, entre outras;
- c) incluir parâmetros da laje do tabuleiro como variáveis de otimização, como a espessura da laje, a resistência característica do concreto, entre outros;
- d) refazer os estudos apresentados para longarinas de aço que possuam enrijecedores transversais e longitudinais em sua seção transversal;
- e) utilizar outro método de otimização na busca das seções com peso mínimo para o sistema, com especial interesse pela implementação de um algoritmo que seja capaz de trabalhar com variáveis discretas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO LRFD BRIDGE: DESIGN SPECIFICATIONS**: Customary U.S. units. Washington, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

BAKER, M. J. Inc. **LRFD Design example for steel girder superstructure bridge**: Development of a comprehensive design example for a steel girder bridge with commentary. FHWA/ National Highway Institute. Washington, 2003.

BARKER, R. M.; PUCKETT, J. A. **Design of highway bridges**: An LRFD approach. 2nd ed. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc, 2007.

BCSA – BRITISH CONSTRUCTIONAL STEELWORK ASSOCIATION. **Steel bridges**: A practical approach to design for efficient fabrication and construction. 3rd ed. London, 2010.

BHATTI, M. A.; AL-GAHTANI, A. S. Optimum design of welded plate girders subjected to highway bridge loading. **Transactions on the Built Environment**, vol. 13, 1995.

BUDGET Travel. **Photos**: 10 record-breaking bridges. Disponível em: <<http://www.budgettravel.com/print/7858/>>. Acesso em: 30 set. 2012.

CHING, F. D. K.; ONOUE, B. S.; ZUBERBUHLER, D. **Sistemas estruturais ilustrados**: Padrões, sistemas e projeto. Porto Alegre: Bookman, 2010.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. Ministérios dos transportes. Rio de Janeiro, 1996.

ELLER, P. R.; DE PAULA, G. D.; FERREIRA, W. G. **Pré-dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto para pontes de pequeno porte**. Ouro Preto: UFOP, 2011.

FALUYI, F. e ARUM, C. Design optimization of plate girder using generalized reduced gradient and constrained artificial bee colony algorithms. **Internation Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering**, v. 2, 7 ed., 2012.

FOLHA.com. **Ponte Octavio Frias de Oliveira**. Disponível em: <http://www1.folha.uol.com.br/folha/galeria/album/p_20080510-ponte07.shtml>. Acesso em: 03 out. 2012.

GHASEMI, M. R.; DIZANGIAN, B. Size, shape and topology optimization of composite steel box girders using PSO method. **Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)**, vol. 11, n.6, p. 699-715, 2010.

GOCÁL, J.; DURSOVÁ, A. Optimisation of transversal disposition of steel and concrete composite road bridges. **Procedia Engineering**, n. 40, p. 125-130, 2012.

GOGOBOT. **Tower bridge**. Disponível em: <<http://www.gogobot.com/tower-bridge-london-attraction>>. Acesso em: 03 out. 2012.

GUINNESS World Records. **Oldest bridge**. Disponível em: <<http://www.guinnessworldrecords.com/records-1/oldest-bridge/>>. Acesso em: 18 set. 2012.

HATAMI, F. e ESMAEILI, N. Optimization of height at Delta Stiffened in Steel Girders by Numerical Modeling. **Journal of American Science**. 9(2s):1-5,2013.

HECHLER, O.; CAJOT, L. G.; MARTIN, P. O.; BUREAU, A. Efficient and economic design of composite bridges with small and medium spans. In: 7th INTERNATIONAL CONFERENCE OF STEEL BRIDGES, Guimarães, Portugal, 2008.

HENDAWI, S.; FRANGOPOL, D. M. Design of composite hybrid plate girder bridges based on reliability and optimization. **Structural Safety**, n. 15, p. 149-165, 1994.

KAVEH, A.; BAKHSHPOORI, T.; BARKHORI, M. Optimum design of multi-span composite box girder bridges using cuckoo search algorithm. **Steel and Composite Structures**, vol. 17, n°5, p. 705-719, 2014.

KNIGHT, R. P. Economical steel plate girder bridges. In: NATIONAL BRIDGE CONFERENCE, 1983.

KOBE, City of. **The great Hanshin-Awaji earthquake and the future (1995-2009)**.

Disponível em:

<http://www.city.kobe.lg.jp/information/public/online/photo/number25/english/small_features/index2.html>. Acesso em: 03 out. 2012.

LEE, H. T.; CHEN, S. H.; KANG, H. Y. A study of generalized reduced gradient method with different search directions. **ISSN 1812-8572**, vol. 1, n° 1, pg. 25-38, 2004.

MAPA, Veja no. **Ponte Hercílio Luz: Florianópolis SC**. Disponível em:

<<http://www.vejanomapa.com.br/ponte-hercilio-luz-florianopolis-sc>>. Acesso em: 03 out. 2012.

MARTÍNEZ, J. M.; SANTOS, S. A. **Métodos computacionais de otimização**. Departamento de Matemática Aplicada IMECC-UNICAMP, Dez. 1998.

MEMARI, A. M.; WEST, H. H.; CAVALIER, T. M. Optimization of continuous steel plate girder bridges. **Structural Optimization**, v. 3, 1991.

MERTZ, D. **Steel bridge design handbook: Redundancy**. Federal Highway Administration, Washington, 2012a.

MERTZ, D. **Steel bridge design handbook: Loads and load combinations**. Federal Highway Administration, Washington, 2012b.

NOCEDAL, J.; WRIGHT, S. J. **Numerical optimization**. Estados Unidos: Springer, 1999.

OZTEN, A. **Design optimization of two-span continuous composite box girder bridges**. Ryerson University, 2003.

PINHO, F. O. BELLEI, I. H. **Pontes e viadutos em longarinas mistas**. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2007.

PONNUSWAMY, S. **Bridge engineering**. 2nd ed. New Delhi: Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited, 2008.

RAO, S. S. **Engineering optimization: Theory and practice**. 4th ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2009.

SALMAN, F. I.; SAID, A. M. I.; BUNNORI, N. M.; JOHARI, I.B. Effect of Concrete Cost on Optimum Design of I-Steel Girder Bridges. **Paripex - Indian Journal of Research**, vol. 3, issue 5, p. 99-104, 2014.

SCI, THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE. **Composite highway bridge design: In accordance with Eurocodes and the UK National Annexes**. Berkshire, 2010.

SCI, THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE. **Design guide for composite highway bridges**. Berkshire, 2001.

SQUARE, The Bare. **Lighten up**. Disponível em: <<http://thebaresquare.com/tag/the-golden-gate-bridge/>>. Acesso em: 03 out. 2012.

STEEL BRIDGES. **Composite Bridges**. Disponível em: <<http://www.steel-bridges.com/composite-beam-bridge.htm>>. Acesso em: 08 jan. 2013.

STEELCONSTRUCTION.INFO. **Bracing systems**. Disponível em: <http://www.steelconstruction.info/Bracing_systems#Plan_bracing>. Acesso em: 23 jul. 2013.

SUN, Las Vegas. **Hoover dam bypass project**. Disponível em: <<http://www.lasvegassun.com/photos/galleries/2010/aug/19/hoover-dam-bypass-project/65526/>>. Acesso em: 03 out. 2012.

TOMA S. e MAEDA, J. Optimum girder height and minimum sectional area of highway composite girder bridge. **HOKUGA**, 2011.

WHITNEY, C. S. **Bridges of the world: Their design and construction**. Dover Publications, 2003.

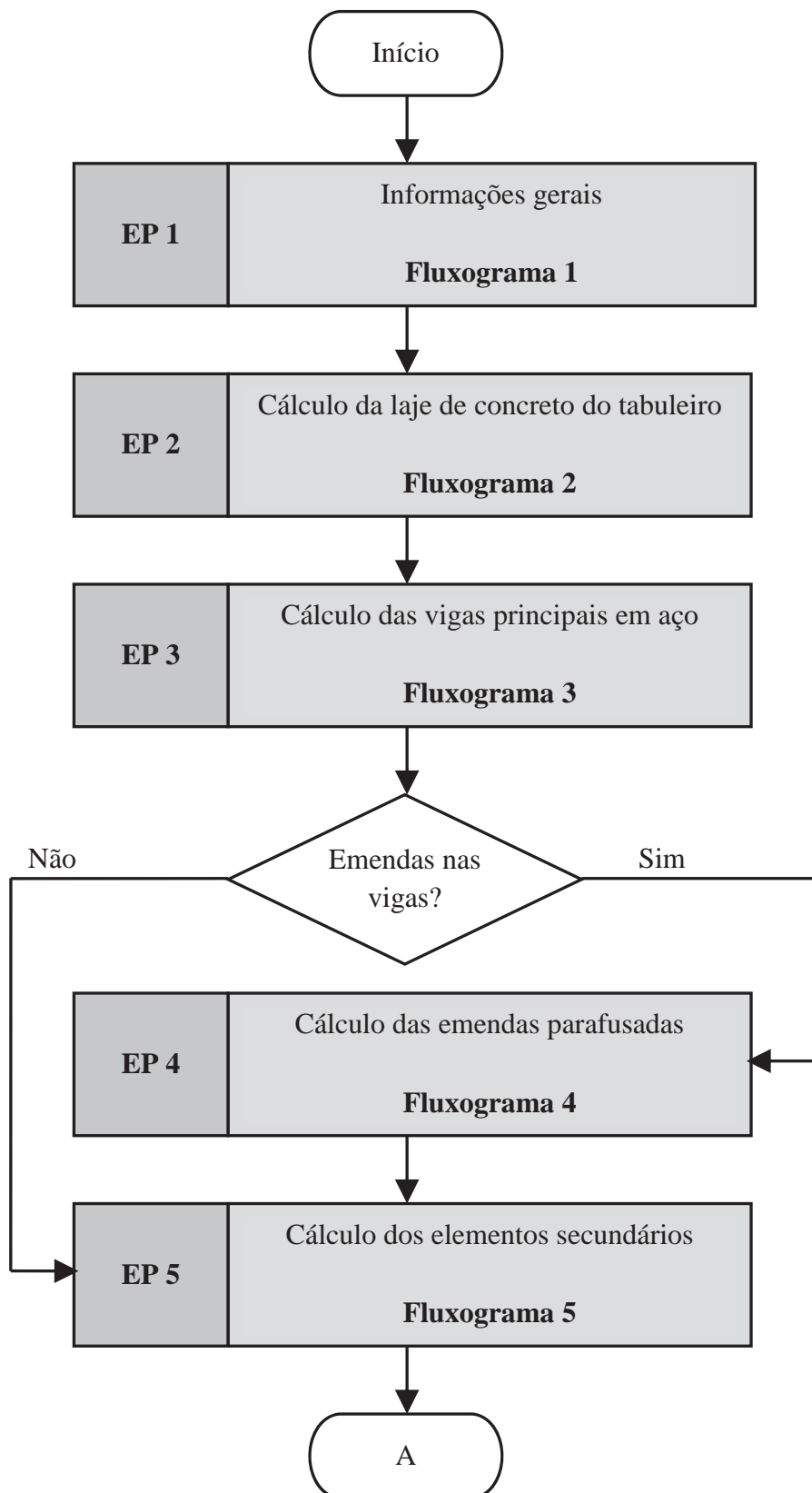
WRIGHT, K. **Steel bridge design handbook: Selecting the right bridge type**. Federal Highway Administration, Washington, 2012a.

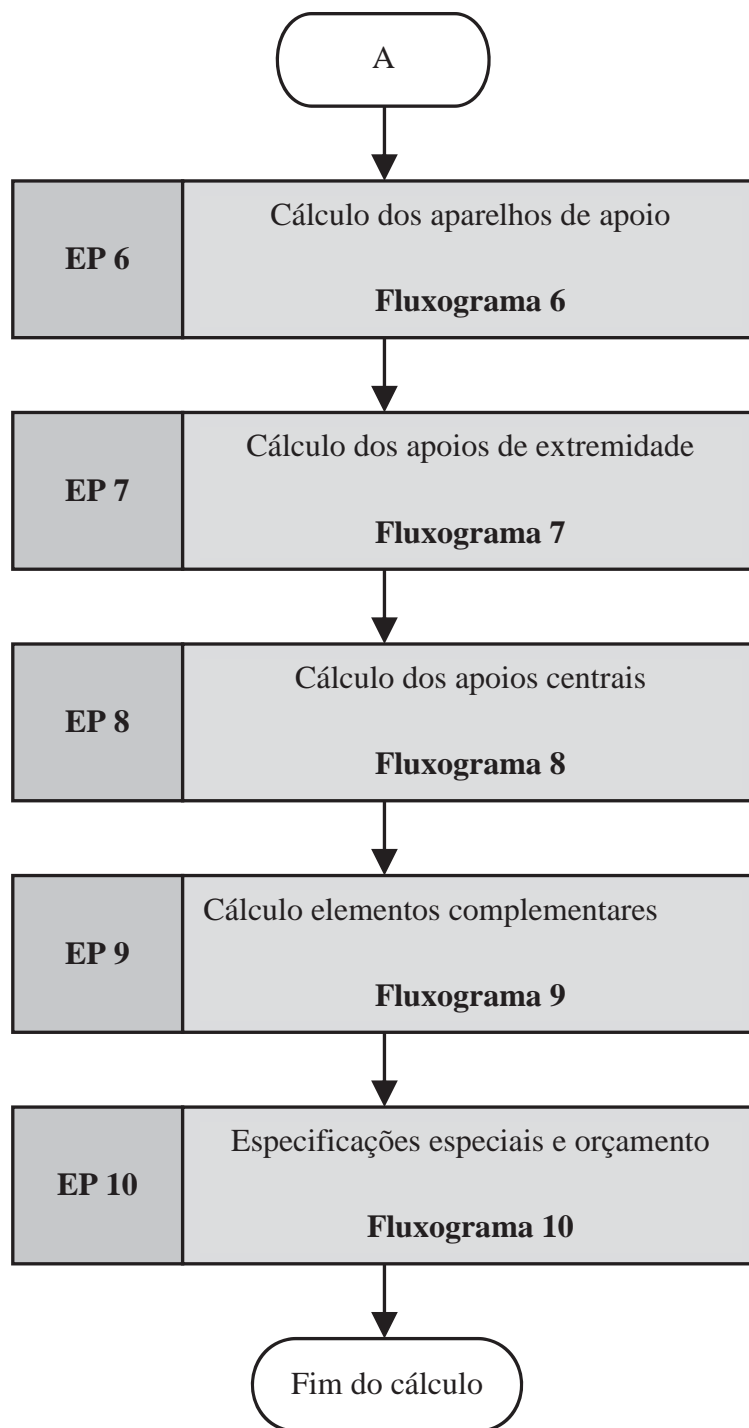
WRIGHT, K. **Steel bridge design handbook: Stringer bridges and making the right choices.** Federal Highway Administration, Washington, 2012b.

XIE, M. Y. M.; ZUO, Z. H.; HUANG, X.; BLACK, T.; FELICETTI, P. Application of Topological Optimisation Technology to Bridge Design. **Structural Engineering International**, n. 2, p. 185-191, 2014.

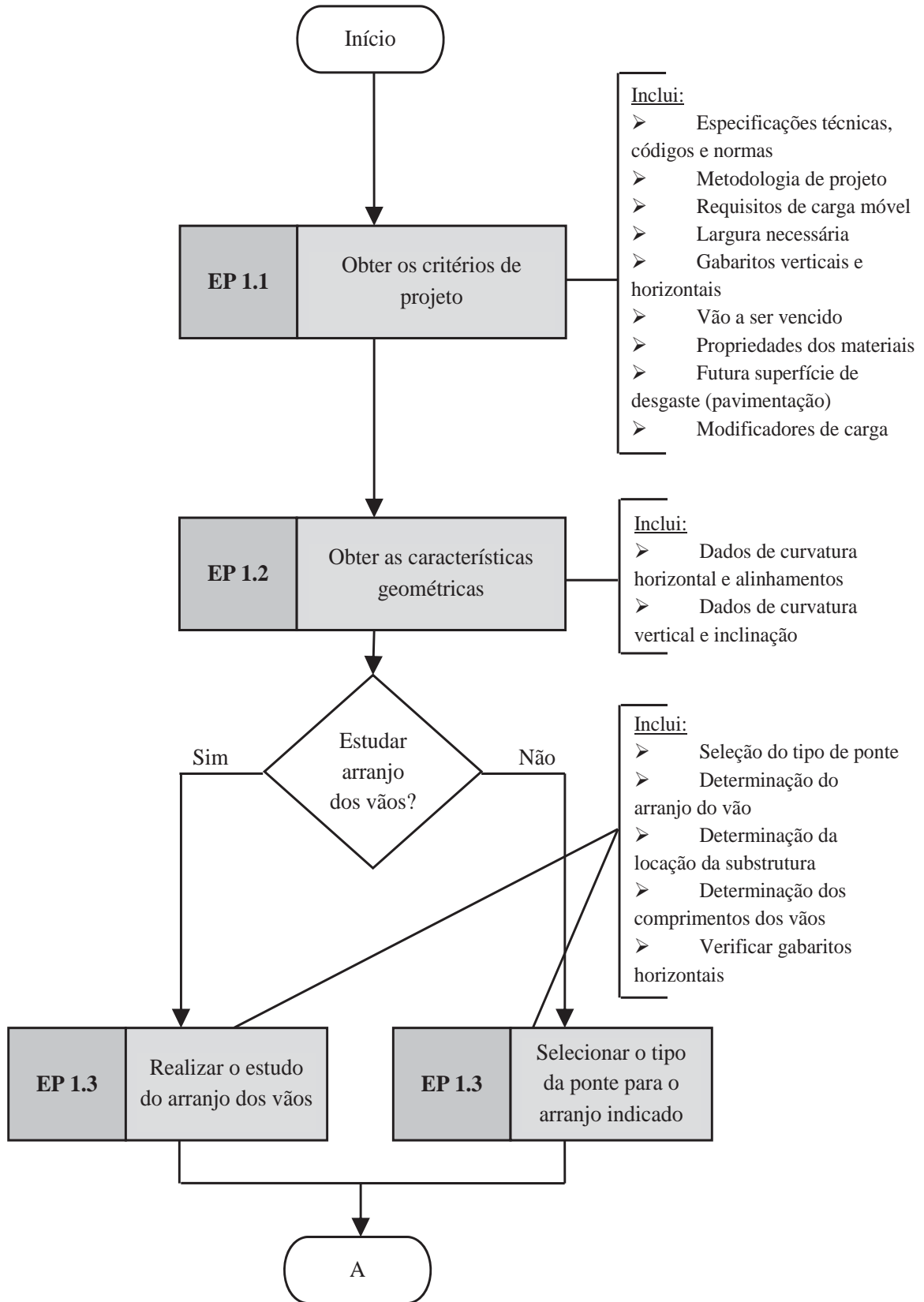
ZERO, Sala. **Algumas maravilhas do Brasil não muito divulgadas.** Disponível em: <<http://salazero.blogspot.com.br/2010/10/algumas-marvalihas-do-brasil-nao-muito.html>>. Acesso em: 03 out. 2012

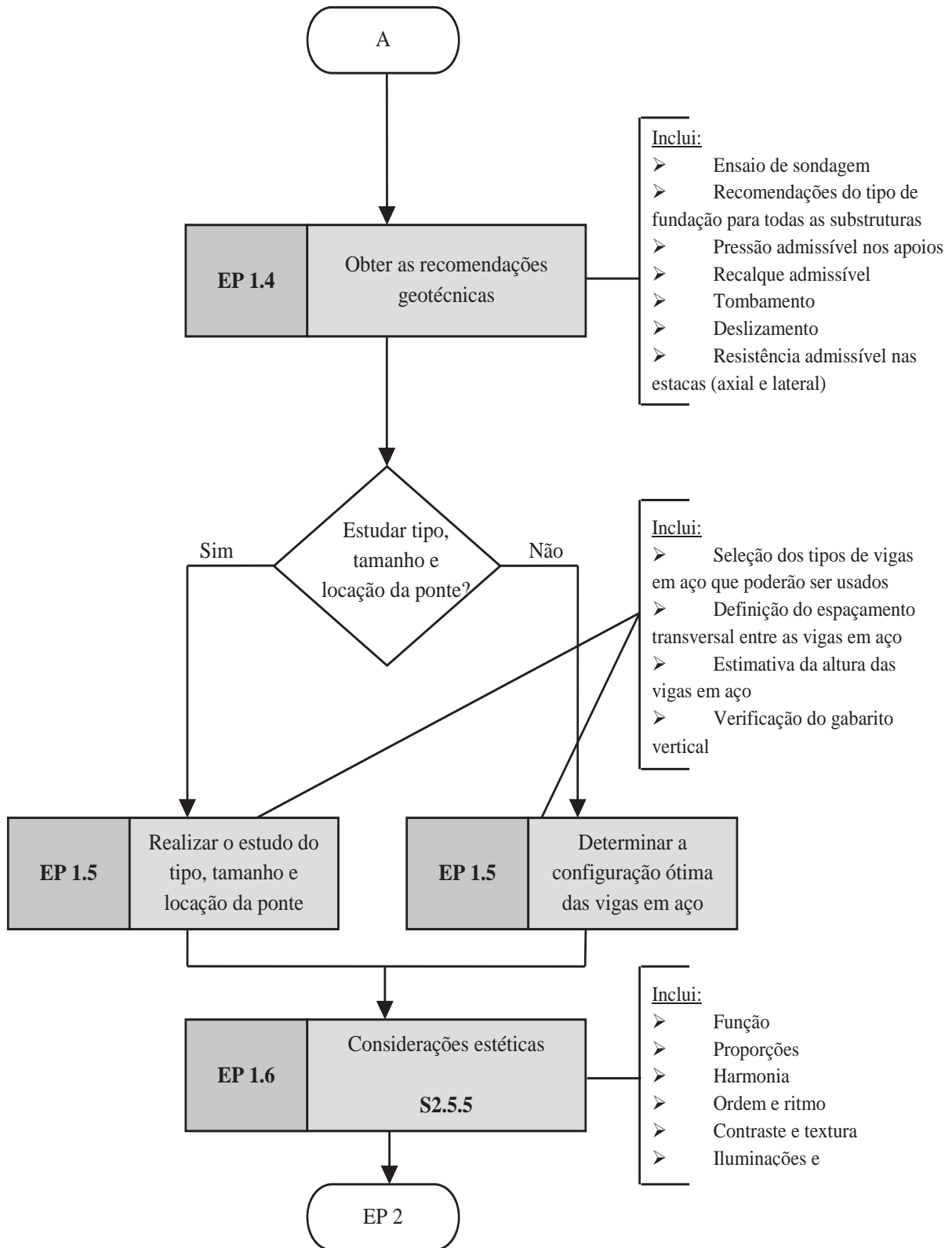
APÊNDICE A – Fluxograma do processo de cálculo de pontes mistas aço-concreto



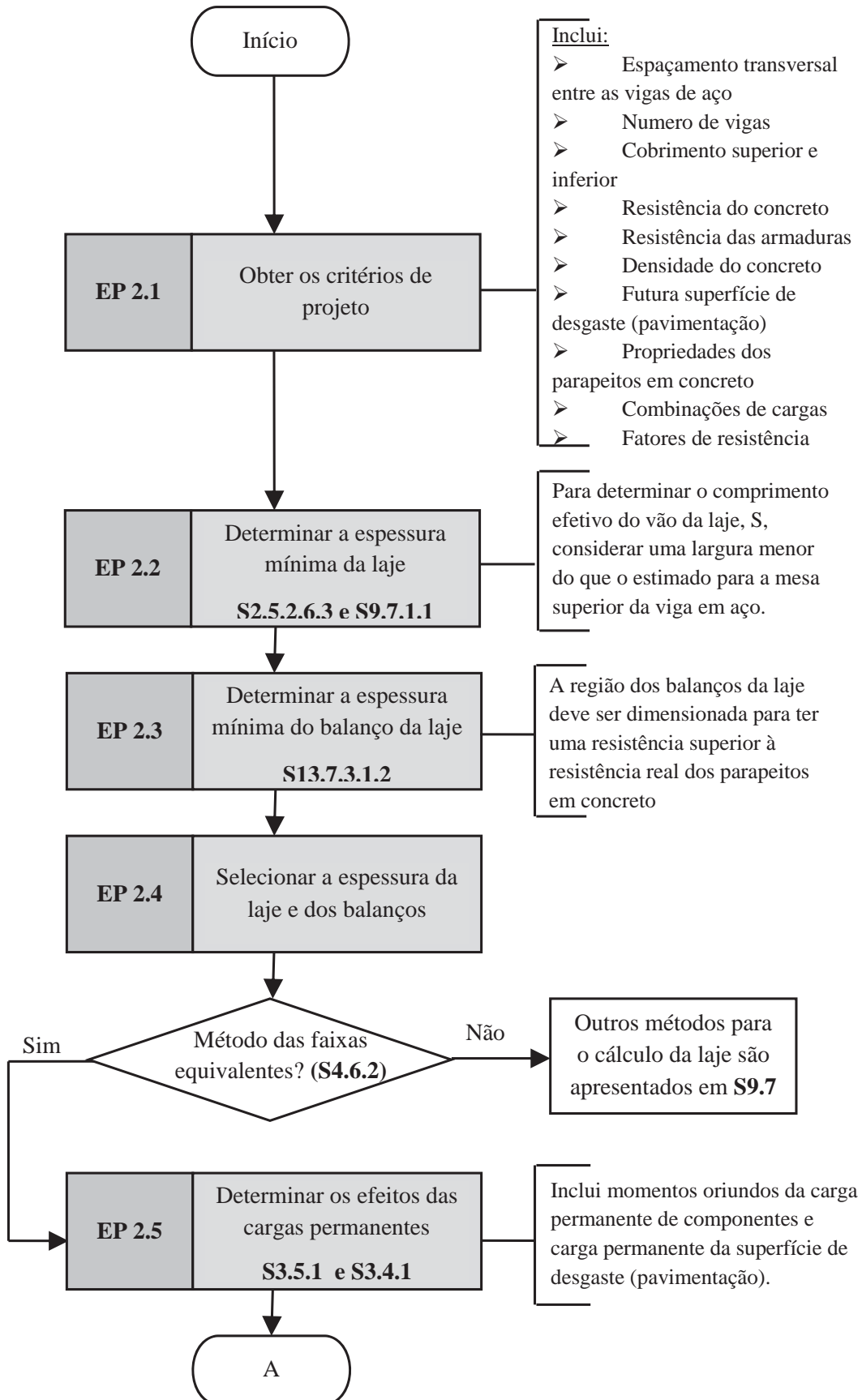


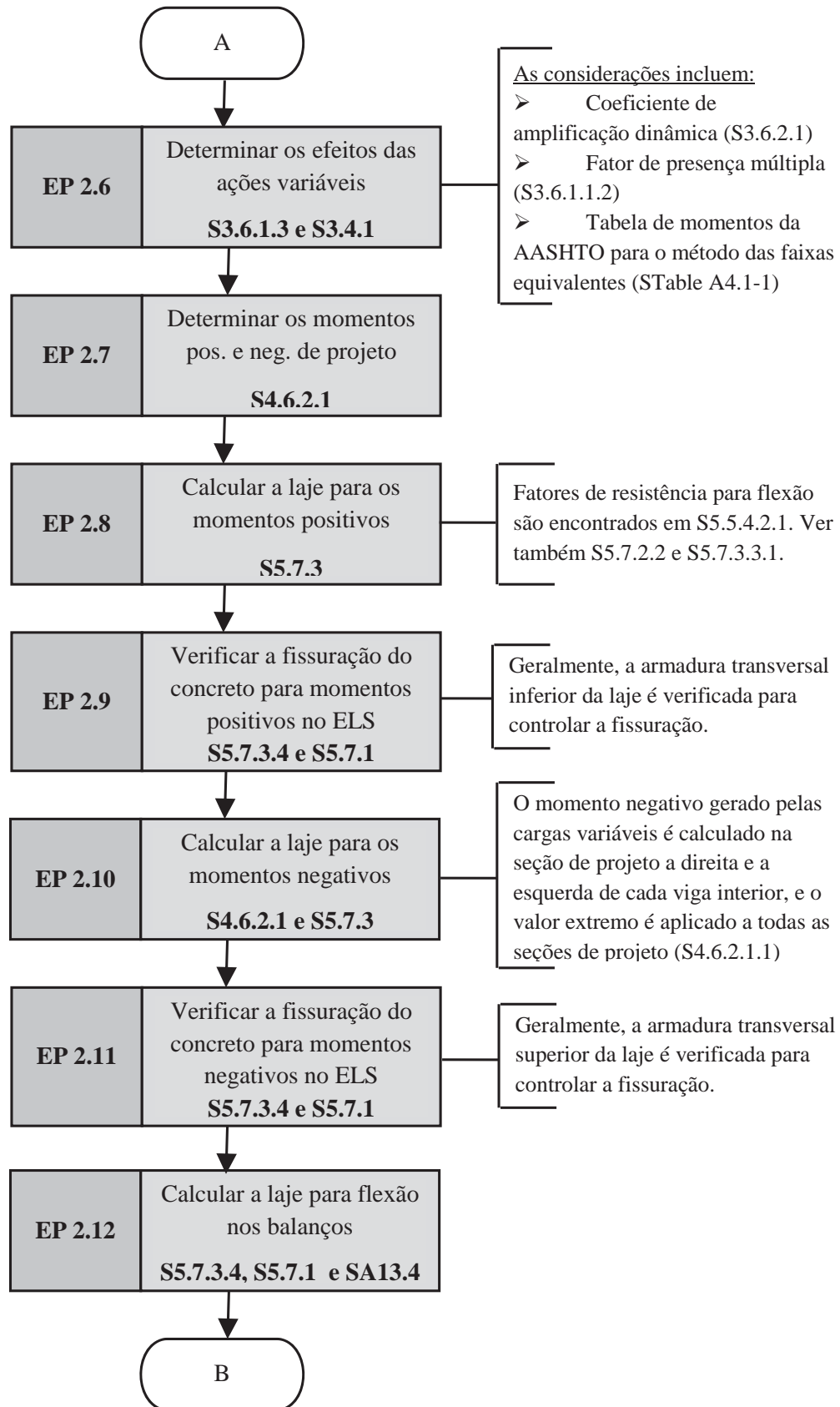
APÊNDICE B – Fluxograma da etapa de projeto 1 – Informações Gerais (Fluxograma 1)

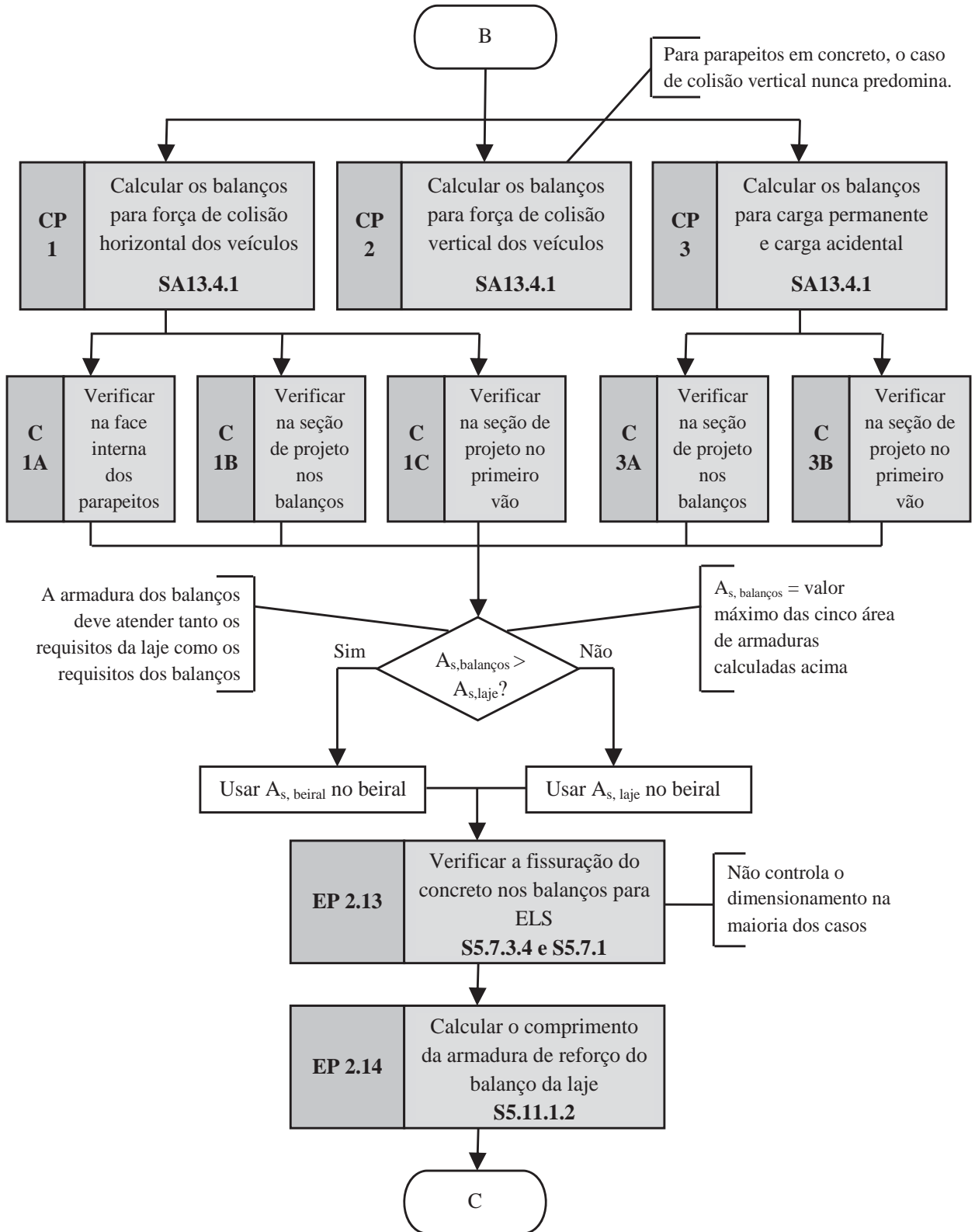


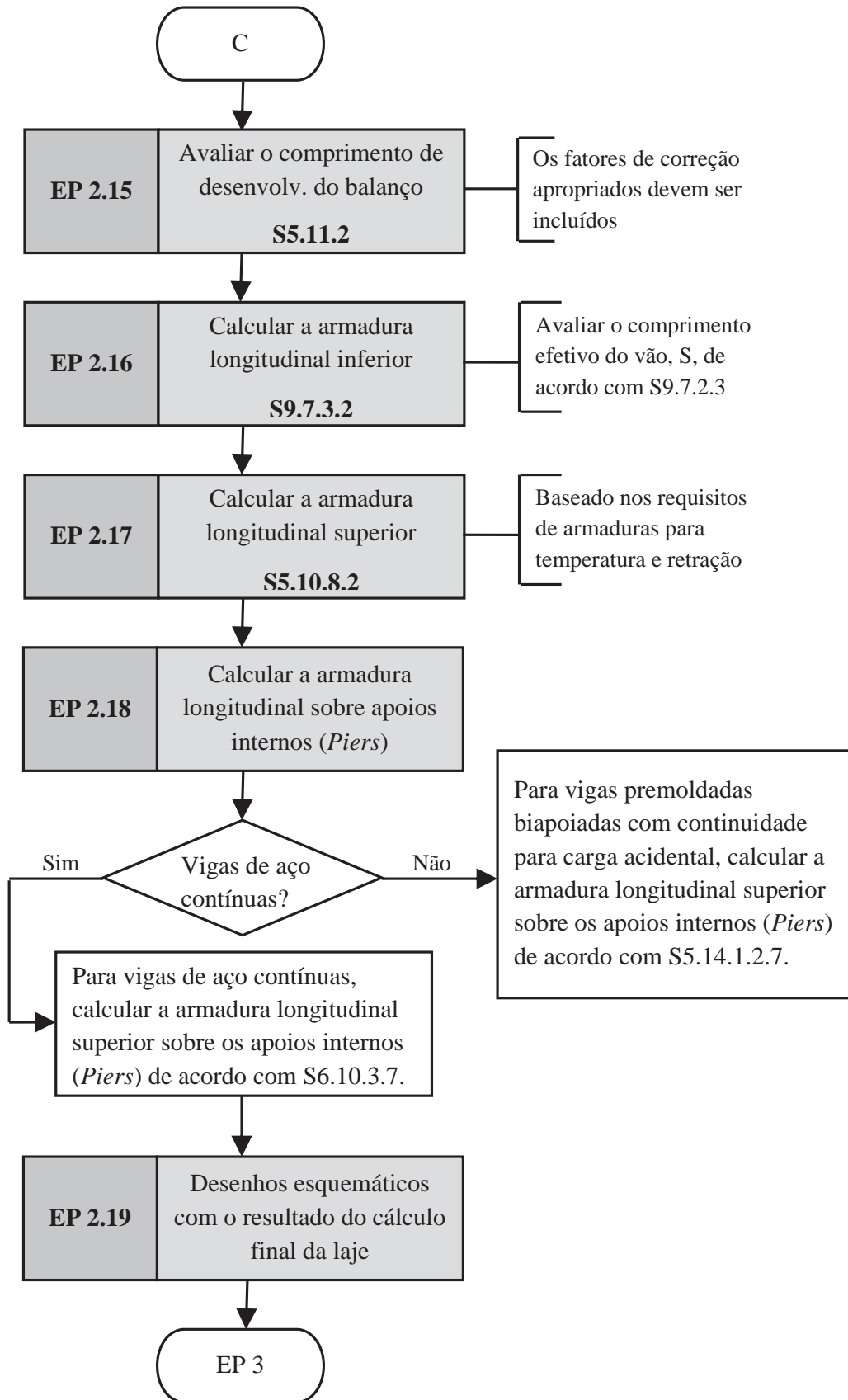


APÊNDICE C – Fluxograma da etapa de 2 – Cálculo da laje de concreto do tabuleiro
(Fluxograma 2)

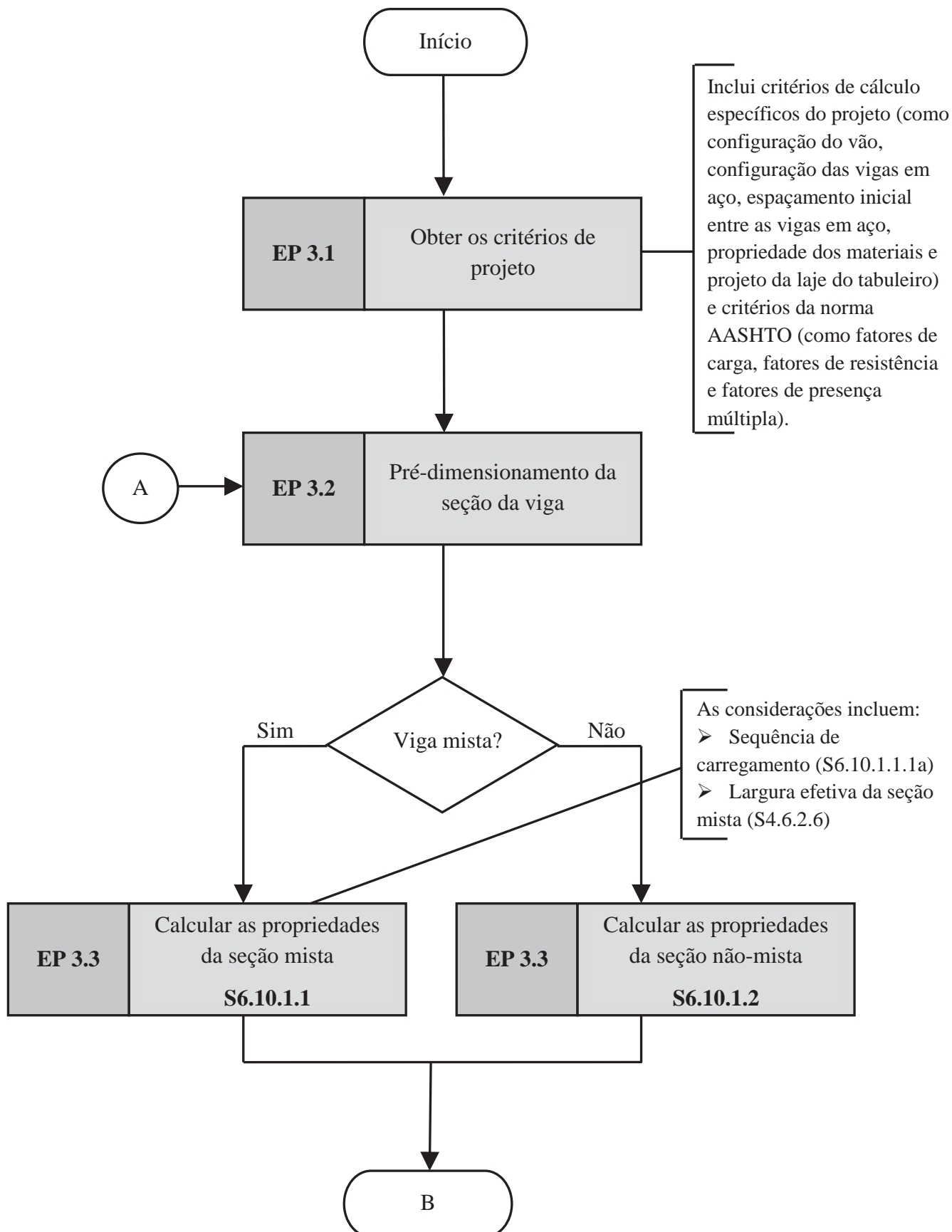


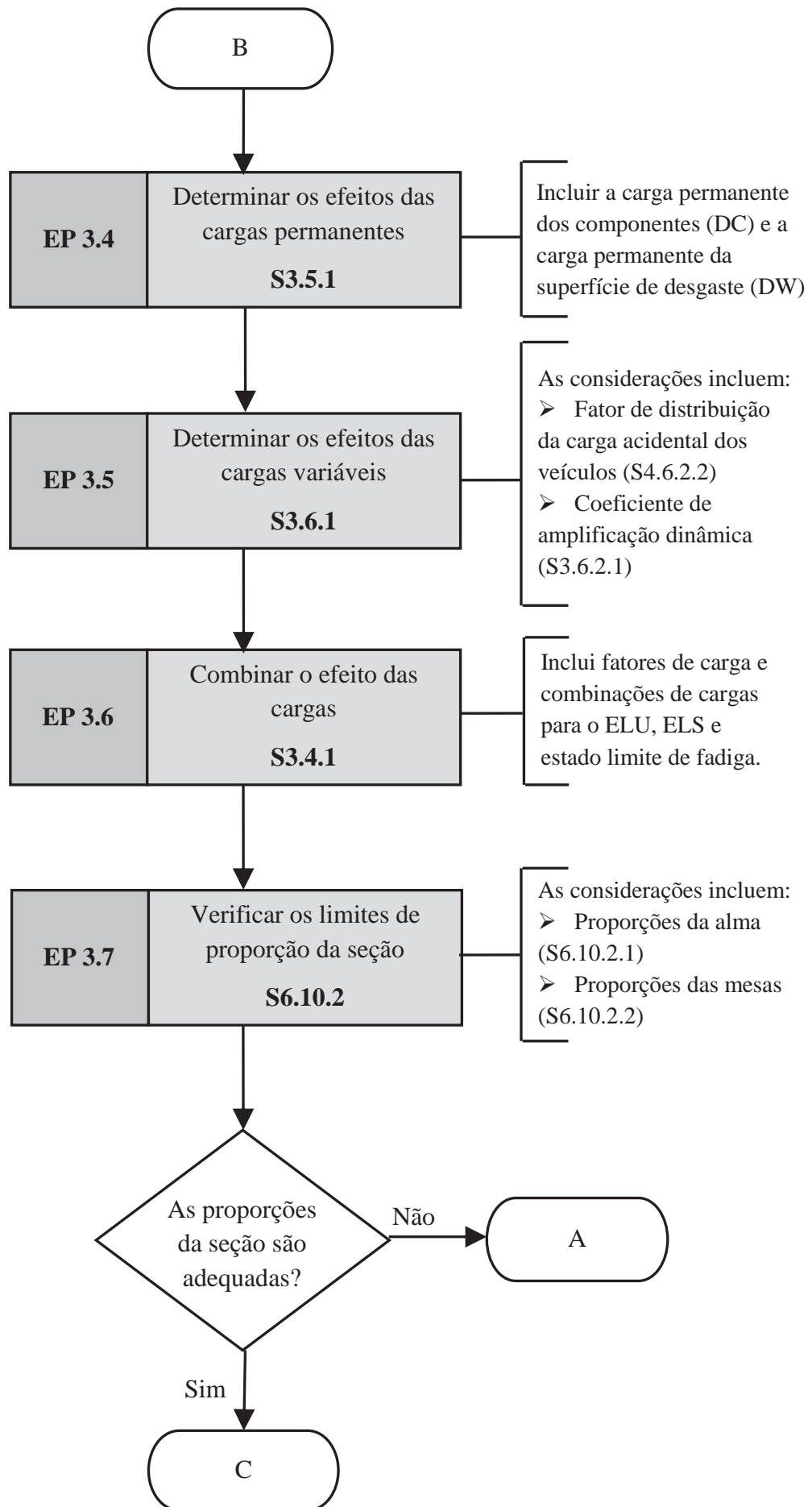


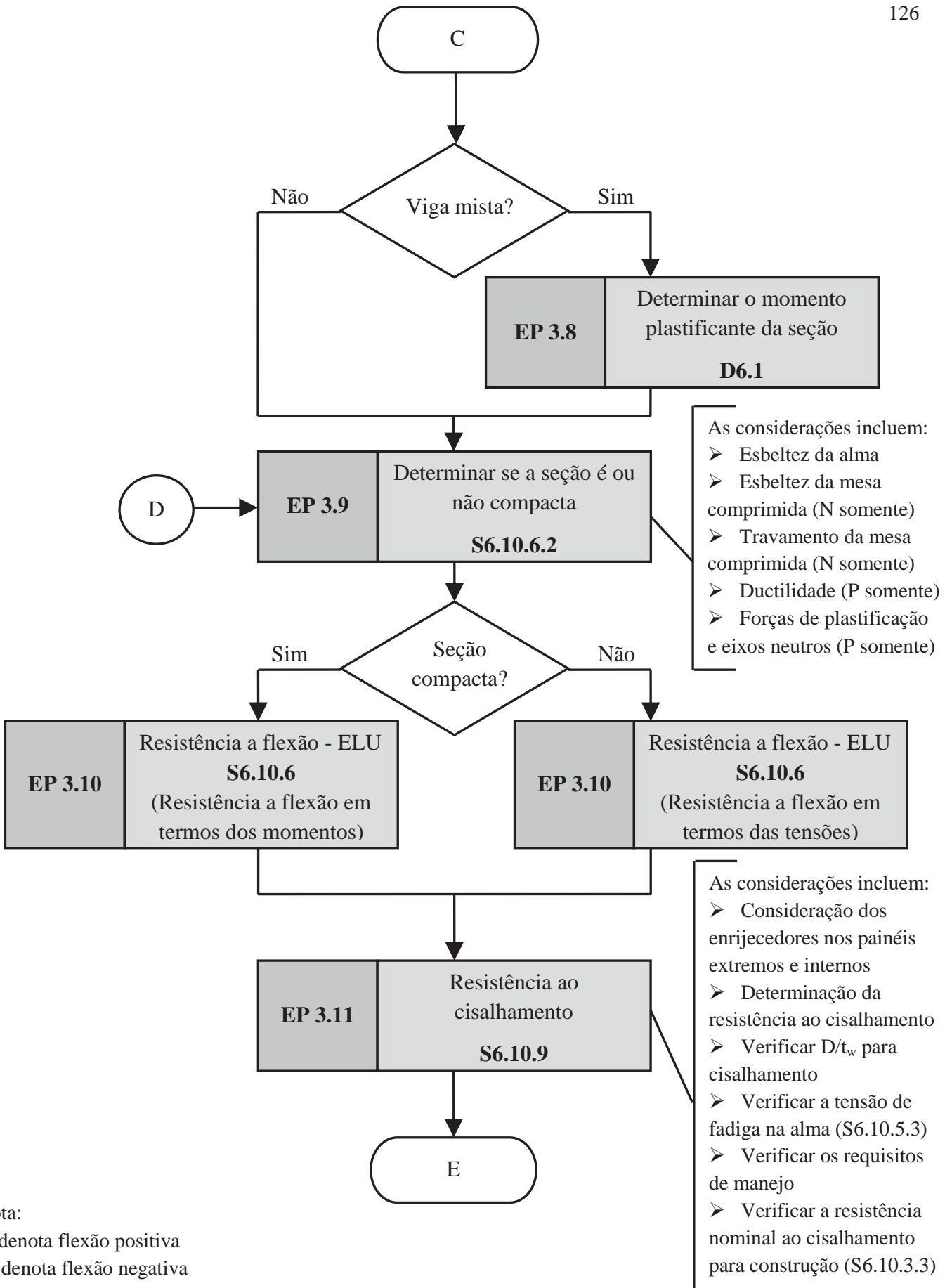




APÊNDICE D – Fluxograma da etapa de projeto 3 – Cálculo das longarinas de aço
(Fluxograma 3)

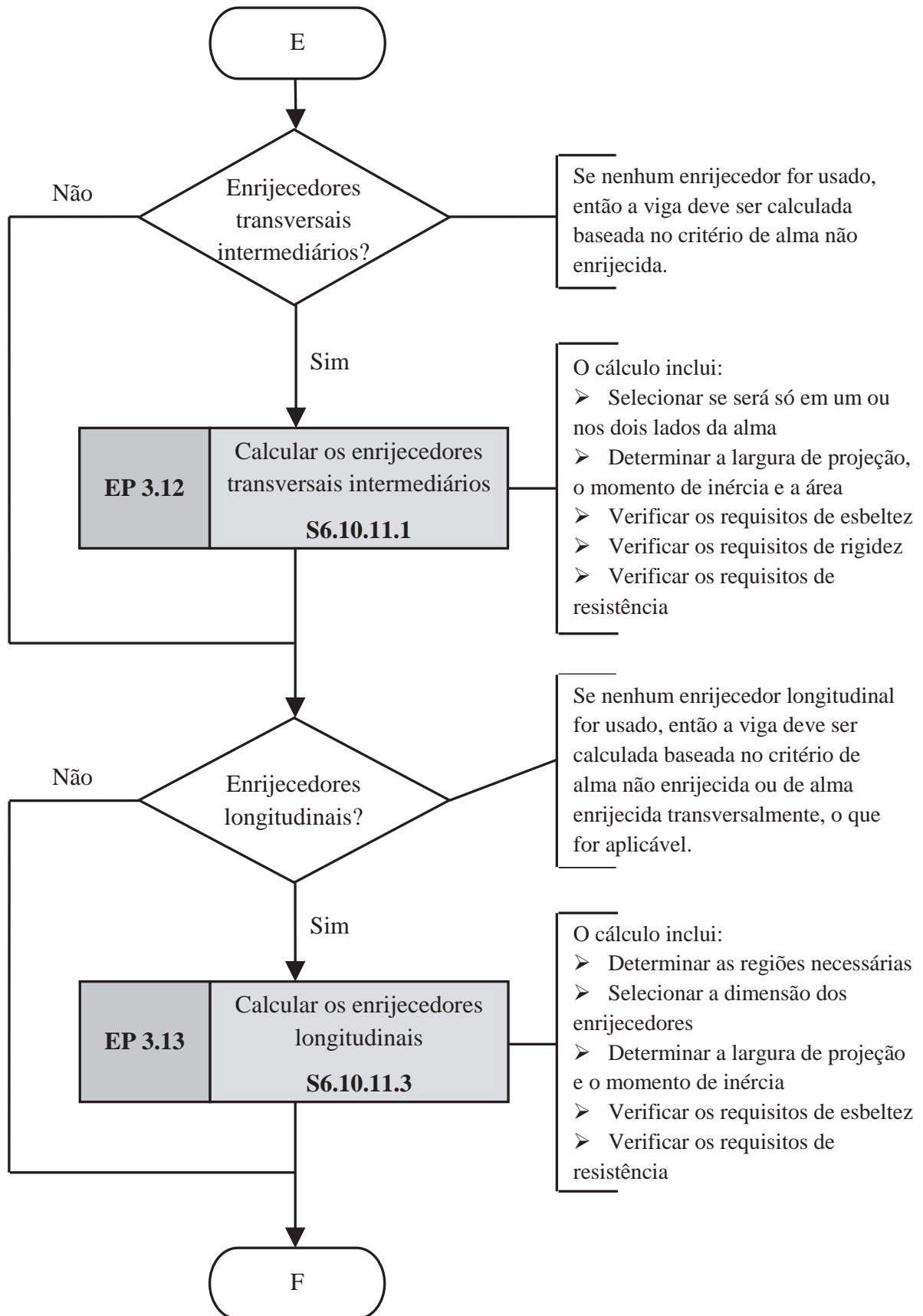


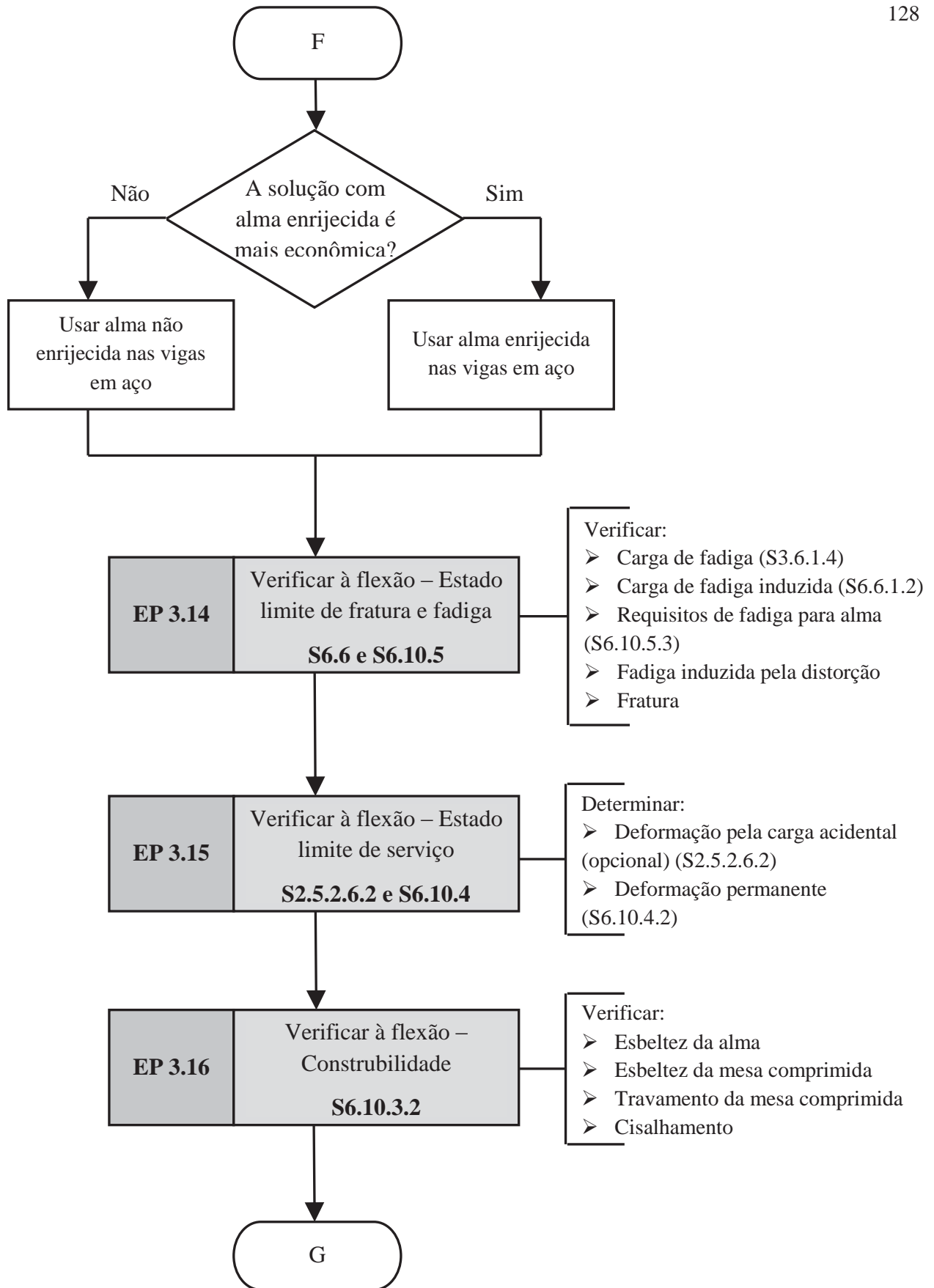


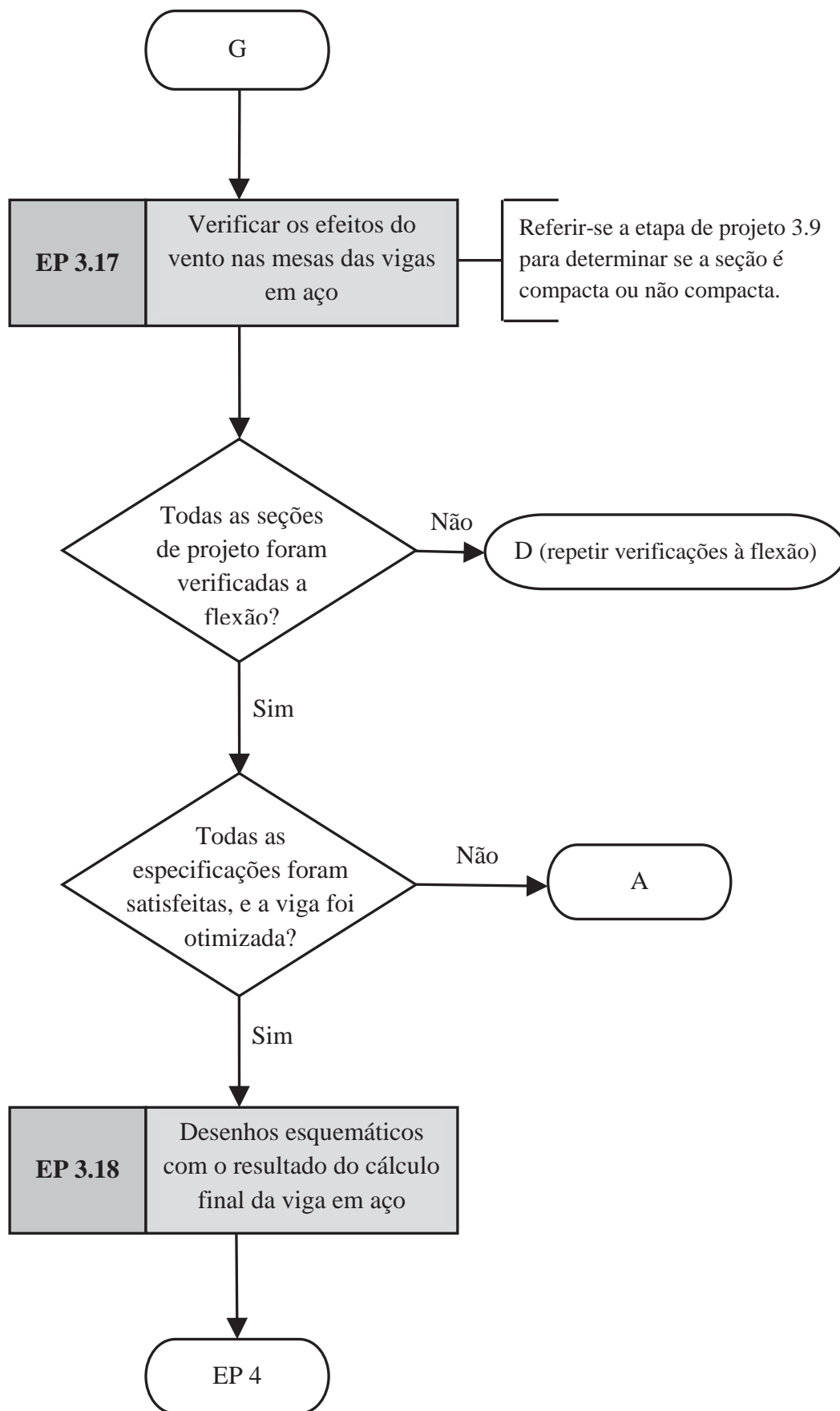


Nota:

P denota flexão positiva
N denota flexão negativa







APÊNDICE E – Exemplo de otimização realizado com a rotina de cálculo implementada no *software* MS Excel.

Neste apêndice apresenta-se, como exemplo, as verificações realizadas durante as etapas de cálculo e otimização de uma longarina externa de uma ponte com 4 longarinas na seção transversal e 24m de vão

O objetivo principal consiste em apresentar a metodologia de trabalho da rotina de cálculo implementada no *software* MS Excel.

A apresentação da referida rotina de cálculo será feita através da explicação de seu funcionamento nos itens que seguem.

Um item que merece destaque é de que a referida rotina foi construída com base na língua inglesa, com vista a manter a terminologia utilizada pela norma AASHTO (2012).

E.1 Características e limitações da rotina implementada

A rotina de cálculo implementada destina-se ao dimensionamento de pontes rodoviárias mistas biapoiadas feitas com longarinas de aço e laje do tabuleiro em concreto.

As potencialidades desta rotina compreendem o dimensionamento da laje do tabuleiro, das longarinas de aço e dos conectores de cisalhamento usados na ponte. Entretanto, é importante destacar que neste trabalho não foi levado em conta o dimensionamento da laje do tabuleiro e dos conectores de cisalhamento, sendo que o mesmo refere-se exclusivamente ao dimensionamento e otimização das longarinas de aço.

As longarinas de aço que podem ser dimensionadas pela rotina possuem apenas enrijecedores transversais ao longo de seu comprimento, e são “subdivididas” em três trechos visando possibilitar a utilização de seções variáveis ao longo do vão. Cabe destacar, entretanto, que nos estudos realizados as longarinas foram consideradas como de seção constante.

De maneira geral, a rotina é subdividida em 5 partes: a primeira refere-se a inserção das características da ponte que será dimensionada; a segunda trata do dimensionamento da laje do tabuleiro; a terceira refere-se ao dimensionamento das longarinas de aço (para os três trechos ao longo do vão); a quarta trata das verificações referentes aos conectores de cisalhamento, enquanto que a quinta refere-se ao cálculo do custo (por metro longitudinal da ponte) e otimização do mesmo para a seção transversal estudada.

Nos itens seguintes serão apresentadas, com mais detalhes, a primeira, a terceira e a quinta parte da planilha, que foram as partes utilizadas nos estudos realizados.

E.2 Inserção das características da ponte

A etapa inicial do processo de cálculo e otimização das longarinas inicia-se com a inserção das informações, na rotina de cálculo, da ponte que se está calculando.

Essas informações são:

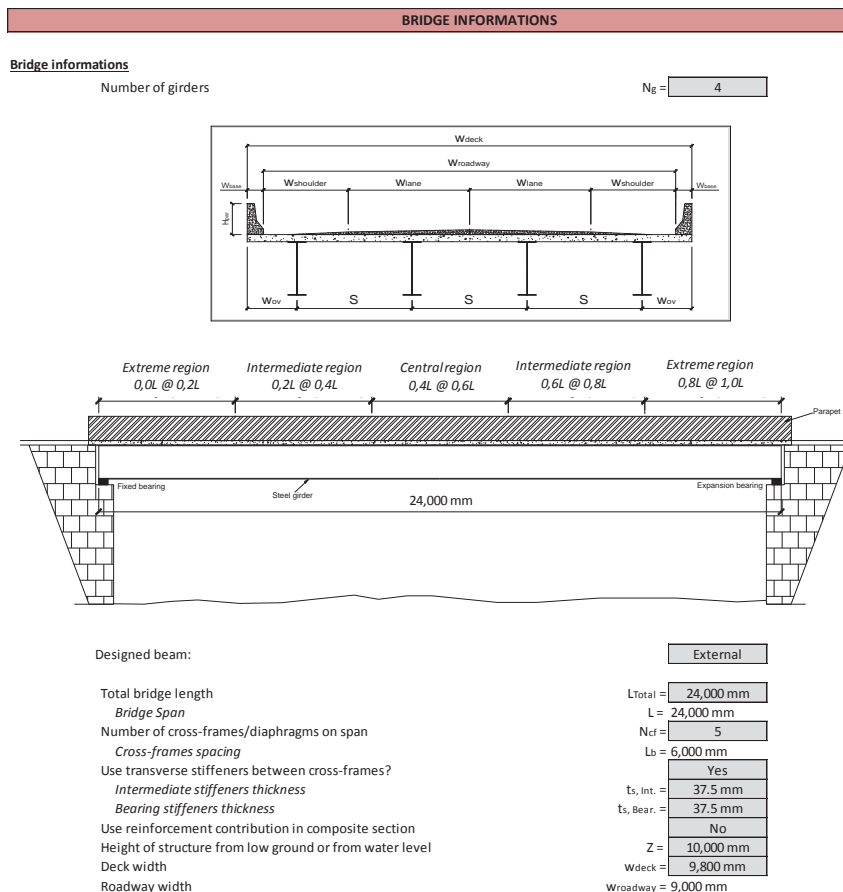
- a) características geométricas da ponte, como número de longarinas de aço na seção transversal, posição da longarina analisada na seção transversal (se tal longarina é interna ou externa), vão biapoiado vencido pela ponte, número de travamentos transversais que as longarinas terão ao longo do vão, informação se a longarina terá enrijecedores entre os travamentos transversais e suas espessuras (por padrão, é considerado um enrijecedor transversal em cada ponto de ligação dos travamentos transversais das longarinas), definição se será considerada a contribuição da armadura da laje de concreto na determinação da resistência das longarinas mistas, altura da ponte em relação ao solo ou nível da água, largura da laje do tabuleiro, balanço lateral da laje do tabuleiro (considerado como uma porcentagem do espaçamento transversal entre as longarinas de aço) e número de faixas de tráfego disponíveis para a circulação do veículo de projeto;
- b) características dos materiais utilizados, como tensão de escoamento e ruptura do aço das longarinas, resistência a compressão (f_{ck}) do concreto da laje, diâmetro das armaduras da laje do tabuleiro, tensão de escoamento das armaduras da laje do tabuleiro, pesos específicos dos materiais (da laje do tabuleiro e da pavimentação), espessura da laje do tabuleiro e seus balanços laterais, cobrimento das armaduras e espessura da pavimentação;
- c) definição das barreiras laterais da ponte, que serão utilizadas no dimensionamento da laje do tabuleiro, sendo necessário a indicação de informações como largura, altura, dimensão da base e momentos resistentes das barreiras laterais;
- d) indicação de parâmetros utilizados na determinação dos esforços na ponte, como sobrecarga de recapeamento da pavimentação, sobrecarga de itens miscelâneos, sobrecarga de construção, indicação dos coeficientes de distribuição das cargas móveis (quando for necessário realizar o cálculo pela regra da alavanca), tipo de fôrma (e espessura) utilizada na construção da laje do tabuleiro (para verificação

da longarina durante a etapa de construção), características do terreno no entorno da ponte (para cálculo dos esforços devidos ao vento), indicação do veículo de projeto (podendo ser o veículo brasileiro TB-450 ou o veículo indicado na norma AASHTO) e características de tráfego da ponte (classe da rodovia);

- e) características das longarinas metálicas, como número de emendas ao longo do vão (este parâmetro pode ser variado de 0 a 2, sendo que “zero emendas” indica que a longarina terá seção constante ao longo de todo o vão e “três emendas” indica que a longarina terá seções diferentes em 3 trechos ao longo do vão) e dimensões dos elementos da seção transversal das longarinas (variações de larguras e espessuras);
- f) indicação das características dos conectores de cisalhamento, como o tipo e o número de conectores da seção transversal (para conectores tipo “U” é considerado apenas um conector da seção transversal da longarinas, enquanto que para conectores tipo *stud bolts* este número deve ser informado).

Na Figura 41 é apresentada a parte de inserção de informações na rotina de cálculo para o exemplo proposto.

Figura 41: Exemplo de inserção de informações na rotina de cálculo implementada no MS Excel.



Overhang width (in girder spacing proportion)

Girder Spacing
 Number of lanes on the bridge
 Structural steel yield strength

Concrete 28-day compressive strength
 Modulus of elasticity
 Internal reinforcing bars
 reinforcing bar diameter
 reinforcing bar area
 Overhang reinforcing bars
 reinforcing bar diameter
 reinforcing bar area
 Reinforcing strength
 Steel density
 Concrete density
 Slab thickness
 Minimum slab thickness (S9.7.1.1)
 Overhang thickness
 Minimum overhang thickness (S13.7.3.1.2)
 Parapet informations
 Weight (each)
 Width at base
 Height
 Moment capacity at base
 Longitudinal length of distribution of impact force Ft
 Additional flexural resistance of beam in addition to Mw, if any, at top of wall
 Flexural resistance of the wall about an axis parallel to the longitudinal axis of the bridge
 Flexural resistance of the wall about its vertical axis
 Deck top cover (S Table 5.12.3-1)
 Deck bottom cover (S Table 5.12.3-1)
 Future wearing surface
 Future wearing surface thickness
 Future wearing resurfacing
 Stay-in-place forms

0.375 (S)
Wov = 980 mm
S = 2,613 mm
Nlanes = 3
Steel = ASTM A572 Gr.50
Fy = 345 MPa
Fu = 450 MPa
fc,k = 30 MPa
Ec = 26072 MPa
Ø 8
d _{bar} = 8.0 mm
A _{bar} = 50.3 mm ²
Ø 8
d _{bar} = 8.0 mm
A _{bar} = 50.3 mm ²
FyR = 500 MPa
W _{steel} = 78.5 kN/m ³
W _{concrete} = 25.0 kN/m ³
ts = 300 mm
ts,min = 175 mm
to = 300 mm
to,min = 200 mm
W _{parapet} = 5.80 kN/m
w _{base} = 400 mm
H _{par} = 870 mm
M _{co} = 103183 N.mm/mm
Lz = 2,164 mm
M _b = 0 N.mm/mm
M _c = 51155 N.mm/mm
M _w = 20462 N.mm/mm
cover _t = 50 mm
cover _b = 25 mm
W _{hws} = 25.0 kN/m ³
t _{ws} = 70.0 mm
WR _{hws} = 2.0 kN/m ²
Type = Pre-slab
Pre-slab thickness = 60 mm
Height = 60 mm
W _{forms} = 1.50 kN/m ²
W _{misc.} = 0.25 kN/m
LL cons. = 1.0 kN/m ²

Miscellaneous dead load
 Construction live load
 Distribution factor for moment due to live load
 For interior beams, when N_b = 3 (lever-rule for one lane loaded)
 For interior beams, when N_b = 3 (maximum of all number of loaded lanes)
 For exterior beams, when N_b > 3 (One design lane loaded)
 For exterior beams, when N_b = 3 (One design lane loaded)
 For exterior beams, when N_b = 3 (Two or more design lane loaded)
 For exterior beams, biggest value of R

g _{m,int,Nb=3-1} = 0.000
g _{m,int,Nb=3} = 0.000
g _{m,ext} = 0.732
g _{m,ext,Nb=3} = 0.000
g _{m,ext2,Nb=3} = 0.000
R = 0.821

Load Modifier:

Ductility:	Conventional designs and details
Redundancy:	Conventional levels of redundancy
Importance:	Typical bridges

For Strength limit state: $\eta_D = 1.00$ $\eta_R = 1.00$ $\eta_I = 1.00$
 When the maximum value of γ_I is appropriate: $\eta_I = \eta_D \eta_R \eta_I = 1.00$
 When the minimum value of γ_I is appropriate: $\eta_I = 1/(\eta_D \eta_R \eta_I) = 1.00$
 For all other limit states: $\eta_I = 1.00$

Wind loads

Upstream surface condition

Condition = Open Country

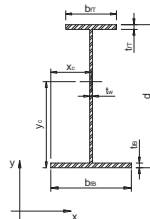
Number of cross sections transitions on the beams

0 shop splices

Steel Cross Section Dimensions:

PS 1624 x 12,5 x 317 x 22,4 x 550 x 37,5

Outside height
 Top flange width
 Top flange thickness
 Web thickness
 Bottom flange width
 Bottom flange thickness

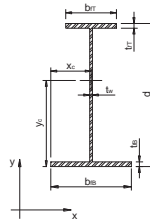


Linear Mass = 371.1 kg/m

d _{cr} = 1,624 mm
d _{cr} = 1,624 mm
b _{tr,cr} = 317 mm
b _{tr,cr} = 317 mm
t _{tr,cr} = 22.4 mm
t _{tr,cr} = 22.4 mm
t _{w,cr} = 12.5 mm
t _{w,cr} = 12.5 mm
b _{br,cr} = 550 mm
b _{br,cr} = 550 mm
t _{br,cr} = 37.5 mm
t _{br,cr} = 37.5 mm

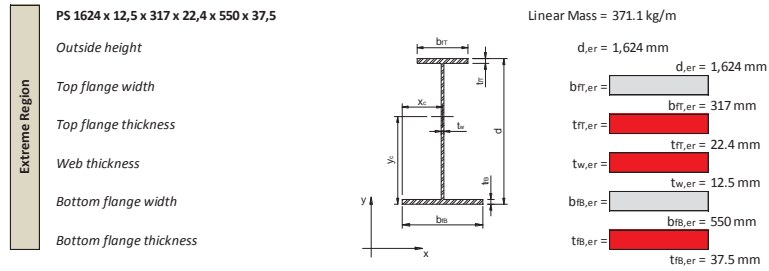
PS 1624 x 12,5 x 317 x 22,4 x 550 x 37,5

Outside height
 Top flange width
 Top flange thickness
 Web thickness
 Bottom flange width
 Bottom flange thickness

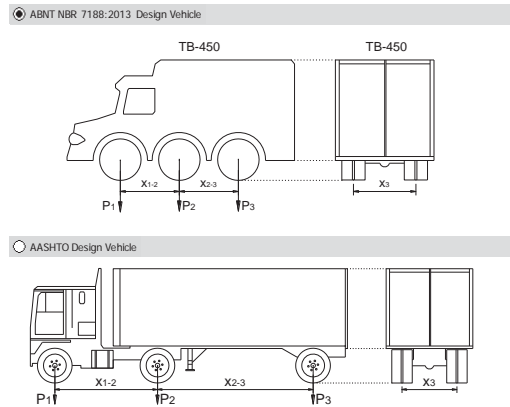


Linear Mass = 371.1 kg/m

d _{ir} = 1,624 mm
d _{ir} = 1,624 mm
b _{tr,ir} = 317 mm
b _{tr,ir} = 317 mm
t _{tr,ir} = 22.4 mm
t _{tr,ir} = 22.4 mm
t _{w,ir} = 12.5 mm
t _{w,ir} = 12.5 mm
b _{br,ir} = 550 mm
b _{br,ir} = 550 mm
t _{br,ir} = 37.5 mm
t _{br,ir} = 37.5 mm



Design Vehicle



$P_1 = 150.0$ kN
 $P_2 = 150.0$ kN
 $P_3 = 150.0$ kN
 $X_{1-2} = 1,500$ mm
 $X_{2-3} = 1,500$ mm
 $X_{2-3} = 0$ mm
 $X_3 = 2,000$ mm

Design lane load

ABNT NBR 7188:2013 lane load
 $p_{ABNT} = 5.0$ kN/m²
 $q_{ABNT} = 15.0$ N/mm
 $q_{used} = 15.00$ N/mm

AASHTO design lane load
 $p_{AASHTO} = 3.1$ kN/m²
 $q_{AASHTO} = 9.3$ N/mm

Bridge traffic characteristics

Class of highway
 Number of lanes available to trucks

Other rural
 $f_r = 0.15$
 3 or more
 $p = 0.80$

Stud shear connectors

Channel section (Only used when shear connectors are channels)
 Web thickness (Channels shear connectors only)
 Flange thickness (Channels shear connectors only)
 Section height (Channels shear connectors only)
 Number of shear connectors in a cross section

Stud bolts 3/4"
 U 4"x9,3
 $t_w = 0.00$ mm
 $t_f = 0.00$ mm
 $d = 0.00$ mm
 $b_f = 0.00$ mm
 $n = 3$

Fonte: Autor

E.3 Dimensionamento das longarinas de aço

A rotina de cálculo implementada apresenta a seguinte sequência de trabalho para o dimensionamento das longarinas de aço:

- definição das combinações de cargas, cálculo da altura mínima necessária para as longarinas, cálculo de n (razão modular de projeto, que é a relação entre os módulos de elasticidades do aço das longarinas e do concreto da laje do tabuleiro), determinação da largura efetiva da laje do tabuleiro nas longarinas mistas e cálculo

das cargas permanentes uniformemente distribuídas presentes nas longarinas da ponte;

- b) determinação dos fatores de distribuição das cargas móveis nas longarinas: inicia com a verificação de alguns limites definidos pela norma AASHTO (2012) para aplicação do método implementado na rotina de cálculo, sendo na sequência realizado o cálculo dos fatores de distribuição das cargas móveis para a longarina calculada. É importante destacar que a planilha apenas realiza o cálculo dos fatores para os casos que atenderem aos limites definidos pela norma AASHTO (2012).
- c) determinação dos esforços nas longarinas: os esforços originados pelas cargas permanentes são calculados de maneira automática pela rotina de cálculo, enquanto que os esforços oriundos de cargas móveis foram calculados em um software de análise estrutural e então inseridos na planilha a cada 1/10 do vão). Tendo em vista que há uma redistribuição dos esforços oriundos das cargas permanentes entre as longarinas (em função de suas rigidezes) para os casos em que se têm pontes com seções das longarinas internas e externas diferentes, resolveu-se modelar o conjunto de longarinas e os esforços permanentes em um software de análise estrutural e então comparar os valores obtidos com os calculados pela rotina, sendo que os valores da rotina são ajustados através de alguns fatores para apresentarem um valor final praticamente igual aquele obtido no software. Tal processo foi repetido de maneira iterativa até que as seções presentes nas longarinas apresentassem uma diferença nos esforços inferior a 5% entre as iterações;
- d) cálculo dos esforços máximos nas longarinas, para cada trecho do vão, com base nas combinações de cálculo selecionadas;
- e) determinação das propriedades geométricas das longarinas na situação não-mista e mista para os três trechos ao longo do vão. Para a situação mista, as propriedades geométricas são calculadas com as razões modulares de n e $3n$, para efeitos de curta e longa duração, respectivamente;
- f) verificação dos limites de proporção das seções das longarinas (que são exigências indicadas pela norma AASHTO para permitir o uso da longarina analisada), cálculo do momento plástico resistente da seção mista, determinação do tipo de seção analisada (se é compacta ou não compacta) e verificação de um quesito de ductilidade para a longarina de aço;

- g) determinação da resistência da seção mista à flexão (para os casos de seções compactas e não-compactas) e verificação das longarinas ao cisalhamento (considerando apenas as longarinas de aço isoladas como resistentes);
- h) verificação da resistência das longarinas à fadiga: para o trecho central, a verificação é feita no pé da solda transversal em enrijecedores (ou chapas de ligação dos travamentos transversais no meio do vão), no filete longitudinal de solda que liga a alma da longarina à mesa tracionada (mesa inferior) e pela verificação de um requisito especial de fadiga indicado pela norma AASHTO (2012) para a alma da longarinas; para os demais trechos, as verificações realizadas correspondem à solda de filete no pé dos enrijecedores, à verificação de emendas parafusadas e do requisito especial de fadiga indicado pela norma AASHTO;
- i) verificação dos enrijecedores transversais nos trechos (tal verificação não foi considerada nos estudos realizados) e verificação das longarinas de aço isoladas durante a etapa de construção. A verificação das longarinas durante a etapa de construção é realizada após a etapa de lançamento da ponte, onde as longarinas de aço resistem sozinhas aos esforços oriundos do peso dos elementos da laje do tabuleiro e da sobrecarga de construção até que o concreto atinja a resistência suficiente para trabalhar de forma mista com as longarinas. Para o caso das longarinas externas, é considerado que as cargas colocadas nos balanços da laje do tabuleiro são transmitidas de maneira direta as longarinas externas através do uso de um sistema de escoramento para tal fim.

A Figura 42 apresenta a parte correspondente à determinação dos esforços, propriedades geométricas e dimensionamento da região central da longarina externa tomada como exemplo. A região central é apresentada por ser a região crítica, já que a longarina possui seção constante ao longo de todo o vão.

Figura 42: Exemplo de dimensionamento de longarina externa pela rotina implementada no MS Excel

STEEL GIRDERS DESIGN

Load combinations

Combination	<input checked="" type="checkbox"/> Strength I	<input type="checkbox"/> Strength II	<input checked="" type="checkbox"/> Strength III	<input checked="" type="checkbox"/> Strength IV	<input checked="" type="checkbox"/> Strength V	<input type="checkbox"/> Service I	<input type="checkbox"/> Service II	<input type="checkbox"/> Fatigue I	<input checked="" type="checkbox"/> Fatigue II
DC	max.	1.25	-	1.25	1.50	1.25	-	-	-
	min.	0.90	-	0.90	0.90	0.90	-	-	-
DW	max.	1.50	-	1.50	1.50	1.50	-	-	-
	min.	0.65	-	0.65	0.65	0.65	-	-	-
LL	1.75	-	-	-	1.35	-	-	-	0.75
IM	1.75	-	-	-	1.35	-	-	-	0.75
BR	1.75	-	-	-	1.35	-	-	-	0.75
PL	1.75	-	-	-	1.35	-	-	-	0.75
WS	-	-	1.40	-	0.40	-	-	-	-
	-	-	0.00	-	0.00	-	-	-	-
WL	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-

Multiple presence factor, m

Loaded lanes	m	Used?
1	1.20	yes
2	1.00	yes
3	0.85	yes
>3	0.65	no

Dynamic load allowance, IM

Limit State	IM
Fatigue and Fracture	15%
All other limit stated	33%

Minimum girder depth

Overall depth of composite I-Beam	d _{min,1} = 768 mm
Depth of I-beam portion of composite I-beam	d _{min,2} = 648 mm
Minimum steel girder depth	d _{min} = 648 mm

Modular ratios

Composite section for short-term loads	n = 7.7
Composite section for long-term loads	3n = 23.0
Concrete deck stresses	n = 7.7

Slab effective flange width in composite girders

Internal Girders	Weff,int = 2,613 mm
External Girders	Weff,ext = 2,287 mm
	Weff,used = 2,287 mm

Design loads

Dead Loads	
Steel girder	DCsteel = 4.08 N/mm
Concrete deck	DCdeck = 17.15 N/mm
Concrete haunch	DChaunch = 0.48 N/mm
Stay-in-place deck forms	DCforms = 3.43 N/mm
Miscellaneous dead loads (stiffeners, cross-frames, etc.)	DCmisc. = 0.25 N/mm
Parapets dead loads	DCparapets = 5.80 N/mm
Future wearing surface	DW = 8.58 N/mm

Live load distribution factors

Longitudinal stiffness parameter, Kg

	Extreme region	Intermediate Region	Central Region	Mean
Length (mm)	9600	9600	4800	
n	7.7	7.7	7.7	
I (mm ⁴)	19177546728	19177546728	19177546728	
A (mm ²)	47277	47277	47277	
eg (mm)	1185	1185	1185	
Kg (mm ⁴)	656096486882	656096486882	656096486882	656096486882

Applicability of design section

Girder spacing	1100 < S < 4900mm S = 2613 mm	Status = Ok
Deck thickness	110 ≤ ts ≤ 300mm ts = 300 mm	Status = Ok
Span length	6000 ≤ L ≤ 73000mm L = 24000 mm	Status = Ok
Number of girders	Nb ≥ 3 Nb = 4	Status = Ok
Longitudinal stiffness parameter	4(10) ⁹ ≤ Kg ≤ 3(10) ¹² mm ⁴ Kg = 656096486882	Status = Ok

Distance from inside face of parapet to centerline of exterior beam
 $d_e = 580 \text{ mm}$

Status = **Ok**

Distribution of moment in interior beams

One design lane loaded

$g_{mi1} = 0.482$

Two or more design lanes loaded

$g_{mi2} = 0.679$

$g_{nom,int} = 0.679$

Distribution of moment in exterior beams

One design lane loaded

$g_{me1} = 0.732$

Two or more design lanes loaded

$e = 0.977$

$g_{me2} = 0.663$

$R = 0.821$

$g_{nom,ext} = 0.821$

Distribution of shear in interior beams

One design lane loaded

$g_{si1} = 0.704$

Two or more design lanes loaded

$g_{si2} = 0.866$

$g_{shear,int} = 0.866$

Distribution of shear in exterior beams

One design lane loaded

$g_{se1} = 0.732$

Two or more design lanes loaded

$e = 0.793$

$g_{se2} = 0.687$

$R = 0.821$

$g_{shear,ext} = 0.821$

Analysis results

Dead load analysis results

Adjustment factors	0.991	1.214	0.991	1.214	0.991	0.642	1.214
--------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Dead load moments (kN.mm)							
	DCsteel	DCdeck	DClaunch	DCforms	DCmisc.	DCparapets	DW
0.0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	104,820	539,790	12,209	107,958	6,419	96,501	269,895
0.2	186,347	959,627	21,705	191,925	11,412	171,557	479,814
0.3	244,581	1,259,511	28,488	251,902	14,978	225,168	629,755
0.4	279,521	1,439,441	32,558	287,888	17,118	257,335	719,720
0.5	291,168	1,499,418	33,914	299,884	17,831	268,057	749,709
0.6	279,521	1,439,441	32,558	287,888	17,118	257,335	719,720
0.7	244,581	1,259,511	28,488	251,902	14,978	225,168	629,755
0.8	186,347	959,627	21,705	191,925	11,412	171,557	479,814
0.9	104,820	539,790	12,209	107,958	6,419	96,501	269,895
1.0	0	0	0	0	0	0	0

Adjustment factors	0.970	1.149	0.970	1.149	0.970	0.749	1.149
--------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Dead load shear (N)							
	DCsteel	DCdeck	DClaunch	DCforms	DCmisc.	DCparapets	DW
0.0	47,509	236,547	5,534	47,309	2,909	52,123	118,273
0.1	38,007	189,237	4,427	37,847	2,328	41,699	94,619
0.2	28,505	141,928	3,320	28,386	1,746	31,274	70,964
0.3	19,004	94,619	2,213	18,924	1,164	20,849	47,309
0.4	9,502	47,309	1,107	9,462	582	10,425	23,655
0.5	0	0	0	0	0	0	0
0.6	-9,502	-47,309	-1,107	-9,462	-582	-10,425	-23,655
0.7	-19,004	-94,619	-2,213	-18,924	-1,164	-20,849	-47,309
0.8	-28,505	-141,928	-3,320	-28,386	-1,746	-31,274	-70,964
0.9	-38,007	-189,237	-4,427	-37,847	-2,328	-41,699	-94,619
1.0	-47,509	-236,547	-5,534	-47,309	-2,909	-52,123	-118,273

Live load analysis results

Live load moments (kN.mm)					
	Design vehicle (x2-3 = 1,5m)	Design vehicle (x2-3 = 1,5m)		Special design vehicle	Lane Load
0.0	0	0		0	0
0.1	904475	904475		0	388800
0.2	1592956	1592956		0	691200
0.3	2065443	2065443		0	907200
0.4	2366934	2366934		0	1036800
0.5	2474932	2474932		0	1080000
0.6	2366934	2366934	0	0	1036800
0.7	2065443	2065443	0	0	907200
0.8	1592956	1592956	0	0	691200
0.9	904475	904475	0	0	388800
1.0	0	0	0	0	0

Live load Shear (N)					
	Design vehicle (x2-3 = 1,5m)	Design vehicle (x2-3 = 1,5m)		Special design vehicle	Lane Load
0.0	421873	421873		0	180000
0.1	376872	376872		0	144000
0.2	331872	331872		0	108000
0.3	286873	286873		0	72000
0.4	241874	241874		0	36000
0.5	196876	196876		0	0
0.6	-241874	-241874	0	0	-36000
0.7	-286873	-286873	0	0	-72000
0.8	-331872	-331872	0	0	-108000
0.9	-376872	-376872	0	0	-144000
1.0	-421873	-421873	0	0	-180000

Unfactored design live load effects

$g_{mom, Strength} = 0.821$	$g_{shear, Strength} = 0.821$
$g_{mom, Fatigue} = 0.610$	$g_{shear, Fatigue} = 0.610$

Live load moments (kN.mm)					
	Design vehicle (x2-3 = 1,5m)	Design vehicle (x2-3 = 1,5m)		Special design vehicle	Lane Load
Span fraction	0.0	0	0	0	0
	0.1	987,623	987,623	0	319,205
	0.2	1,739,396	1,739,396	0	567,475
	0.3	2,255,319	2,255,319	0	744,811
	0.4	2,584,526	2,584,526	0	851,213
	0.5	2,702,452	2,702,452	0	886,680
	0.6	2,584,526	2,584,526	0	851,213
	0.7	2,255,319	2,255,319	0	744,811
	0.8	1,739,396	1,739,396	0	567,475
	0.9	987,623	987,623	0	319,205
1.0	0	0	0	0	

Live load Shear (N)					
	Design vehicle (x2-3 = 1,5m)	Design vehicle (x2-3 = 1,5m)		Special design vehicle	Lane Load
Span fraction	0.0	460,656	460,656	0	147,780
	0.1	411,518	411,518	0	118,224
	0.2	362,381	362,381	0	88,668
	0.3	313,245	313,245	0	59,112
	0.4	264,109	264,109	0	29,556
	0.5	214,975	214,975	0	0
	0.6	-264,109	-264,109	0	-29,556
	0.7	-313,245	-313,245	0	-59,112
	0.8	-362,381	-362,381	0	-88,668
	0.9	-411,518	-411,518	0	-118,224
1.0	-460,656	-460,656	0	-147,780	

Maximum unfactored live load effects

Summarized maximum live load effects				
Span fraction	Standard design vehicles		Special design vehicle	
	Max. moment (kN.mm)	Max. Shear (N)	Max. moment (kN.mm)	Max. Shear (N)
0.0	0	608,436	0	147,780
0.1	1,306,828	529,742	319,205	118,224
0.2	2,306,872	451,049	567,475	88,668
0.3	3,000,130	372,357	744,811	59,112
0.4	3,435,739	293,665	851,213	29,556
0.5	3,589,132	214,975	886,680	0
0.6	3,435,739	-293,665	851,213	-29,556
0.7	3,000,130	-372,357	744,811	-59,112
0.8	2,306,872	-451,049	567,475	-88,668
0.9	1,306,828	-529,742	319,205	-118,224
1.0	0	-608,436	0	-147,780

Combined effects at critical locations

Maximum moments at central region (0,4L @ 0,6L)				
Summary of unfactored values				
Loading	Moment (N.mm)	$f_{botgrd.}$ (MPa)	$f_{topgrd.}$ (MPa)	$f_{topslab}$ (MPa)
DCnoncomp.	2142214075	65.8	-115.6	0.0
DCparapets	268057440	6.2	-3.4	-0.7
DW	749708820	17.4	-9.6	-2.0
LL (Strength)	3589132499	77.4	-14.7	-9.4
LL (Fatigue)	1736164798	37.4	-7.1	-4.5
Summary of factored values				
Limit state	Moment (N.mm)	$f_{botgrd.}$ (MPa)	$f_{topgrd.}$ (MPa)	$f_{topslab}$ (MPa)
Strength	10418384496	251.7	-188.9	-20.3
Service	0	0.0	0.0	0.0
Fatigue	1302123599	28.1	-5.3	-11.5

Maximum moments at intermediate region (0,2L @ 0,4L and 0,6L @ 0,8L)				
Summary of unfactored values				
Loading	Moment (N.mm)	$f_{botgrd.}$ (MPa)	$f_{topgrd.}$ (MPa)	$f_{topslab}$ (MPa)
DCnoncomp.	2056525512	63.2	-111.0	0.0
DCparapets	257335142	6.0	-3.3	-0.7
DW	719720467	16.7	-9.2	-1.9
LL (Strength)	3435739043	74.1	-14.1	-9.0
LL (Fatigue)	1660404201	35.8	-6.8	-4.4
Summary of factored values				
Limit state	Moment (N.mm)	$f_{botgrd.}$ (MPa)	$f_{topgrd.}$ (MPa)	$f_{topslab}$ (MPa)
Strength	9984449843	241.3	-181.3	-19.4
Service	0	0.0	0.0	0.0
Fatigue	1245303151	26.9	-5.1	-3.3

Maximum moments at extreme region (0,0L @ 0,2L and 0,8L @ 1,0L)				
Summary of unfactored values				
Loading	Moment (N.mm)	f _{botgird.} (MPa)	f _{topgird.} (MPa)	f _{topslab} (MPa)
DC _{noncomp.}	1371017008	42.1	-74.0	0.0
DC _{parapets}	171556762	4.0	-2.2	-0.4
DW	479813645	11.2	-6.1	-1.3
LL (Strength)	2306871645	49.8	-9.5	-6.0
LL (Fatigue)	1117458634	24.1	-4.6	-2.9
Summary of factored values				
Limit state	Moment (N.mm)	f _{botgird.} (MPa)	f _{topgird.} (MPa)	f _{topslab} (MPa)
Strength	6684963058	161.5	-121.0	-13.0
Service	0	0.0	0.0	0.0
Fatigue	838093976	18.1	-3.4	-2.2

Maximum shear			
Summary of unfactored values (N)			
Load	Central Region	Interm. Region	Extr.Region
DC _{noncomp.}	67962	203885	339808
DC _{parapets}	10425	31274	52123
DW	23655	70964	118273
LL (Strength)	293665	451049	608436
LL (Fatigue)	169675	232808	295944
Summary of factored values (N)			
Limit state	Central Region	Interm. Region	Extr.Region
Strength	647379	1189730	1732087
Service	0	0	0
Fatigue	127256	174606	221958

Wind loads

Design wind parameters

V₀ = 3.67 m/s
 Z₀ = 0.07 m
 V₃₀ = 44.70 m/s
 V_B = 44.70 m/s
 Z = 10.0 m
 V_{0z} = 45.52 m/s
 P_B = 0.0024 N/mm²
 P_D = 0.0025 N/mm²

Design wind velocity

Wind pressure on structure

Wind transverse load on structure

Minimum wind load

Calculated wind load

Used wind load

Factored design wind moment

W_{Smin} = 2.20 N/mm
 W_Scalculated = 2.01 N/mm
 W_S = 2.20 N/mm

M_{w,p} = 0 N.mm

Girder section's geometric properties

Central Region (0,4L @ 0,6L)						
Section	Area, A (mm ²)	Centroid, d _c (mm)	A*d _c (mm ³)	I _o (mm ⁴)	A*y ² (mm ⁴)	I _{total} (mm ⁴)
Girder Only						
Top flange	7101	1613	11452170	296908	7437920877	7438217785
web	19551	820	16023227	3985862521	1036177432	5022039952
bottom flange	20625	19	386719	2416992	6714871998	6717288990
Total	47277	589	27862116	3988576421	15188970307	19177546728
Girder + Slab (without reduction in effective width)						
Steel section	47277	589	27862116	19177546728	58070029599	77247576327
Slab	686000	1774	1216964000	5145000000	4002011214	9147011214
Total	733277	1698	1244826116	24322546728	62072040814	86394587541
Composite section using 3n						
Girder	47277	589	27862116	19177546728	9921439572	29098986299
Slab	29809	1774	52880318	223563916	15735647409	15959211325
Total	77086	1047	80742434	19401110644	25657086981	45058197625
Composite section using n						
Girder	47277	589	27862116	19177546728	28392899643	47570446371
Slab	89426	1774	158640955	670691749	15010612606	15681304355
Total	136703	1364	186503071	19848238476	43403512249	63251750726
Section	y _{b-girder} (mm)	y _{t-girder} (mm)	y _{t-slab} (mm)	S _{b-girder} (mm ³)	S _{t-girder} (mm ³)	S _{t-slab} (mm ³)
Girder only	589	1035	0	32540882	18535066	0
Composite (3n)	1047	577	877	43017491	78149922	51403379
Composite (n)	1364	260	560	46362131	243554873	113009640
Slab	0	0	226	0	0	381636008

Intermediate Region (0,2L @ 0,4L and 0,6L @ 0,8L)						
Section	Area, A (mm ²)	Centroid, d _c (mm)	A [*] d _c (mm ³)	I _o (mm ⁴)	A [*] y ² (mm ⁴)	I _{total} (mm ⁴)
Girder Only						
Top flange	7101	1613	11452170	296908	7437920877	7438217785
web	19551	820	16023227	3985862521	1036177432	5022039952
bottom flange	20625	19	386719	2416992	6714871998	6717288990
Total	47277	589	27862116	3988576421	15188970307	19177546728
Girder + Slab (without reduction in effective width)						
Steel section	47277	589	27862116	19177546728	58070029599	77247576327
Slab	686000	1774	1216964000	5145000000	4002011214	9147011214
Total	733277	1698	1244826116	24322546728	62072040814	86394587541
Composite section using 3n						
Girder	47277	589	27862116	19177546728	9921439572	29098986299
Slab	29809	1774	52880318	223563916	15735647409	15959211325
Total	77086	1047	80742434	19401110644	25657086981	45058197625
Composite section using n						
Girder	47277	589	27862116	19177546728	28392899643	47570446371
Slab	89426	1774	158640955	670691749	15010612606	15681304355
Total	136703	1364	186503071	19848238476	43403512249	63251750726
Section	y_b-girder (mm)	y_t-girder (mm)	y_{deck} (mm)	S_b-girder (mm³)	S_t-girder (mm³)	S_{deck} (mm³)
Girder only	589	1035	0	32540882	18535066	0
Composite (3n)	1047	577	877	43017491	78149922	51403379
Composite (n)	1364	260	560	46362131	243554873	113009640
Slab	0	0	226	0	0	381636008

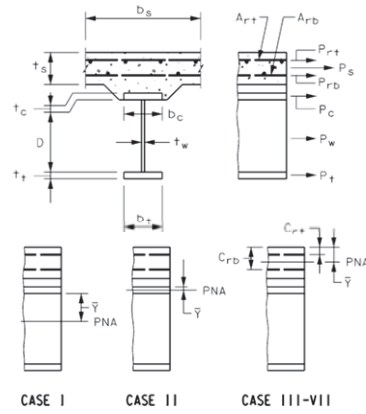
Extreme Region (0,0L @ 0,2L and 0,8L @ 1,0L)						
Section	Area, A (mm ²)	Centroid, d _c (mm)	A [*] d _c (mm ³)	I _o (mm ⁴)	A [*] y ² (mm ⁴)	I _{total} (mm ⁴)
Girder Only						
Top flange	7101	1613	11452170	296908	7437920877	7438217785
web	19551	820	16023227	3985862521	1036177432	5022039952
bottom flange	20625	19	386719	2416992	6714871998	6717288990
Total	47277	589	27862116	3988576421	15188970307	19177546728
Girder + Slab (without reduction in effective width)						
Steel section	47277	589	27862116	19177546728	58070029599	77247576327
Slab	686000	1774	1216964000	5145000000	4002011214	9147011214
Total	733277	1698	1244826116	24322546728	62072040814	86394587541
Composite section using 3n						
Girder	47277	589	27862116	19177546728	9921439572	29098986299
Slab	29809	1774	52880318	223563916	15735647409	15959211325
Total	77086	1047	80742434	19401110644	25657086981	45058197625
Composite section using n						
Girder	47277	589	27862116	19177546728	28392899643	47570446371
Slab	89426	1774	158640955	670691749	15010612606	15681304355
Total	136703	1364	186503071	19848238476	43403512249	63251750726
Section	y_b-girder (mm)	y_t-girder (mm)	y_{deck} (mm)	S_b-girder (mm³)	S_t-girder (mm³)	S_{deck} (mm³)
Girder only	589	1035	0	32540882	18535066	0
Composite (3n)	1047	577	877	43017491	78149922	51403379
Composite (n)	1364	260	560	46362131	243554873	113009640
Slab	0	0	226	0	0	381636008

Design Checks - Central Region (0,4L @ 0,6L)

Check section proportion limits - Central region

Web proportion limits			
$D/t_w \leq 150$	$D/t_w = 125.1$	$(D/t_w)_{check} =$	0.83
Flange proportion limits			
<i>Top flange</i>			
$b_f/(2t_f) \leq 12$	$b_f/(2t_f) = 7.08$	$[b_f/(2t_f)]_{check} =$	0.59
$D/b_f \leq 6$	$D/b_f = 4.93$	$(D/b_f)_{check} =$	0.82
$t_f/t_w \geq 1,1$	$t_f/t_w = 1.79$	$(t_f/t_w)_{check} =$	0.61
$L/b_{fc} \leq 85$	$L/b_{fc} = 56.8$	$(L/b_{fc})_{check} =$	0.67
<i>Bottom flange</i>			
$b_f/(2t_f) \leq 12$	$b_f/(2t_f) = 7.33$	$[b_f/(2t_f)]_{check} =$	0.61
$D/b_f \leq 6$	$D/b_f = 2.84$	$(D/b_f)_{check} =$	0.47
$t_f/t_w \geq 1,1$	$t_f/t_w = 3.00$	$(t_f/t_w)_{check} =$	0.37
Section general proportions			
$0,1 \leq I_{yc}/I_{yt} \leq 10$	$I_{yc}/I_{yt} = 0.11$	$(I_{yc}/I_{yt})_{check} =$	Ok

Compute plastic moment capacity - Central region



$P_t = 7,115,625 \text{ N}$
 $P_w = 6,745,181 \text{ N}$
 $P_c = 2,449,776 \text{ N}$
 $P_s = 17,493,000 \text{ N}$
 $P_b = 0 \text{ N}$
 $P_r = 0 \text{ N}$
 $c_t = 56.3 \text{ mm}$
 $c_b = 271.0 \text{ mm}$

Table D6.1-1 Case = III

$d_t = 1,625.5 \text{ mm}$
 $d_w = 824.7 \text{ mm}$
 $d_c = 31.5 \text{ mm}$
 $d_s = 129.7 \text{ mm}$
 $d_b = 8.7 \text{ mm}$
 $d_t = 223.5 \text{ mm}$
 $Y = 279.7 \text{ mm}$
 $M_p = 19,487,916,969 \text{ N.m}$

PNA location = Concrete deck, below Prb

Determine if section is compact or noncompact

$F_{yt} = 345 \text{ MPa}$
 $A_t = 20625 \text{ mm}^2$
 $F_{yc} = 345 \text{ MPa}$
 $A_c = 7101 \text{ mm}^2$
 $F_{yw} = 345 \text{ MPa}$
 $A_w = 19551 \text{ mm}^2$
 $f'_c = 30 \text{ MPa}$
 $A_s = 686000 \text{ mm}^2$

$F_{ys} = 500 \text{ MPa}$
 $A_{rs} = 0.0 \text{ mm}^2$

$D_{cp} = 0 \text{ mm}$

Specified minimum yield strength of flanges

$F_y/485 \text{ MPa} = 0.71$

The web satisfies the requirement of article 6.10.2.1.1

$(D/t_w)_{\text{check}} = 0.83$

Section web slenderness limit

(Web slenderness) check = 0.00

Section classification = **Compact**

Ductility Requirement

Distance from top concrete deck to neutral axis at composite plastic moment
Total depth of composite section

$D_p = 280 \text{ mm}$
 $D_t = 1,924 \text{ mm}$
 $D_p/D_t = 0.1454$
 $(D_p/D_t)_{\text{check}} = 0.35$

Flexural Resistance - Composite section in positive flexure

When the section is compact
Nominal flexura resistance

$M_n = 18,868,787,577 \text{ N.m}$
 $R_h = 1.0$

Factored moment applied to noncomposite section
Factored moment applied to long-term composite section
Additional moment applied to short-term composite section
For tension flange

$M_{b1} = 2,677,767,593 \text{ N.m}$
 $M_{b2} = 1,459,635,030 \text{ N.m}$

For compression flange

$M_{AD,t} = 10,606,703,577 \text{ N.m}$
 $M_{y,t} = 14,744,106,200 \text{ N.m}$
 $M_{AD,c} = 44,291,007,669 \text{ N.m}$
 $M_{y,c} = 48,428,410,292 \text{ N.m}$

Yielding moment

$M_y = 14,744,106,200 \text{ N.m}$

Resistance condition:

$$M_u + 1/3 f_t S_{xt} \leq \phi_f M_n$$

$$M_u + 1/3 f_t S_{xt} = 10,418,384,496 \text{ N.m}$$

$\phi_f = 1.0$
 $S_{xt} = 42,736,540 \text{ mm}^3$
 $S_{xt} = 1,890,625 \text{ mm}^3$
 $f_t = 0 \text{ MPa}$
 $M_u = 10,418,384,496 \text{ N.m}$

Strength check

$$\phi_f M_n = 18,868,787,577 \text{ N.m}$$

$(M_u/M_n)_{\text{check}} = 0.55$

When the section is noncompact

Hybrid factor
Web load-shedding factor
Nominal flexural resistance - compression flange
Nominal flexural resistance - tension flange
Compression flange check

$R_b = 0.0$
 $R_h = 0.0$
 $F_{nc} = 0 \text{ MPa}$
 $F_{nt} = 0 \text{ MPa}$

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc}$$

$\phi_f = 0.0$
 $f_{bu} = 0.0 \text{ MPa}$
 $(f_{sd}/f_{ra})_{\text{check}} = 0.00$

$$\phi_f F_{nc} = 0 \text{ MPa}$$

Tension flange check

$$f_{bu} + 1/3 f_t \leq \phi_f F_{nt}$$

$\phi_f = 0.0$
 $f_{bu} = 0.0 \text{ MPa}$
 $S_{xt} = 0 \text{ mm}^3$
 $f_t = 0 \text{ MPa}$

$$\phi_f F_{nt} = 0 \text{ MPa}$$

$(f_{sd}/f_{ra})_{\text{check}} = 0.00$

Concrete check

$$f_c \leq 0.6 f'_c$$

$f_c = 0.0 \text{ MPa}$
 $0.6 f'_c = 0.0 \text{ MPa}$
 $(f_{sd}/f_{ra})_{\text{check}} = 0.00$

Design for shear - Central region

Determination if section is stiffened or unstiffened	
Transverse stiffeners spacing	$d_0 = 3,000 \text{ mm}$
Maximum transverse stiffeners spacing on stiffened web	$3D = 4,692 \text{ mm}$
Web classification =	Stiffened
Determination of parameter C	
Web depth	$D = 1,564 \text{ mm}$
Shear-buckling coefficient	$k = 6.36$
	$F_{yw} = 345 \text{ MPa}$
	$D/t_w = 125.13$
	$C = 0.37$
Nominal shear resistance on interior panels	
Plastic shear force	$V_p = 3,912,205 \text{ N}$
Resistance factor for shear	$\phi_v = 1.0$
Nominal shear resistance	$\phi_v V_n = 2,438,027 \text{ N}$
Solicitant shear on interior panels	$V_u = 647,379 \text{ N}$
	$(V_u / \phi_v V_n)_{\text{check}} = 0.27$

$$1.12 \sqrt{Ek/F_{crw}} = 68.00$$

$$1.40 \sqrt{Ek/F_{yw}} = 85.00$$

Fatigue check - Central region

Maximum fatigue stress	$\sigma_{fat} = 28.1 \text{ MPa}$
Average daily truck traffic	ADTT = 3000
Average daily truck traffic - Single lane	ADTT _{sl} = 2400
Fatigue check at toe of transverse stiffener or transverse connection plate	
Fatigue constant	$A = 1.44E+12 \text{ MPa}^3$
Number of stress range cycles per truck passage	$n = 1.0$
Number of solicitant cycles	$N = 65,700,000$
Constant-amplitude fatigue threshold	$(\Delta F)_n = 28.0 \text{ MPa}$
	$(\sigma_{fat} / (\Delta F)_n)_{\text{check}} = 1.00$
Fatigue check at longitudinal web to flange fillet weld	
Fatigue constant	$A = 3.93E+12 \text{ MPa}^3$
Number of stress range cycles per truck passage	$n = 1.0$
Number of solicitant cycles	$N = 65,700,000$
Constant-amplitude fatigue threshold	$(\Delta F)_n = 39.1 \text{ MPa}$
	$(\sigma_{fat} / (\Delta F)_n)_{\text{check}} = 0.72$
Special fatigue requirement for webs	
Unfactored dead load shear	$V_{(dead\ load)} = 102,041 \text{ N}$
Factored fatigue shear	$V_{fLL} = 254,512 \text{ N}$
	$V_u = 356,553 \text{ N}$
	$V_{cr} = 1,446,172 \text{ N}$
Shear resistance of web end panel	$(V_u / V_{cr})_{\text{check}} = 0.25$

Stiffeners design - Central region

Transverse intermediate stiffeners	
Projecting width	
Stiffener width	$b_t = 152 \text{ mm}$
Stiffener thickness	$t_p = 37.5 \text{ mm}$
Stiffener width limits	
First width limit: $b_t > 51\text{mm} + D/30$	$b_{t1} = 103 \text{ mm}$
Second width limit: $b_t > b_f/4$	$b_{t1}/b_t = 0.68$
Third width limit: $b_t < 16t_p$	$b_{t2} = 79 \text{ mm}$
	$b_{t2}/b_t = 0.52$
	$b_{t3} = 600 \text{ mm}$
	$b_t/b_{t3} = 0.25$
Moment of inertia	
Transverse stiffeners spacing	$d_0 = 3,000 \text{ mm}$
Web depth	$D = 1,564 \text{ mm}$
	$b = 1,564 \text{ mm}$
	$I_t = 44,114,556 \text{ mm}^4$
Moment of inertia of transverse stiffeners	$F_{ys} = 345 \text{ MPa}$
Specified minimum yield strength of the stiffener	$F_{crs} = 345 \text{ MPa}$
Local buckling stress for the stiffener	$F_{yw} = 345 \text{ MPa}$
Specified minimum yield strength of the girder web	$\rho_t = 1.00$
	$\phi_v = 1.0$
Resistance factor for shear	$J = 0.500$
Stiffener bending rigidity parameter	$t_w = 12.5 \text{ mm}$
Web thickness	$C = 0.37$
Ratio of the shear-buckling resistance to the shear yield strength	$V_p = 3,912,205 \text{ N}$
Plastic shear force	$\phi_v V_{cr} = 1,446,172 \text{ N}$
Smaller of the nominal shear-buckling resistances	$V_u = 647,379 \text{ N}$
Larger of the shears in the adjacent web panels due to the factored loads	$\phi_v V_n = 2,438,027 \text{ N}$
Nominal shear resistance	
Minimum stiffeners moments of inertia	$I_{t1} = 1,527,441 \text{ mm}^4$
	$I_{t2} = 10,719,678 \text{ mm}^4$
When $V_u \leq \phi_v V_{cr}$	
Ratio between I_{t1}/I_t	$I_{t1}/I_t = 0.03$
Ratio between I_{t2}/I_t	$I_{t2}/I_t = 0.24$
When $V_u > \phi_v V_{cr}$	$I_{t,lim}/I_t = 0.00$

Constructibility check - Central region (noncomposite)

Noncomposite required moment	$M_{u,nonc} = 2,924,727,593 \text{ N.mm}$
Web slenderness classification	Web classification = Slender
Depth of web in compression at plastic moment	$D_{cp} = 1,323 \text{ mm}$
Area of compression flange	$A_c = 7,101 \text{ mm}^2$
Specified minimum yield strength of compression flange	$F_{yc} = 345 \text{ MPa}$
Area of tension flange	$A_t = 20,625 \text{ mm}^2$
Specified minimum yield strength of tension flange	$F_{yt} = 345 \text{ MPa}$
Area of web	$A_w = 19,551 \text{ mm}^2$
Specified minimum yield strength of web	$F_{yw} = 345 \text{ MPa}$
Web depth	$D = 1,564 \text{ mm}$
Depth of web in compression at elastic range	$D_c = 1,012 \text{ mm}$
Hybrid factor	$R_h = 1.0$
Yield moment	$M_y = 6,394,597,827 \text{ N.mm}$
Plastic Moment	
Top flange yielding force	$P_c = 2,449,776 \text{ N}$
Web yielding force	$P_w = 6,745,181 \text{ N}$
Bottom flange yielding force	$P_t = 7,115,625 \text{ N}$
Girder depth	$d = 1,624 \text{ mm}$
PNA location	$Y = 1,323.02 \text{ mm}$
Applicable table case	Table D6.1-1 Case = I
Distance from top flange force to PNA	$d_c = 1,334 \text{ mm}$
Distance from web force to PNA	$d_w = 541 \text{ mm}$
Distance from bottom flange force to PNA	$d_t = 260 \text{ mm}$
	$M_p = 9,016,974,309 \text{ N.mm}$
Web slenderness	
Limiting slenderness ratio for compact web	$\lambda_{pw(Dcp)} = 53.4$
Limiting slenderness ratio for noncompact web	$\lambda_{rw} = 137.2$
	$\lambda_w = 162.0$
	$2D_{cp}/t_w = 211.7$
Load factors for construction loads	
Dead loads	$\gamma_{DC} = 1.25$
Live loads	$\gamma_{Live} = 1.50$
Compression-flange local buckling resistance	
Hybrid factor	$R_h = 1.0$
Web load-shedding factor	$R_b = 1.0$
Specified minimum yield strength of compression flange	$F_{yc} = 345 \text{ MPa}$
Compression-flange stress at the onset of nominal yielding	$F_{yf} = 241.5 \text{ MPa}$
Limiting slenderness ratio for the compact flange	$\lambda_{pf} = 9.15$
Limiting slenderness ratio for the noncompact flange	$\lambda_{rf} = 16.12$
Compression-flange slenderness ratio	$\lambda_f = 7.08$
Flange slenderness classification =	Compact
Compression-flange local buckling resistance	$F_{nc,FLB} = 345.0 \text{ MPa}$
Compression-flange Lateral torsional buckling resistance	
Hybrid factor	$R_h = 1.0$
Web load-shedding factor	$R_b = 1.0$
Specified minimum yield strength of compression flange	$F_{yc} = 345 \text{ MPa}$
Compression-flange stress at the onset of nominal yielding	$F_{yf} = 241.5 \text{ MPa}$
Depth of web in compression at elastic range	$D_c = 1,012 \text{ mm}$
Moment gradient modifier	$C_b = 1.0$
Compression-flange width	$b_{fc} = 317 \text{ mm}$
Compression-flange thickness	$t_{fc} = 22.4 \text{ mm}$
Web thickness	$t_w = 12.5 \text{ mm}$
Effective radius of gyration for lateral torsional buckling	$r_t = 72.5 \text{ mm}$
Elastic lateral torsional buckling stress	$F_{cr} = 288.1 \text{ MPa}$
Unbraced length	$L_b = 6,000 \text{ mm}$
Limiting unbraced length to achieve nominal flexural resistance	$L_p = 1,745 \text{ mm}$
Limiting unbraced length to achieve the onset of nominal yielding	$L_r = 6,553 \text{ mm}$
Compression-flange Lateral torsional buckling resistance	$F_{nc,LTB} = 253.4 \text{ MPa}$
Nominal flexural resistance of the flange	$F_{nc} = 253.4 \text{ MPa}$
Compression-flange lateral bending stress	
Forming brackets distance	$d_{br} = 1,000 \text{ mm}$
Uniform distributed load due to eccentric loadings from the forming brackets	
	$F_{l,deck \text{ overhang}} = 7.35 \text{ N/mm}$
	$F_{l,stay-in-place \text{ forming}} = 1.47 \text{ N/mm}$
	$F_{l,construction \text{ live load}} = 0.98 \text{ N/mm}$
Statically equivalent uniformly distributed lateral force from the brackets	$F_l = 12.50 \text{ N/mm}$
Lateral bending moment due to eccentric loadings from the forming brackets	$M_l = 37,485,000 \text{ N.mm}$
Compression-flange properties	$I_{cf} = 59,462,691 \text{ mm}^4$
	$W_{cf} = 375,159 \text{ mm}^3$
First-Order compression-flange lateral bending stress	$f_{l1} = 99.9 \text{ MPa}$
Largest value of major-axis bending moment	$M_u = 2,924,727,593 \text{ N.mm}$
Compression-flange elastic modulus	$S_{xc} = 18,535,066 \text{ mm}^3$
Compressive stress due to M_u in the flange under consideration	$f_{bu} = 157.8 \text{ MPa}$
Unbraced length	$L_b = 6,000 \text{ mm}$
First-order limit unbraced length	$L_{b,max} = 3,097 \text{ mm}$
Second-Order compression-flange lateral bending stress	$f_{l2} = 187.8 \text{ MPa}$
Compression-flange lateral bending stress	$f_l = 187.8 \text{ MPa}$
Lateral bending stress limit	$f_l / (0.6F_{yt}) = 0.91$
Web bend-buckling resistance - Webs without longitudinal stiffeners	
Web depth	$D = 1,564 \text{ mm}$
Depth of web in compression at elastic range	$D_c = 1,012 \text{ mm}$
Web thickness	$t_w = 12.5 \text{ mm}$
Bend-buckling coefficient	$k = 21.49$
Nominal bend-buckling resistance	$F_{crw} = 247.0 \text{ MPa}$

Flexure resistance - Discretely braced flanges in compression	
Resistance factor for flexure	$\phi_f = 1.0$
Hybrid factor	$R_h = 1.0$
Specified minimum yield strength of compression flange	$F_{yc} = 345.0 \text{ MPa}$
Compressive stress due to Mu in the flange under consideration	$f_{bu} = 157.8 \text{ MPa}$
Compression-flange lateral bending stress	$f_l = 187.8 \text{ MPa}$
Nominal bend-buckling resistance	$F_{crw} = 247.0 \text{ MPa}$
Nominal flexural resistance of the flange	$F_{nc} = 253.4 \text{ MPa}$
Resistance checks:	
$f_{bu} + f_l = 345.6 \text{ MPa}$	
$\phi_f R_h F_{yc} = 345.0 \text{ MPa}$	$(f_{bu} + f_l)/(\phi_f R_h F_{yc}) = 1.00$
$f_{bu} + f_l/3 = 220.4 \text{ MPa}$	
$\phi_f F_{nc} = 253.4 \text{ MPa}$	$(f_{bu} + f_l/3)/(\phi_f F_{nc}) = 0.87$
$f_{bu} = 157.8 \text{ MPa}$	
$\phi_f F_{crw} = 247.0 \text{ MPa}$	$f_{bu}/(\phi_f F_{crw}) = 0.64$
Flexure resistance - Discretely braced flanges in tension	
$S_{xt} = 32,540,882 \text{ mm}^3$	
$f_{bu} + f_t = 277.7 \text{ MPa}$	$(f_{bu} + f_t)/(\phi_f R_h F_{yt}) = 0.80$
$\phi_f R_h F_{yt} = 345.0 \text{ MPa}$	

Fonte: Autor

E.4 Cálculo do custo (por metro longitudinal) e otimização das longarinas.

Uma vez que já sejam conhecidas as características da laje do tabuleiro (dimensões e materiais) e das longarinas de aço (dimensões da seção transversal), a rotina determina o custo por metro longitudinal de cada longarina mista da ponte através da multiplicação da quantidade dos materiais utilizados pelo preço unitário de cada um, conforme apresenta abaixo a Equação 32.

$$Tc = (C_{uc} + C_{lv}) + (R_{uc} + R_{lw}) + (S_{uc} + S_{lw}) \quad (32)$$

Sendo:

T_c = Custo total da longarina mista por metro longitudinal da ponte;

C_{uc} = Custo unitário do metro cúbico de concreto;

C_{lv} = Volume de concreto da longarina mista por metro longitudinal;

R_{uc} = Custo unitário por quilograma-força de armadura para laje do tabuleiro;

R_{lw} = Peso de armadura na largura de influencia da longarina (por metro longitudinal);

S_{uc} = Custo unitário por quilograma-força de aço estrutural da longarina mista;

S_{lw} = Peso de aço estrutural da longarina mista por metro longitudinal;

Os custos unitários utilizados no cálculo são inseridos pelo usuário na parte final da rotina, e devem ser o resultado da soma do custo do material com a mão de obra para sua execução ou montagem. Já as quantidades de materiais utilizadas, por metro longitudinal da longarina, são calculadas de maneira automática pela rotina.

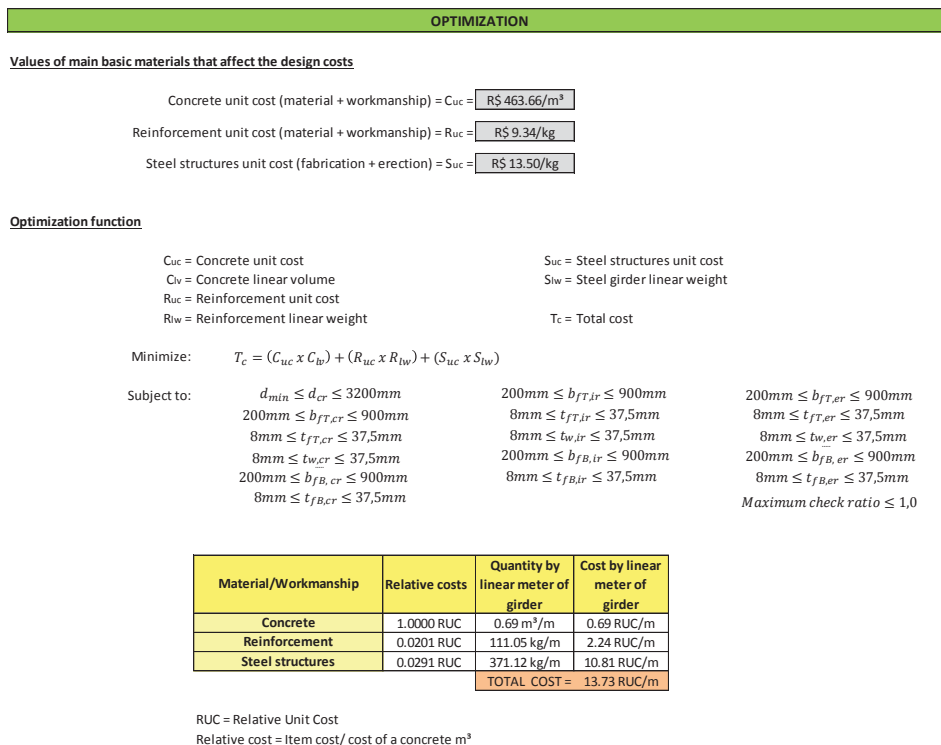
Com vista a permitir que seja feita uma análise do custo com valores que mantenham relações aproximadas ao longo do tempo, a rotina de cálculo converte os custos unitários inseridos em custos unitários relativos (RUC). Tal transformação é feita dividindo-se o custo unitário dos materiais pelo custo unitário do concreto (que foi escolhido como o custo de referência). Ao final, o custo unitário relativo total é obtido somando-se os custos unitários relativos de cada parte dos materiais.

Como para os casos estudados neste trabalho o único parâmetro alterado nesta função foi o peso por metro longitudinal da longarina (tendo os demais parâmetros valores fixos na função do custo), a otimização do custo unitário relativo total equivale a otimização direta do peso das longarinas.

Com base nesta consideração, resolveu-se utilizar o peso dos conjuntos de longarinas como o parâmetro de comparação dos resultados obtidos, pois além de proporcionar uma melhor visualização “física” dos resultados, ele é o parâmetro tradicionalmente usado nos trabalhos relacionados a otimização de longarinas em pontes mistas.

Na Figura 43 é apresentada a parte referente ao cálculo do custo relativo unitário por metro longitudinal das longarinas mistas.

Figura 43: Exemplo de cálculo do custo unitário relativo para uma longarina externa com o uso da rotina implementada.



Conforme pode ser observado da Figura 43, nesta parte da rotina também são apresentadas as restrições dimensionais e de verificações utilizadas em cada um dos trechos das longarinas.

As restrições dimensionais são restrições aplicadas de maneira direta às variáveis utilizadas na otimização (larguras e espessuras dos elementos constituintes da seção transversal das longarinas soldadas), sendo seus valores possíveis de uso definidos por restrições bilaterais. Já a restrição de verificações (*Maximum check ratio*) possui apenas restrição unilateral, que define que seu valor não deve ultrapassar 1,0. Estas verificações são apresentadas ao longo da parte de dimensionamento das longarinas.

Uma vez que já seja conhecida a função objetivo, as variáveis e as restrições de projeto, procede-se então à otimização dos resultados, que na rotina implementada é feita através da utilização do *Solver* do MS Excel.