



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

AVALIAÇÃO DE UMA VIGA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA
PONTES RODOVIÁRIAS COM VÃO ENTRE 30 E 40 METROS

JORGE HENRIQUE RIBEIRO LINS

FORTALEZA

2017

JORGE HENRIQUE RIBEIRO LINS

AVALIAÇÃO DE UMA VIGA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA PONTES
RODOVIÁRIAS COM VÃO ENTRE 30 E 40 METROS

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota

FORTALEZA

2017

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

L731a Lins, Jorge Henrique Ribeiro.
Avaliação de uma viga de concreto pré-moldado para pontes rodoviárias com vão entre 30 e 40 metros /
Jorge Henrique Ribeiro Lins. – 2017.
95 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia,
Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2017.
Orientação: Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota.

1. Ponte. 2. Viga pré-moldada. 3. Concreto protendido. 4. Seção transversal. I. Título.

CDD 620

JORGE HENRIQUE RIBEIRO LINS

AVALIAÇÃO DE UMA VIGA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA PONTES
RODOVIÁRIAS COM VÃO ENTRE 30 E 40 METROS

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: ___/___/_____.

BANCA EXAMINADORA

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

Prof. Dr. Antônio Macário Cartaxo de Melo
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. MSc. Hugo Campêlo Mota
Universidade de Fortaleza (UNIFOR)

Aos meus pais, Rita e Darival.

A minha avó Ritinha (*in memoriam*).

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pelas oportunidades de crescimento humano, de aprendizado e por fazer-me corajoso com Sua presença nas coisas simples e inesperadas, tanto nos momentos bons como nos ruins. Agradeço aos meus pais pelo amor e pela dedicação e porque, ainda que estejam longe, são a minha maior segurança nessa vida.

Agradeço ao Prof. Joaquim Mota pela confiança, por seus ensinamentos e sua generosidade. Esse um ano de trabalho em parceria já está guardado de modo especial na minha memória como umas das melhores experiências que tive na UFC.

Agradeço também aos meus irmãos Juliana e Davi, que fazem os meus passos pelo mundo muito mais felizes, tendo mérito em todas as etapas que já concluí. Aos meus amigos da UFC, pelas emoções, aprendizados e risos durante as nossas trajetórias na graduação.

Sou grato ainda aos brasileiros, que constroem dessa terra um lugar melhor para todos, ainda que períodos de dificuldade como o que vivemos queiram dizer o contrário.

RESUMO

Soluções em pontes com tabuleiros constituídos por lajes apoiadas sobre vigas pré-moldadas protendidas biapoiadas são umas das mais utilizadas no mundo. Dentre suas vantagens, pode se citar a velocidade de execução, eficiência no vencimento de grandes vãos e vantagem econômica, dado que poderão ser desenvolvidas em paralelo à infraestrutura. O presente trabalho tem como objetivo determinar a faixa admissível de vãos para uma viga protendida em concreto pré-moldado, com seção tipo I, para tabuleiro de pontes rodoviárias. Considerou-se uma ponte de classe 45 com tabuleiro de 10 m de largura, laje de 15 cm de espessura e vãos variando de 25 m a 45 m. Foram também consideradas diferentes opções de tabuleiro, com entre-eixo variando de 0,75 m a 1,5 m, com acréscimos de 0,25m. O material escolhido para compor as vigas foi um concreto C40 isotrópico e o da laje foi um concreto C40 ortótropico, com o intuito que o esforço longitudinal de flexão do tabuleiro fosse resistido completamente pelas vigas. Para as armaduras ativas, utilizaram-se 9 arranjos de cordoalhas de 12,7 mm de aço CP190RB. Os máximos esforços solicitantes foram comparados aos esforços resistentes em uma abordagem de Estado Limites Últimos e de Serviço, sendo os resultados expressos em gráficos que permitem a identificação da viga estudada. O vão máximo admissível foi de 35,6 m, sendo limitado pelo Estado Limite Último.

Palavras chaves: Ponte. Viga pré-moldada. Concreto protendido. Seção transversal.

ABSTRACT

Bridge decks made of slab supported by prestressed precast beams is one of the most used methods worldwide for superstructure conceptions. Among its benefits, it is possible to list quick execution, efficiency in big spans transpositions and economic advantage, since they can be developed in parallel to the infrastructure. The present work aims to determine the allowable range for a prestressed concrete beam, with a cross-section type I, to a road bridges deck. It was considered a class 45 bridge, with 10 m of width and spans varying from 25m to 45 m. It was adopted different options for decks, with interaxis varying from 0,75 m to 1,5 m, with additions of 0,25 m. The chosen material to compose beams was a isotropic concrete C40 and to slab was a orthotropic concrete C40, in order to all longitudinal flexure stress was weathered by beams. For active reinforcement, steel CP190RB 12,7 mm chordae was used in 9 arrangements. The maximum applicant efforts were compared to the resistant efforts in an Ultimate and Serviceability Limit States approach, being the results expressed on identification graphics. The maximum allowable span was 35,6 m, limited by Ultimate Limit State.

Key words: Bridge. Precast beam. Prestressed concrete. Transversal section.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Comparativo de custo em função do vão para alguns materiais	5
Figura 2. Divisão estrutural de uma ponte.....	5
Figura 3. Ponte com encontro.....	6
Figura 4. Ponte em laje – vista lateral e seção.....	7
Figura 5. Ponte em arco.....	7
Figura 6. Ponte em viga reta de alma cheia.....	7
Figura 7. Ponte com viga de alma vazada (treliçada).....	8
Figura 8. Ponte em quadro rígido – vista lateral e seção.....	8
Figura 9. Ponte pênsil.....	9
Figura 10. Ponte estaiada.....	9
Figura 11. Esquema das posições de tabuleiro	10
Figura 12. Tipos de seções usuais para vigas pré-moldadas	12
Figura 13. Seção T invertida.....	13
Figura 14. Limites de utilização do exemplo 1	13
Figura 15. Tabuleiro típico da seção T invertida.....	13
Figura 16. Seção <i>box</i>	14
Figura 17. Limites de utilização do exemplo 2	14
Figura 18. Tabuleiro típico da seção <i>box</i>	15
Figura 19. Pista de protensão em fábrica.....	16
Figura 20. Pista de protensão em campo	17
Figura 21. Seção transversal típica.....	18
Figura 22. Treliza autopropelida	19
Figura 23. Içamento com guindaste único.....	21
Figura 24. Transporte de uma viga pré-moldada.....	22
Figura 25. Içamento de uma viga pré-moldada por dois guindastes	22
Figura 26. Fase anterior à execução do tabuleiro	23
Figura 27. Acidente por giro e ruptura de apoios temporários – fase de transporte (2013, Oregon, EUA).....	23
Figura 28. Valores de β_{ft}	24
Figura 29. Diagrama tensão-deformação estimado para o concreto a compressão.....	26
Figura 30. Diagrama tensão-deformação bilinear de tração.....	27
Figura 31. Diagrama tensão-deformação para aços de armadura passiva.....	28

Figura 32. Diagrama tensão-deformação para aços de armadura ativa (-20C° a 150 C°)	28
Figura 33. Esquema comparativo de comportamento de uma viga de concreto simples e armado	30
Figura 34. Domínios de estado-limite último para uma seção transversal	31
Figura 35. Cabo reto para o caso de pré-tração	34
Figura 36. Esquema para o diagrama retangular simplificado no caso de armadura ativa	40
Figura 37. Disposição das cargas estáticas	42
Figura 38. Fluxograma das atividades	46
Figura 39. Seção da viga.....	47
Figura 40. Arranjos de cordoalha considerados	48
Figura 41. Opções de tabuleiro.....	49
Figura 42. Parâmetros do material da laje	50
Figura 43. Parâmetros do material das vigas	51
Figura 44. Esquema de contribuição da laje.....	52
Figura 45. Janela de mudança de parâmetros no software Midas	52
Figura 46. Aspecto dos modos de vinculação das vigas no Midas	56
Figura 47. Consideração das faixas para o intereixo de 75 cm	56
Figura 48: Ilustração das faixas de tráfego consideradas	56
Figura 49. Equivalência à carga de 5 kN/m ² do trem TB-45 simplificado.....	57
Figura 50. Equivalência à carga axial de 120 kN do trem TB-45 simplificado	58
Figura 51. Momento fletor da carga permanente	59
Figura 52. Diagrama de esforço cortante da carga permanente	59
Figura 53. Diagrama de momento fletor da carga móvel	60

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Relação entre os momentos fletores de cálculo (M_d) e os momentos resistentes (M_r) para os oito arranjos considerados.	66
Gráfico 2. Relação entre os esforços cortantes de cálculo (V_d) e os resistentes (V_r) para os oito arranjos considerados.	69
Gráfico 3. Momento fletor para a combinação quase permanente – intereixo 0,75 m.....	71
Gráfico 4. Momento fletor para a combinação frequente – intereixo 0,75 m.	71
Gráfico 5. Momento fletor para a combinação quase permanente – intereixo 1,00 m.....	72

Gráfico 6. Momento fletor para a combinação frequente – intereixo 1,00 m.	72
Gráfico 7. Momento fletor para a combinação quase permanente – intereixo 1,25 m.....	73
Gráfico 8. Momento fletor para a combinação frequente – intereixo 1,25 m.	73
Gráfico 9. . Momento fletor para a combinação quase permanente – intereixo 1,50 m.....	74
Gráfico 10. Momento fletor para a combinação frequente – intereixo 1,50 m.	74
Gráfico 11. Gráfico para o Estado Limite Último	75
Gráfico 12. Gráfico de atendimento ao estado limite de descompressão.....	76
Gráfico 13. Gráfico de atendimento ao estado limite de formação de fissuras.	76

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Momentos resistentes (M_r) por arranjo de cordoalha.....	63
Tabela 2. Momento solicitante da carga permanente total	64
Tabela 3. Momento solicitante da carga móvel com CIV.	64
Tabela 4. Momentos solicitantes de cálculo.....	65
Tabela 5. Esforço cortante resistente.....	67
Tabela 6. Esforço cortante solicitante da carga permanente total.	67
Tabela 7. Esforço cortante solicitante devido à carga móvel com CIV.	68
Tabela 8. Esforço cortante solicitante de cálculo (V_d).....	68

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Fatores de combinação (ψ_0) e redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis.....	37
Quadro 2. Ações permanentes diretas consideradas separadamente	38
Quadro 3. Ações permanentes diretas agrupadas	39
Quadro 4. Ações variáveis consideradas separadamente	39
Quadro 5. Ações variáveis agrupadas.....	39
Quadro 6. Pesos próprios.....	49
Quadro 7. Espessura média	49
Quadro 8. Características geométricas da seção simples	53
Quadro 9. Características geométricas da seção composta (interseixo 0,75 m)	53
Quadro 10. Características geométricas da seção composta (interseixo 1,00 m)	54
Quadro 11. Características geométricas da seção composta (interseixo 1,25 m)	54

Quadro 12. Características geométricas da seção composta (intereixo 1,50 m)	55
Quadro 13. Verificação dos parâmetros de estabilidade lateral.	77

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Primeiras considerações	1
1.2 Justificativa.....	2
1.3 Objetivos.....	2
1.3.1 Objetivo geral	2
1.3.2 Objetivos específicos.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Definições sobre Pontes.....	4
2.1.1 Divisão estrutural de uma ponte	5
2.1.2 Classificação das pontes conforme seu sistema estrutural	6
2.1.3 Classificação das pontes de acordo com a posição do tabuleiro	9
2.1.4 Demais classificações	10
2.1.5 Requisitos fundamentais de uma ponte	11
2.2 Pontes em vigas de concreto pré-moldado	11
2.2.1 Tipos de seções.....	12
2.2.2 Exemplos de seções comerciais.....	12
2.2.3 Ligações entre vigas e pilares	15
2.2.4 Protensão das peças com pré-tração	16
2.2.5 Aspectos construtivos.....	17
2.2.6 Processos construtivos.....	18
2.2.6.1 Lançamento com treliça autopropelida (lançadeira)	18
2.2.6.2 Lançamento por ripagem (deslocamento lateral)	20
2.2.6.3 Lançamento com guindaste	20
2.2.7 Instabilidade lateral dos perfis na fase de montagem.....	21
2.3 Materiais usuais em projetos de pontes	25
2.3.1 Concreto	25
2.3.2 Aço CA-50.....	27
2.3.3 Aço de alta resistência CP-190RB	28
2.4 Concreto estrutural	29
2.4.1 Concreto simples	29
2.4.2 Concreto armado.....	29
2.4.3 Concreto protendido	31

2.4.4 Protensão com armadura pré-tracionada	33
2.5 Os Estados Limites	34
2.5.1 Estados Limites de serviço (ELS)	35
2.5.2 Estados Limites últimos (ELU)	37
2.6 Modelos de cálculo	40
2.6.1 Diagrama retangular simplificado	40
2.6.2 Modelo de treliça	41
2.7 Cargas móveis para pontes rodoviárias	42
2.8 Considerações sobre a análise estrutural de tabuleiros de pontes com vigas múltiplas	43
2.8.1 Métodos de análise simplificada.....	43
2.8.2 Métodos computacionais / Breve introdução à análise estrutural pelo Método dos Elementos Finitos	44
3. METODOLOGIA.....	46
3.1 Considerações iniciais	46
3.2 Definição da seção transversal da viga.....	46
3.3 Definição e escolha das opções de vão e de tabuleiro.....	48
3.4 Modelagem da ponte	50
3.5 Estado limite último	60
3.5.1 Momento fletor	60
3.5.2 Esforço cortante.....	61
3.6 Estado Limite de Serviço.....	61
3.7 Verificações da estabilidade do perfil nas fases de montagem	62
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	63
4.1 Estado Limite Último (ELU).....	63
4.2 Estado Limite de Serviço (ELS).....	70
4.3 Identificação gráfica dos limites de utilização da viga.....	75
4.4 Verificação da estabilidade lateral do perfil nas fases de montagem.....	77
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	78
6 SUGESTÕES DE FUTUROS TRABALHOS	79
7 REFERÊNCIAS	80

1. INTRODUÇÃO

1.1 Primeiras considerações

A indústria da construção civil exerce, segundo Teixeira (2005), forte influência no desenvolvimento econômico-social de uma região, pois aumenta a produtividade dos fatores e cria um ambiente favorável capaz de atrair investimentos. A infraestrutura de transporte de um país ou região – fruto de sua indústria da construção – é peça fundamental para o seu desenvolvimento econômico e social, no sentido que capacita seus agentes, humanos ou produtivos, a circular e interagirem uns com os outros. Deste sistema, as pontes são soluções essenciais, dado que, como nos lembra Marchetti (2008), são estruturas que objetivam dar prosseguimento a uma via na transposição de barreiras naturais ou artificiais, como, por exemplo, rios, vales ou outras vias. Estas soluções são vitais para o transporte ferroviário e rodoviário, mais especificamente. Independente da região ou do período, uma construção de ponte acarreta desenvolvimento para as regiões por ela servidas, melhorando o acesso da população, suas interações e o escoamento da produção local. Rigolon (1996 apud Teixeira, 2005) corrobora esse cenário ao lembrar que os gastos em infraestrutura aumentam o retorno dos investimentos privados e a oferta de empregos.

A infraestrutura de transporte deve estar em constante análise e atualização, dado que é capaz de desenvolver uma região tanto quanto a serve. Logo, é fundamental serem pensadas novas técnicas e processos construtivos que acelerem e tornem mais baratas as implementações nos seus sistemas em uma região. Segundo Guerra (2007), um planejamento de transporte de uma região deve ser adequado para que cumpra seus objetivos, estando em função de um eficaz e eficiente sistema de informações.

Para fomentar essa infraestrutura, sempre demandando reformas e melhorias, a indústria da construção civil precisa ser eficiente, estando capacitada a aplicar as melhores técnicas e processos disponíveis. Contudo, segundo Brumatti (2008), uma das principais falhas dessa modalidade de indústria no Brasil é o não tratamento do produto final como seriado. Ele deveria ser visto como o de uma linha de montagem, com a diferença que a fábrica desloca-se por ele, dado que é fixo.

No sentido do final do parágrafo anterior, Gadelha (2008) diz que as soluções em vigas pré-moldadas surgem como uma resposta à busca de execuções mais rápidas e econômicas dos tabuleiros das pontes, já que estão relacionadas à mecanização da produção

das peças, sendo que os processos industriais são comprovadamente menos suscetíveis a falhas de produção e montagem.

As estruturas pré-moldadas de concreto são estruturas moldadas em um local diferente do seu local de instalação, podendo ser moldadas em fábricas especializadas ou no próprio canteiro de obras, segundo El Debs (2000), podendo ser utilizadas em uma grande variedade de partes e etapas de uma obra.

Para o caso das vigas pré-moldadas protendidas, El Debs (2000) ainda mostra que suas seções podem assumir diferentes formatos em função do vão a ser vencido. Segundo Krahl (2014) essas vigas são uma solução consagrada para pontes com grandes e numerosos vãos. Dos elementos e técnicas que compõem a nossa infraestrutura, este trabalho aborda as pontes com método de construção com tabuleiro de vigas pré-moldadas protendidas e laje concretada no local, sendo um dos sistemas mais utilizados no mundo. No Brasil, os vãos compostos por essas vigas são comumente isostáticos, com os apoios modelados como rótulas.

1.2 Justificativa

Os processos de produção fabris em geral são monitorados, sendo assim definidas as melhores formas de aplicação de seus produtos, além dos limites de utilização destes. Não diferente dessas indústrias, a da pré-fabricação precisam ter determinadas suas possibilidades e extensões de aplicação. No caso das vigas pré-moldadas, é preciso garantir que esse sistema atenda a certos requisitos fundamentais de uma ponte. Eles são: funcionalidade, segurança, economia, estética e durabilidade.

Assim, o trabalho em questão tem por objetivo verificar a adequabilidade de opções pré-moldadas protendidas de determinada viga com seção I para vãos de pontes entre 30 e 40 metros, com a adoção de diferentes opções de tabuleiro e inteiros.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O trabalho em questão tem por objetivo geral a avaliação de uma viga pré-moldada com determinada seção transversal que possa ser eficiente para vãos de 30 m a 40 m.

1.3.2 Objetivos específicos

- a) estabelecer uma seção I para a análise da viga pré-moldada, com combinações diferentes de tabuleiro e posição das cordoalhas.
- b) obter os esforços oriundos da carga permanente e móvel para as possibilidades de vãos.
- c) analisar os ELU e ELS para as diversas combinações anteriores.
- d) definir os limites de utilização para a melhor solução encontrada.
- e) fazer estudo da estabilidade lateral dos perfis na fase de montagem, considerando principalmente a fase de içamento.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Definições sobre Pontes

Segundo Marchetti (2008), *Ponte* é a denominação dada à obra destinada a permitir a transposição de obstáculos à continuidade de uma via de comunicação qualquer, sendo os obstáculos de diversas naturezas, como rios, braços de mar, vales profundos, outras vias, etc.

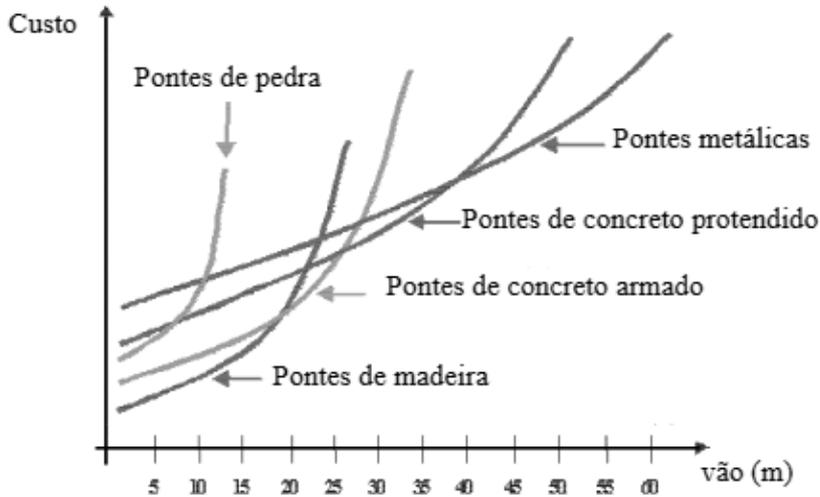
De um modo geral, a obra de transposição recebe especificamente a classificação de ponte quando o obstáculo a ser transposto é um rio. Para outros obstáculos, como vales ou outras vias, a obra recebe o nome de viaduto. Há ainda, segundo Marchetti (2008), casos de combinação entre os dois tipos, por exemplo, no vencimento de um curso d'água de grandes dimensões faz-se necessário um extenso aterro antes da travessia sobre a água. Esta parte aterrada é chamada de viaduto de acesso.

Segundo (Mattos 2001), as pontes podem ser classificadas quanto à utilização em rodoviárias, ferroviárias, para pedestres e para tubulações e canais (oleodutos e aquedutos, respectivamente). Ainda segundo Mattos (2001), as pontes podem ser de madeira, de pedra, de concreto armado ou protendido, de aço ou mistas.

Os diversos materiais mencionados no parágrafo anterior variam em sua utilização devido a uma série de fatores, como período de construção, materiais disponíveis na região, orçamento do projeto, etc. Em obras provisórias, as pontes mais comuns são as de madeira, pois são de baixo custo de construção. Já para grandes vãos, como o da ponte estaiada sobre o Rio Negro, fazem-se necessários materiais e métodos construtivos mais elaborados. No caso mencionado, a ponte é de concreto protendido e estaiada em apenas um trecho, sendo reconhecida como a maior ponte fluvial do planeta, com 3,6 quilômetros de extensão.

A Figura 1 traz a relação de custo pelo tamanho do vão para alguns materiais. É possível identificar a vantagem das escolhas metálicas e protendidas para grandes vãos.

Figura 1. Comparativo de custo em função do vão para alguns materiais

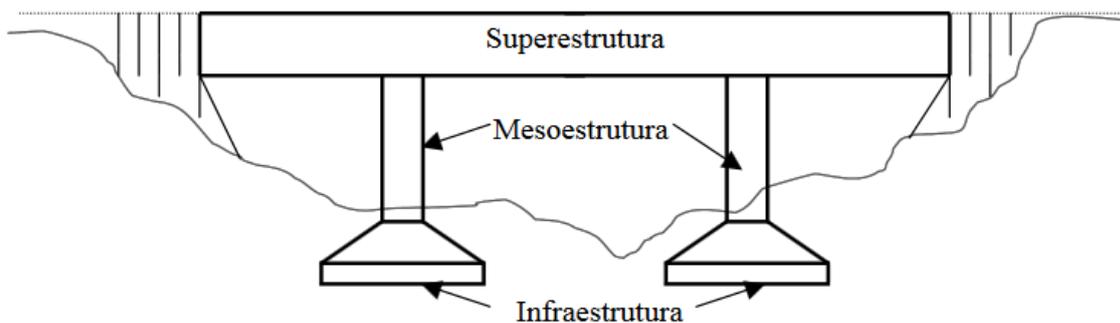


Fonte: Material didático da professora Aline da Silva Ramos Barboza para a disciplina de Estruturas de Concreto II – UFAL.

2.1.1 Divisão estrutural de uma ponte

Uma ponte é estruturalmente dividida em três sistemas principais conhecidos como superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, conforme visualizado na Figura 2.

Figura 2. Divisão estrutural de uma ponte



Fonte: Mattos (2001)

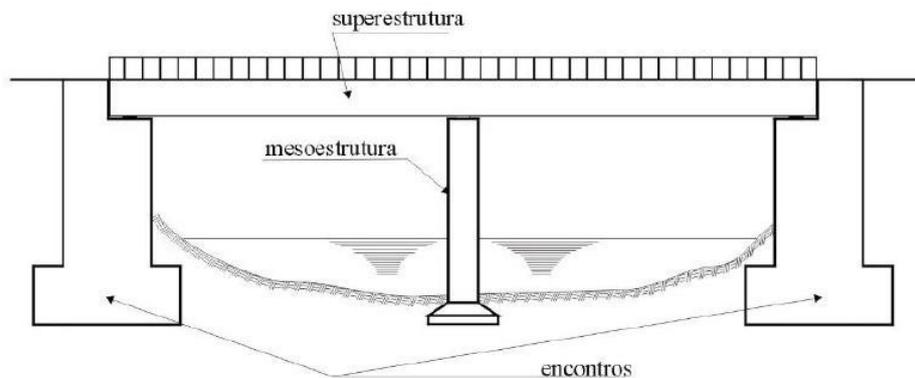
Segundo Marchetti (2008), as funções de cada divisão estrutural da ponte podem ser apresentadas como:

- Infraestrutura:** constituída de elementos em contato com o solo de fundação, esta parte é responsável pela transmissão final dos esforços.
- Mesoestrutura:** constituído em geral por pilares, esta parte transmite os esforços da superestrutura para a infraestrutura.

- c) Superestrutura: constituída de vigas e de lajes do tabuleiro, é o elemento de suporte do tráfego.

Segundo Mattos (2001), os elementos chamados encontros absorvem as pressões do empuxo de terra nos acessos da ponte, impedindo a transmissão aos demais elementos estruturais. Absorvem também os esforços horizontais de aceleração e frenagem aplicados ao tabuleiro. Normalmente, o encontro pertence à infraestrutura. A Figura 3 ilustra a presença do encontro na estrutura de uma ponte.

Figura 3. Ponte com encontro



Fonte: Forte (2014).

2.1.2 Classificação das pontes conforme seu sistema estrutural

Segundo Mattos (2001), as pontes podem ser estruturalmente definidas como em laje, em arcos ou abóbodas, em vigas retas de alma cheia ou vazada, em quadros rígidos, pênses (suspensas) e estaiadas.

As pontes em lajes não possuem qualquer viga. As lajes recebem e transmitem para a mesoestrutura a carga oriunda do tráfego. O seu sistema estrutural pode ser simplesmente apoiado ou contínuo. Entre as vantagens de tal solução, podemos citar a velocidade de execução, pequena altura de construção, boa rigidez a torção e uma boa relação estética. Podem ser moldadas no local ou pré-moldadas.

Figura 4. Ponte em laje – vista lateral e seção



Fonte: Marchetti (2008)

Pontes com estrutura em arco permitem um melhor aproveitamento da capacidade resistente do concreto à compressão (Figura 5). Segundo Mattos (2001), os eixos dos arcos das pontes coincidem preferencialmente com a linha de pressões devidas à carga permanente. Como será mostrado adiante, a posição relativa do arco em relação ao tabuleiro da ponte pode adotar três configurações diferentes.

Figura 5. Ponte em arco



Fonte: *Encyclopedia Britannica* (2010).

Pontes em vigas retas de alma cheia possuem seu sistema estrutural dotado de vigamento (Figura 6). Possuem ainda transversinas e tabuleiros, que aumentam o equilíbrio global da estrutura e também sua rigidez. Segundo Mattos (2001), a seção transversal pode ou não ter uma laje inferior. Quando existir, as transversinas intermediárias (fora dos apoios) são dispensáveis.

Figura 6. Ponte em viga reta de alma cheia



Fonte: *Encyclopedia Britannica* (2010).

Pontes em vigas de alma vazada são comumente feitas de aço ou madeira, já que correspondem a elementos treliçados em sua grande maioria. São de rápida execução e leves. Segundo Mattos (2001), estas pontes treliçadas são classificadas pela disposição de suas hastes. A disposição mais comum é a de Warren.

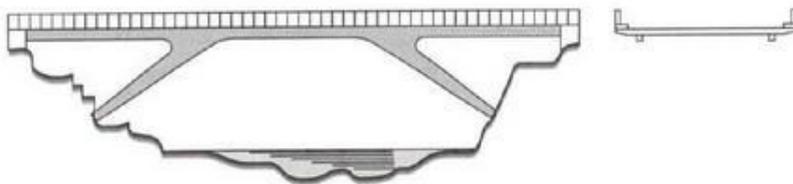
Figura 7. Ponte com viga de alma vazada (treliçada)



Fonte: *Encyclopedia Britannica* (2010).

Pontes em quadros rígidos trazem a integridade entre a superestrutura e a mesoestrutura. A super e a mesoestruturas estão monoliticamente unidas. Muito utilizada quando os pilares são esbeltos, necessitando a redução do comprimento de flambagem, esta solução também é eficiente do ponto de vista da sua manutenção, pois a ausência de rótulas e aparelhos de ligação entre a super e a mesoestruturas previnem um série de patologias.

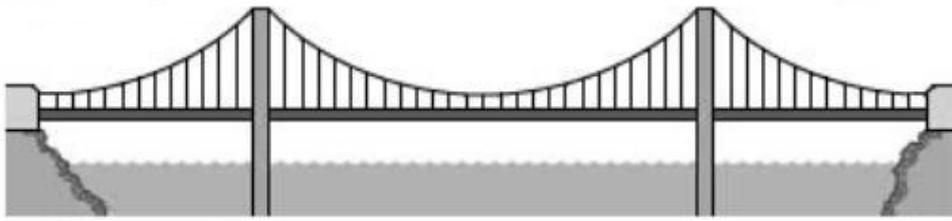
Figura 8. Ponte em quadro rígido – vista lateral e seção



Fonte: Marchetti (2008).

As pontes pênses, juntamente com as estaiadas, são aquelas que possibilitam os maiores vãos. Segundo Mattos (2001), a sua solução estrutural é descrita de um modo básico como um tabuleiro contínuo sustentado por vários cabos metálicos atirantados ligados a dois cabos maiores. Estes se ligam às torres de sustentação. Os tabuleiros de pontes pênses devem possuir elevada rigidez a torção, pois grandes cargas de vento podem produzir elevados deslocamentos, tornando o tráfego perigoso e desconfortável.

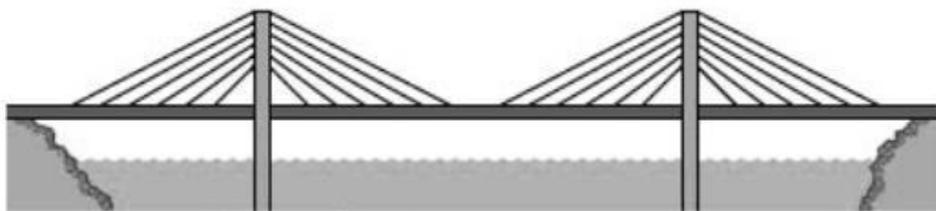
Figura 9. Ponte pênsil



Fonte: *Encyclopedia Britannica* (2010).

Diferentemente das pênsis, as pontes estaiadas possuem seus cabos ligados diretamente nas torres de sustentação, sem elementos intermediários. Segundo Mattos (2001), o sistema estrutural é constituído de um vigamento de grande rigidez a torção que se apoia nos encontros e nas torres de sustentação. Em comparação as pontes pênsis, as estaiadas possuem pendurais mais rígidos, menor rigidez a flexão das vigas, maior eficiência em relação à carga móvel e não apresentam instabilidade aerodinâmica.

Figura 10. Ponte estaiada

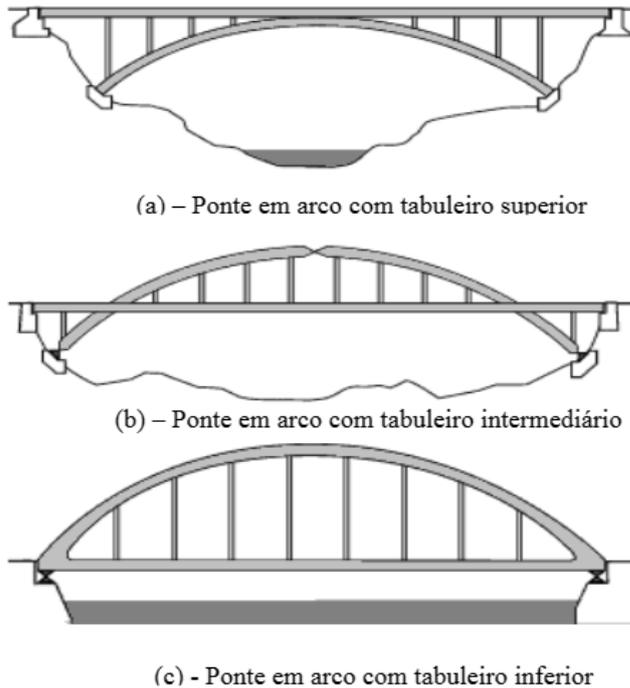


Fonte: *Encyclopedia Britannica* (2010).

2.1.3 Classificação das pontes de acordo com a posição do tabuleiro

Os tabuleiros podem ser do tipo superior, intermediário ou inferior. Para exemplificar essas opções, é observado o caso para as pontes em arco, sendo ilustrada na Figura 11.

Figura 11. Esquema das posições de tabuleiro



Fonte: Mattos (2001).

2.1.4 Demais classificações

As pontes podem ser classificadas segundo o tipo estático da superestrutura em isostáticas e hiperestáticas.

A classificação de pontes segundo o tipo construtivo da superestrutura:

- a) “In loco”: a superestrutura é executada na sua posição final;
- b) “Pré-moldada”: os elementos são produzidos fora do canteiro de obras. Este procedimento é muito usado em pontes de concreto protendido, pois há a grande repetição de vigas principais;
- c) “Em balanços sucessivos”: as pontes são concretadas em faixas a partir dos pilares, com cada nova concretagem apoiada na anterior, não necessitando de quase nenhum escoramento;
- d) “Em aduelas ou segmentos”: muito utilizado em obras de concreto protendido, este processo é muito semelhante ao de balanços sucessivos. A diferença reside no fato de que as peças acopladas agora são pré-moldadas.

As pontes ainda podem ser divididas em pontes horizontais ou em nível e em pontes em rampas retilíneas ou curvilíneas.

2.1.5 Requisitos fundamentais de uma ponte

Para Marchetti (2008), as pontes devem cumprir alguns requisitos.

- a) Funcionalidade: as pontes devem atender de forma perfeita as demandas do tráfego;
- b) Segurança: a ponte deve ser constituída de materiais que, quando solicitados, não apresentem tensões menores que as admissíveis ou que possam provocar rupturas;
- c) Estética: a ponte deve se harmonizar com o ambiente no qual está inserida;
- d) Economia: a solução de ponte escolhida deve ser a mais econômica, desde que atendendo aos itens anteriores;
- e) Durabilidade: a ponte deve atender de modo satisfatório suas exigências durante o período previsto para tal.

2.2 Pontes em vigas de concreto pré-moldado

O processo de pré-moldagem surgiu como uma alternativa que facilita e acelera os processos de execução de estruturas de concreto armado. A utilização de elementos pré-moldados e pré-fabricados permite atividades paralelas em um canteiro de obra. As execuções dos pilares da mesoestrutura podem ser simultâneas à fabricação das vigas da superestrutura.

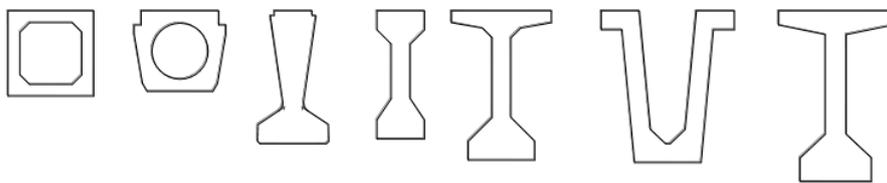
De acordo com a NBR 9062 – Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado (Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, 2017), elementos pré-moldados são produzidos fora do local da obra e em uma instalação provisória concebida para este fim, enquanto os elementos pré-fabricados são produzidos comercialmente em uma instalação permanente. Segundo El Debs (2000), os elementos de concreto pré-moldado podem ser classificados de várias formas, como quanto a sua seção transversal, quanto ao processo de execução e quanto a sua função estrutural.

Krahl (2014) diz que a utilização de vigas pré-moldadas na superestrutura de pontes já é prática em muitos países, com uma relativa liberdade para a escolha do tamanho do vão, comumente ultrapassando os 60 metros.

2.2.1 Tipos de seções

Segundo Pinho (2011), o tipo de seção para as vigas pré-moldadas está em função de uma série de fatores. Os principais são o tipo de protensão (pré ou pós-tensão), os equipamentos empregados no transporte e o sistema de concretagem da laje. A Figura 12 traz os tipos mais comuns de seções transversais. Para vãos superiores a 15 metros, as seções em “I” são as mais empregadas.

Figura 12. Tipos de seções usuais para vigas pré-moldadas



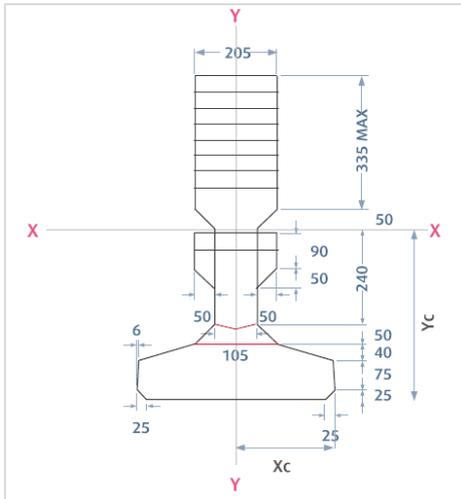
Fonte: Pinho (2011).

2.2.2 Exemplos de seções comerciais

Os exemplos apresentados a seguir são da fabricante britânica *Shay Murtagh Precast*, uma das líderes de manufatura de elementos de concreto pré-moldado naquele país. É dado destaque aos catálogos fornecidos pelo fabricante, que são gráficos que mostram as possibilidades de utilização do produto. A elaboração de um catálogo semelhante é um dos objetivos secundários na análise do perfil desse Projeto de Graduação.

O primeiro exemplo é de uma seção T invertida, como mostra a Figura 13. Ela tem um arranjo de cordoalhas fixo e uma altura variável. A Figura 14 traz os limites em que a seção é mais eficiente (5 m a 17 m) em função da altura adotada, que varia de 31 cm (T1) a 81,5 cm (T10). Por fim, a Figura 15 ilustra um tabuleiro típico com o emprego de tal seção de viga.

Figura 13. Seção T invertida



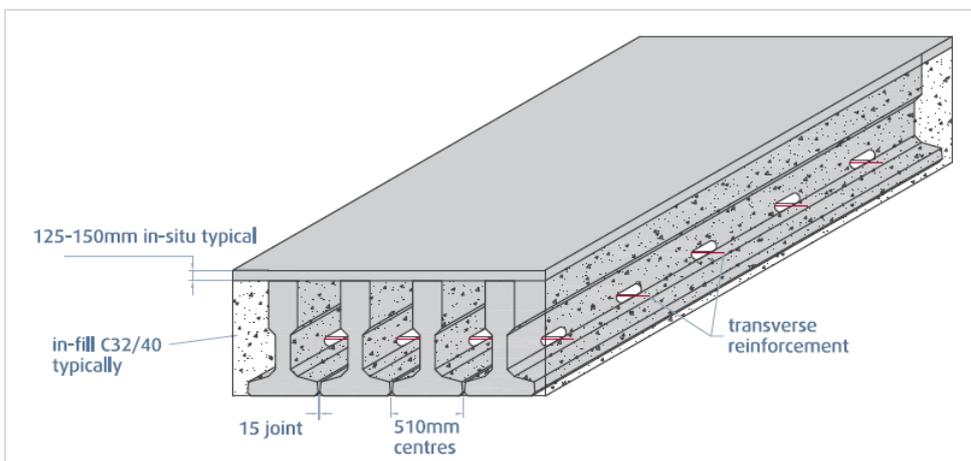
Fonte: *Technical Manual Shay Murtagh* (2013); página 17.

Figura 14. Limites de utilização do exemplo 1

T-Beam Span Table		Shay Murtagh Precast																		
Metres		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
T1						5	6	7	8	9										
T2																				
T3																				
T4																				
T5																				
T6																				
T7																				
T8																				
T9																				
T10																				

Fonte: *Technical Manual Shay Murtagh* (2013); página 18.

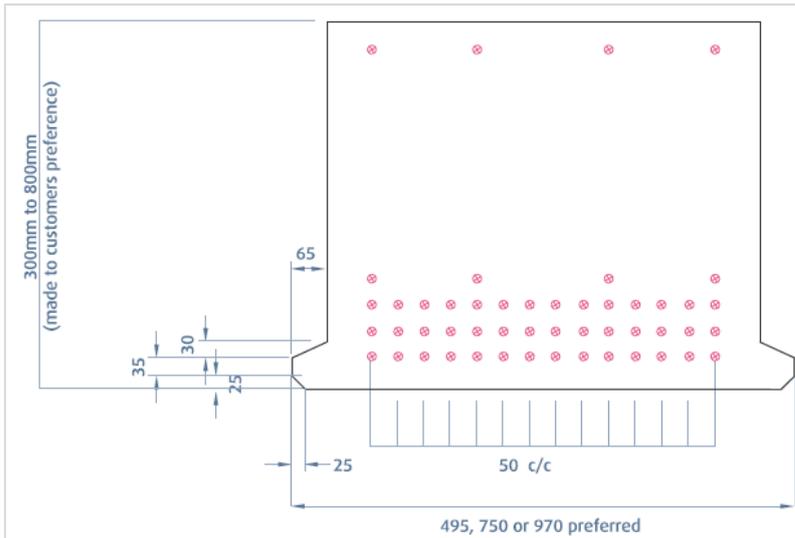
Figura 15. Tabuleiro típico da seção T invertida



Fonte: *Technical Manual Shay Murtagh* (2013); página 19.

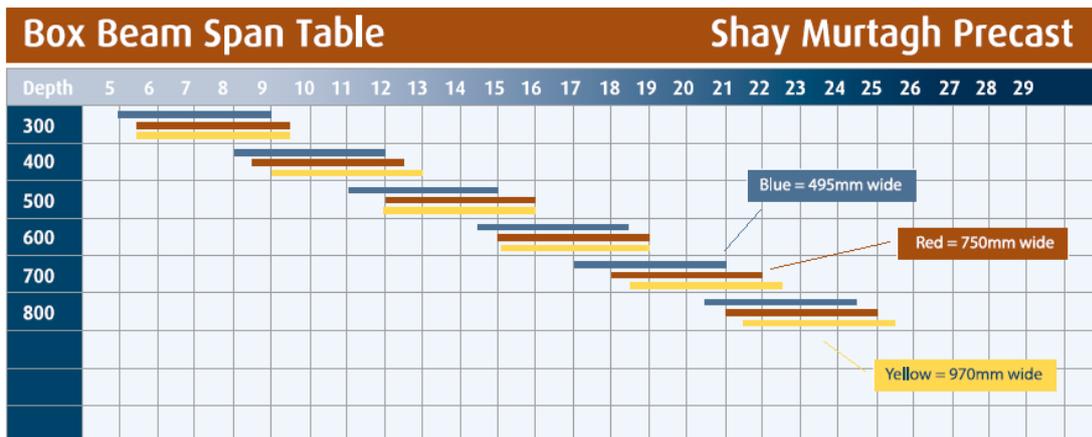
O próximo exemplo é de uma seção do tipo *box*, de seção retangular maciça (Figura 16). Ela também tem um arranjo fixo de cordoalhas, mas tem sua altura e largura variáveis. Aquela varia entre 30 cm e 80 cm e esta pode assumir os valores fixos de 49,5 cm, 75 cm e 97 cm (Figura 17). O tabuleiro típico está na Figura 18.

Figura 16. Seção *box*



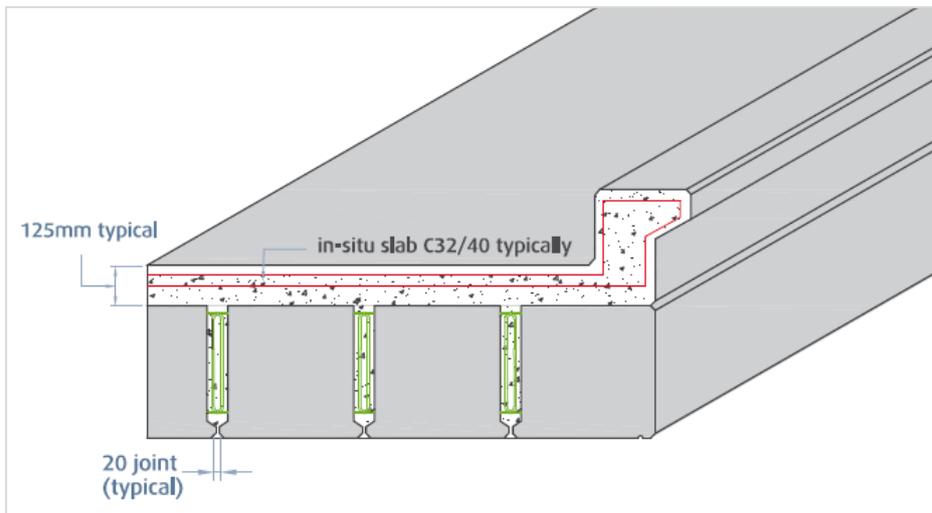
Fonte: *Technical Manual Shay Murtagh* (2013); página 34.

Figura 17. Limites de utilização do exemplo 2



Fonte: *Technical Manual Shay Murtagh* (2013); página 35.

Figura 18. Tabuleiro típico da seção *box*



Fonte: *Technical Manual Shay Murtagh* (2013); página 34.

2.2.3 Ligações entre vigas e pilares

De acordo com El Debs (2000), as pontes de vigas pré-moldadas são, em geral, de pequenos vãos e a ligação entre a viga e o pilar é suficiente flexível para ser modelada como um apoio simples.

Segundo com a Fédération International Du Béton (2008 *apud* Prado, 2014), os elementos estruturais em concreto pré-moldado estão conectados, na sua maioria, por ligações mecânicas e o comportamento final do sistema estrutural dependerá do comportamento e características das ligações. São utilizados parafusos, cantoneiras, soldas, armaduras de aço, chapas, insertos, entre outros, para garantir um desempenho satisfatório da estrutura.

Como diz o Prestressed Concrete Institute (2010 *apud* Prado, 2014), as ligações entre elementos pré-moldados devem atender a uma variedade de critérios de desempenho e de projetos, tais como:

- a) Resistência: as ligações devem garantir a transferência das cargas durante a vida útil da estrutura, incluindo aquelas causadas por restrições da mudança de volume e as necessárias para manter a estabilidade global do conjunto;
- b) Ductilidade: as ligações devem apresentar deformações inelásticas relativamente grandes sem apresentar falhas;
- c) Durabilidade: os elementos de aço das ligações devem ser adequadamente cobertos por concreto, pinturas especiais ou outros, garantindo proteção contra exposições à agressividade do ambiente.

2.2.4 Protensão das peças com pré-tração

Segundo Martins (2014), a confecção das vigas com protensão por pré-tração é realizada em uma pista específica que pode variar de 20 a 200 metros de comprimento. Tal estrutura é composta por dois dispositivos nas extremidades (cabeceiras): uma extremidade é responsável pela ancoragem das cordoalhas ou aços especiais e a outra recebe a operação de protensão com o auxílio de equipamentos especiais. A Figura 19 mostra uma pista de protensão em uma fábrica de pré-moldados.

Figura 19. Pista de protensão em fábrica



Fonte: INMET KONSTRUKCJE (2014 *apud* Martins, 2014).

Martins (2014) afirma que os cabos de protensão são paralelos à pista. A sequência dos procedimentos inicia-se com a ancoragem dos cabos em uma das extremidades da pista e é seguida pelo alongamento da armadura por meio de macaco hidráulico até a deformação definida em projeto e pela ancoragem ainda sob tensão na outra cabeceira por meio de cones. Em geral, nas cabeceiras, os espaçamentos entre as cordoalhas é de 5 cm, o que acaba pré-definindo os arranjos da armadura ativa.

Ainda segundo Martins (2014), a etapa seguinte é a do lançamento do concreto, dando início à solidarização dos materiais. Na sequência, a última etapa é a retirada da ancoragem nas extremidades da pista após o concreto atingir a resistência adequada, com consequente encurtamento da peça devido à tendência do aço de reverter sua deformação.

A facilidade desse sistema de pré-fabricação possibilita a criação de diversas formas de elementos, atendendo às mais diversas necessidades do mercado, completa Martins (2014).

Em função do tipo de peça, logística da obra, entre outros fatores, a pista de protensão pode se localizar no próprio local da obra. A Figura 20 mostra um exemplo de pista em obra. Ela se trata da confecção das longarinas da ponte sobre o Rio Negro, em 2009.

Figura 20. Pista de protensão em campo

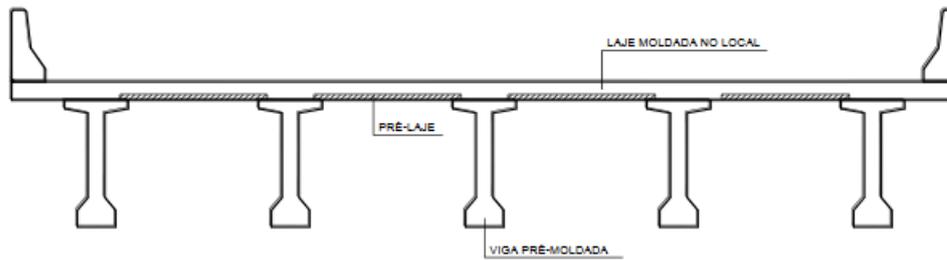


Fonte: Ponte estaiada sobre o Rio Negro – Memorial ilustrado / Camargo Corrêa.

2.2.5 Aspectos construtivos

Segundo Pinho (2011), o processo construtivo mais empregado consiste na colocação das vigas pré-moldadas sobre os apoios com o auxílio de treliças lançadeiras ou guindastes. No caso de vigas protendidas, esta fase pode ocorrer com apenas a protensão parcial, pois a total nem sempre é possível devido às elevadas tensões de compressão nas vigas na ausência da carga de tráfego. Na sequência, a laje do tabuleiro é concretada sobre um elemento pré-moldado chamado pré-laje e posicionado entre as vigas do tabuleiro, que serve como apoio. A Figura 13 traz uma seção transversal típica de um tabuleiro de ponte desse modelo.

Figura 21. Seção transversal típica



Fonte: Pinho (2011).

2.2.6 Processos construtivos

Segundo Gadelha (2008), muitos procedimentos construtivos podem ser usados para a pré-moldagem de pontes. Em sua maioria, eles são função da forma de posicionamento da viga. Os principais são:

- a) lançamento com treliça autopropelida;
- b) lançamento com deslocamento transversal (ripagem);
- c) lançamento com guindaste.

2.2.6.1 Lançamento com treliça autopropelida (lançadeira)

Segundo Gadelha (2008), é um procedimento indicado para pontes de grande altura, para as quais os escoramentos de naturezas diversas se tornam inviáveis do ponto de vista técnico ou financeiro. Os principais eventos desse método construtivo são descritos a seguir.

Figura 22. Treliça autopropelida



Fonte: Ponte estaiada sobre o Rio Negro – Memorial ilustrado / Camargo Corrêa

Inicialmente, temos a mobilização e montagem da treliça. Esta fase pode ser dividida em quatro etapas: carga, transporte, descarga e montagem. Durante a carga, todos os elementos metálicos, motores e acessórios do equipamento são colocados sobre as carretas. O transporte consiste no deslocamento do conjunto até o local da obra. A descarga seria a operação inversa da carga, onde todos os equipamentos sobre a carreta são retirados e estocados para a montagem. Por fim, os equipamentos transportados na etapa anterior são montados. Segundo Gadelha (2008), esta última atividade dura aproximadamente dez dias.

Posteriormente, temos a fabricação de pré-moldados. A fábrica de pré-moldados é composta do berço de fabricação e do berço de estocagem, sendo necessário que o terreno dessa área de produção tenha resistência compatível com as cargas transmitidas pela atividade de concretagem e protensão. Os berços de fabricação são dotados de um pórtico de pequena capacidade que servirá para o transporte das formas metálicas, além de auxiliar no transporte da armação. Para os berços de estocagem, a quantidade das vigas determinará o comprimento do mesmo. O ideal é que o número de vigas a serem estocadas seja pequeno, significando que o processo de lançamento na obra é contínuo. O transporte das vigas do berço de fabricação para o de estocagem é feito por um equipamento sobre trilhos chamado Fuschietti. Gadelha (2008) revela que as vigas são acopladas no equipamento por meio de um furo já existente nelas para esse objetivo.

Na sequência, dá-se o transporte da viga até o local de içamento. A escolha deste tipo de transporte depende muito da distância entre o berço de estocagem e o local de içamento. Quando as distâncias são grandes, o mais comum é o uso de carrellones e carretas.

Finalmente, o içamento. A treliça lançadeira é quem realiza diretamente esta tarefa. Segundo Gadelha (2008), a altura de içamento é muito importante, pois, em geral, a capacidade do carretel dos cabos de içamento limita as alturas de içamento a 20 metros, no máximo. A treliça está inicialmente posicionada sobre três apoios, compreendendo dois vãos. A elevação da viga é feita por um dos vãos (vão de içamento) e em seguida ela desloca-se no interior da treliça, posicionando-se no vão seguinte. Na sequência, a treliça desloca-se para frente, deixando a viga sobre o vão.

2.2.6.2 Lançamento por ripagem (deslocamento lateral)

Ripagem de uma viga compreende o seu deslocamento transversal partindo do berço de fabricação, construído no mesmo nível do apoio definitivo.

Das vantagens desse processo, podemos citar a existência de apenas duas atividades, de fabricar e de ripar, não necessitando de equipamentos especiais para o posicionamento (viga é puxada por macacos ou tirfor, com o auxílio de rolete), não existe berço de estocagem, pois a viga é retirada do berço de fabricação e colocada diretamente no apoio definitivo e não existe atividade de transporte.

As principais desvantagens são que os benefícios da pré-moldagem não são aproveitados e os berços de fabricação suspensos dificultam as movimentações dos materiais e equipamentos de concretagem e protensão.

Segundo Gadelha (2008), a utilização do processo de ripagem admite berço de fabricação sobre escoramento ou sobre treliça fixa.

2.2.6.3 Lançamento com guindaste

A atividade de içamento com guindaste difere da com treliça lançadeira apenas no momento de içamento. Um guindaste deverá ser posicionado a certa distância abaixo da ponte e sua capacidade de carga limitará a mesma.

Segundo Gadelha (2008), o grande inconveniente desse método é que o guindaste só poderá iniciar o lançamento quando todas as vigas do vão estiverem à disposição, obrigando a existência de berços de estocagem para todas elas. E a grande vantagem está no

reduzido tempo de colocação dos elementos, sendo o método mais adequado para pontes que pequenos vãos que possuam restrições quanto ao fechamento do tráfego.

Quando possível, é mais vantajoso que o lançamento da viga utilize apenas um guindaste. Porém, especialmente para o caso de pontes e em função do peso e do comprimento do elemento, um só guindaste talvez não seja suficiente. A Figura 23 ilustra a utilização de um único guindaste no içamento da viga.

Figura 23. Içamento com guindaste único



Fonte: *Lateral Stability of Long Span Girders from a Producers Perspective – Knife River.*

2.2.7 Instabilidade lateral dos perfis na fase de montagem

Com o intuito de garantirem a resistência à flexão, Lima (2002) traz que vigas de pontes apresentam grande altura e peso próprio reduzido, o que viabiliza o transporte e manuseio. Porém tal redução é obtida a partir da diminuição da largura da mesa inferior, com alguns casos de mesas superiores moldados no local, resultando em rigidezes à flexão e torção muito baixas.

A instabilidade lateral dos perfis pré-moldados nas fases transitórias (anteriores à de serviço) está essencialmente ligada à rigidez à torção dos seus apoios. Segundo Krahl (2014), instabilidade lateral em vigas de concreto armado no local dificilmente será crítica, pois suas considerações de projeto tornam a rigidez nos apoios muito elevada. Diferentemente, as ligações e apoios das vigas pré-moldadas são provisórias nas fases transitórias, dando liberdade da viga de deslocar lateralmente e conseqüentemente girar em

torno do seu eixo longitudinal. A Figura 24 mostra um exemplo de situação transitória (durante o transporte). Fica evidente a fragilidade dos apoios quanto à torção da seção.

Além dos graus de liberdade apresentados pelos vínculos, é importante considerar, para efeito de estudo de instabilidade, as inevitáveis imperfeições construtivas e erros de montagem, completa Lima (2002), revelando também que tais imperfeições construtivas são causadas pelo ineficaz controle do posicionamento das armaduras, pela falta de homogeneidade da peça, retração diferencial entre as faces laterais do elemento, entre outros. Essas ocorrências promovem a variabilidade das forças nos cabos de protensão, com consequentes excentricidades laterais nas vigas.

Segundo Krahl (2014), os tipos de instabilidade à que uma viga está submetida são as por deformação, com apoios (flexíveis ou não) restringindo o giro e o deslocamento lateral, ou por tombamento com ruptura do apoio. E as principais fases transitórias são a fase de transporte, a fase de içamento e a fase anterior à execução do tabuleiro, sem contraventamentos nos apoios. As figuras a seguir ilustram essas três fases transitórias.

Figura 24. Transporte de uma viga pré-moldada



Fonte: *Lateral Stability of Long Span Girders from a Producers Perspective – Knife River.*

Figura 25. Içamento de uma viga pré-moldada por dois guindastes



Fonte: *Lateral Stability of Long Span Girders from a Producers Perspective – Knife River.*

Figura 26. Fase anterior à execução do tabuleiro



Fonte: *Lateral Stability of Long Span Girders from a Producers Perspective – Knife River*.

A Figura 27 mostra um acidente por giro e ruptura de apoio de uma viga I protendida na travessia de um trecho curvo com superelevação em 2013 no Oregon, EUA. As causas não foram apuradas, mas a suspeita é que as condições da via somadas às imperfeições iniciais e ao mau posicionamento da peça no caminhão provocaram o acidente.

Figura 27. Acidente por giro e ruptura de apoios temporários – fase de transporte (2013, Oregon, EUA)



Fonte: *The Oregonian*, matéria de 24 de abril de 2013.

Segundo Lima (2002), os elementos pré-moldados sujeitos ao colapso por instabilidade lateral devem apresentar rigidez lateral suficiente para evitar a redução de sua capacidade resistente, por excesso de fissuração ou deformação.

Para Krahl (2014), quando o elemento é muito esbelto, a ruptura por instabilidade ou giro de corpo rígido acontece antes da resistência à flexão ser alcançada, e, a princípio, a

solução dos projetistas era dimensionar elementos mais robustos, atendendo os níveis de esbeltez e evitando instabilidades. Porém, ele completa dizendo que, com o aumento do tamanho dos elementos, a solução passou a ser pouco eficiente.

Etapas de montagem não previstas em projeto acarretam sérias consequências ao desempenho final da peça. Durante a fase de transporte, as condições da pista de rolamento, juntamente com suas curvas e superelevações, as condições de amortecimento do veículo e o posicionamento da peça neste podem provocar solicitações não esperadas. O mesmo acontece na fase de içamento por cabos. Esses fatores contribuem na alteração da rigidez da peça e na sua estabilidade, consequentemente.

A Norma Brasileira NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento (ABNT, 2014) diz que a segurança à instabilidade lateral de vigas deve ser garantida através de métodos apropriados. Ela indica um procedimento aproximado para vigas de armadura passiva ou ativa sujeitas à instabilidade lateral, de acordo com as Equações (1) e (2).

$$b \geq \frac{l_o}{50} \quad (1)$$

$$b \geq \beta_{ft} \cdot h \quad (2)$$

Onde:

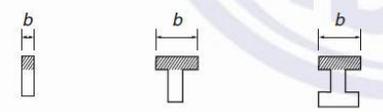
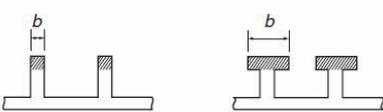
b é a largura da zona comprimida;

h é a altura total da viga;

l_o é o comprimento do flange comprimido, medido entre os suportes que garantam o contraventamento lateral;

β_{ft} é o coeficiente que depende da forma da viga (Figura 28).

Figura 28. Valores de β_{ft}

Tipologia da viga	Valores de β_{ft}
	0,40
	0,20
onde  Zona comprimida	

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

A NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado (ABNT, 2017) também traz relações que buscam prevenir a deformação excessiva nas fases de manuseio, transporte e montagem, que venham a atingir o Estado Limite de instabilidade antes do por ruptura. Uma das duas relações enunciadas pela NBR 9062 é semelhante à Equação (1) e a outra é expressa pela Equação (3):

$$\frac{L \cdot h}{b_f^2} \geq 500 \quad (3)$$

2.3 Materiais usuais em projetos de pontes

2.3.1 Concreto

O concreto é o material de construção mais empregado no mundo. Ele é obtido através da mistura adequada de Cimento Portland, água, agregado miúdo e agregado graúdo. Segundo Pinheiro (2004), o cimento funciona como o elemento aglomerante quando reage com a água, unindo os outros fragmentos do material. Assim, o concreto é considerado uma pedra artificial. Os agregados são classificados em miúdos e graúdos de acordo com o diâmetro de suas partículas. São miúdos os com diâmetros entre 0,075 e 4,8 milímetros e graúdos os com diâmetros superiores a 4,8 milímetros.

De acordo com Pacheco *et al.* (2014), o concreto apresenta um comportamento não linear quando solicitado por tensões de compressão ou tração, pois a sua natureza de pseudo-sólido é visco-elástica. Logo, o diagrama tensão-deformação desse material não segue a lei de Hooke e nem sempre apresenta proporcionalidade entre tensão aplicada e deformação específica.

Diante do exposto, é possível notar que a determinação experimental do módulo de elasticidade do concreto não é uma tarefa simples, pois vários fatores podem interferir no resultado, como geometria do corpo de prova e nível de saturação do concreto. Assim, a NBR 6118:2014 traz um método para estimar esse parâmetro. Ela diz que é possível adotar um módulo de elasticidade único para tensões de tração e compressão igual ao módulo de elasticidade secante (E_{cs}) na avaliação do comportamento de elementos estruturais ou de suas seções transversais. No cálculo das perdas de protensão nos elementos protendidos, pode ser utilizado o módulo de elasticidade inicial (E_{ci}). Esses parâmetros são calculados pelas Equações (4), (5) e (6).

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (4)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (5)$$

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (6)$$

Onde

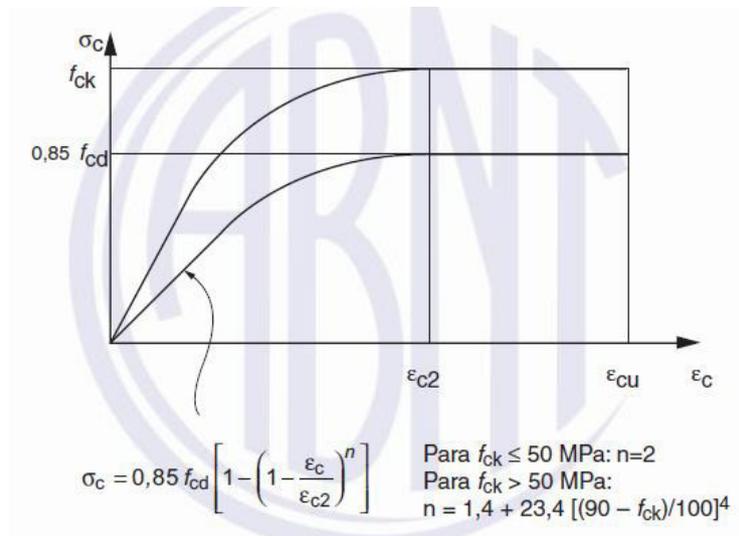
$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Figura 29. Diagrama tensão-deformação estimado para o concreto a compressão



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

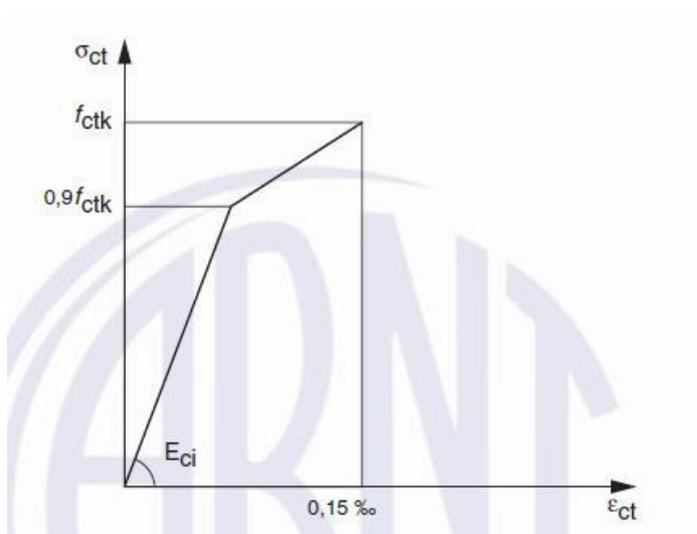
Da Figura 29, temos os valores de ϵ_{c2} e ϵ_{cu} . Estes são os parâmetros de deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico (2,0 ‰) e de deformação específica de encurtamento na ruptura (3,5 ‰), respectivamente, para o caso de concretos com f_{ck} até 50 MPa.

No caso de deformação por alongamento, o concreto não se comporta de modo satisfatório. Sua resistência à tração é equivalente a apenas 10 % da sua resistência à compressão. Um método aproximado para seu cálculo é fornecido pela NBR 6118:2014:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (7)$$

A NBR 6118:2014 ainda diz que, para o concreto não fissurado, um diagrama tensão-deformação bilinear de tração pode ser adotado (Figura 30).

Figura 30. Diagrama tensão-deformação bilinear de tração.



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

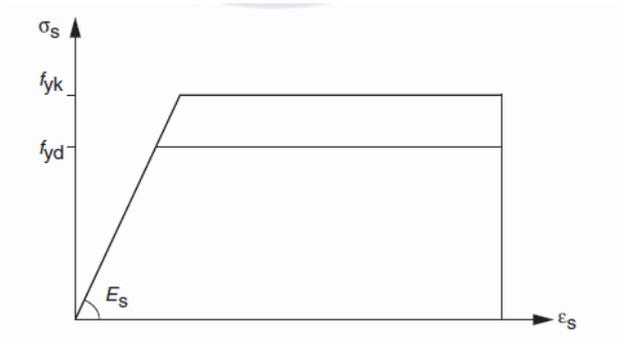
2.3.2 Aço CA-50

Pinheiro (2004) lembra que a sigla CA indica que determinado tipo de aço foi desenvolvido para ser utilizado em estruturas de concreto armado e o número 50 (kN/cm²) é uma referência a sua tensão de escoamento, no caso de 500 Mpa. Esse material está disponível em barras ou em fios. As barras possuem diâmetro superior a 5 mm e são obtidas exclusivamente por laminação, possuindo comprimentos usuais de 12 metros. Os fios possuem diâmetro máximo de 10 mm e são obtidos por trefilação, sendo fornecidos em rolos.

A utilização desse tipo de material em um projeto estrutural compensar a pouca resistência do concreto à tração e, segundo Pinheiro (2004), a própria existência desse material misto decorre da solidariedade entre o concreto simples e as barras de aço. A aderência entre eles é devida a três parcelas: por adesão, por atrito e mecânica, como será mais bem explorado adiante.

Esses aços são considerados de armadura passiva, pois eles não são produzidos para receber carregamentos de protensão de qualquer natureza. Na Figura 31, tem-se seu diagrama tensão-deformação extraído da NBR 6118:2014, com f_{yk} e f_{yd} iguais à tensão de escoamento do material e à tensão de escoamento de projeto do material, respectivamente.

Figura 31. Diagrama tensão-deformação para aços de armadura passiva



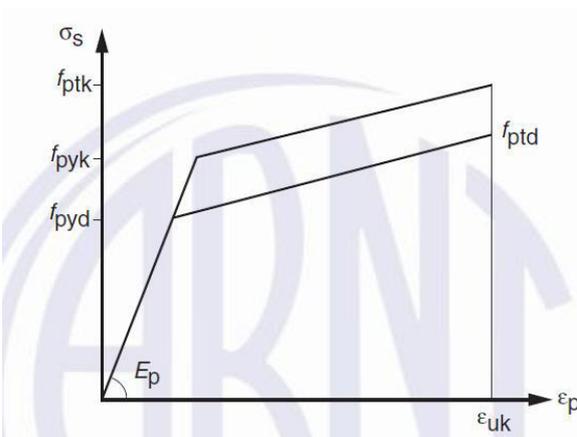
Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

2.3.3 Aço de alta resistência CP-190RB

Pinheiro (2004) traz que os aços de alta resistência são produzidos para receberem adequadamente a protensão nos elementos estruturais, sendo considerado como armadura ativa. Essa classe de aço possui elevada resistência à tração e módulo de elasticidade de 200 GPa, aproximadamente. Sua nomenclatura CP-190RB significa aço para concreto protendido com tensão de escoamento de 190 kN/cm² e de relaxação baixa (apresenta pouca perdas de protensão ao longo do tempo).

Segundo a NBR 6118:2014, o módulo de elasticidade deve ser obtido ou fornecido pelo fabricante, porém, na falta desse valor, é possível aproximá-lo por 200 GPa. A mesma norma traz que os valores característicos da resistência ao escoamento convencional f_{pyk} , da resistência à tração f_{ptk} e ao alongamento após a ruptura ϵ_{uk} das cordoalhas devem atender certos valores mínimos dispostos na ABNT NBR 7483 – Cordoalhas de aço para concreto protendido (2004).

Figura 32. Diagrama tensão-deformação para aços de armadura ativa (-20C° a 150 C°)



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

2.4 Concreto estrutural

2.4.1 Concreto simples

O concreto é simples quando é utilizado isoladamente ou com taxa de armadura inferior ao mínimo exigido para o concreto armado. Como diz Pinheiro (2004), o concreto como material estrutural apresenta uma série de vantagens em relação a seus concorrentes (aço ou madeira, por exemplo), pois é moldável, permitindo grande variedade de formas, apresenta boa resistência à tração, é composto por materiais de baixo custo, possui processos executivos conhecidos e bem difundidos, é durável, etc. Apesar dessas vantagens, o concreto simples é pouco utilizado na confecção de elementos estruturais, ficando restringido a utilizações localizadas, como bloco para pequenas fundações superficiais.

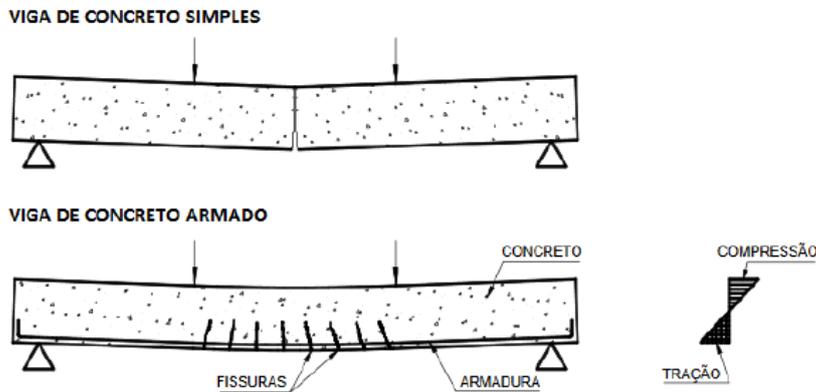
Esse fato é devido à baixa capacidade resistente do concreto simples à tração e à sua pouca ductilidade de pseudo-sólido, sendo suscetível a rupturas bruscas sem uma fase de escoamento perceptível. Outras desvantagens do concreto são fissuração, peso próprio elevado e custos de formas para moldagem (PACHECO *et al.*, 2014).

2.4.2 Concreto armado

O concreto armado é a utilização conjunta do concreto simples e de uma armadura constituída por barras de aço, os quais trabalham solidarizados. Do ponto de vista dos esforços estruturais, a presença das barras de aço vem suprir a baixa resistência do concreto à tração, criando um material capaz de resistir a diversas tensões solicitantes.

Assim, o concreto armado aproveita as melhores qualidades de seus constituintes, ficando suas tensões de tração resistidas pelo aço, que é dúctil, e suas tensões de compressão pelo concreto, com eventuais barras de aço auxiliando-o.

Figura 33. Esquema comparativo de comportamento de uma viga de concreto simples e armado



Fonte: Bastos (2006 apud Gondim, 2016).

A Figura 33 traz um modelo de viga com duas cargas concentradas, provocando tensões de tração no banzo inferior e de compressão no banzo superior. Na ausência do reforço das barras de aço, o mecanismo de ruptura está em função da tensão de tração no concreto. Após a abertura da primeira fissura, a seção fissurada será cada vez menor e mais solicitada, já que o mesmo momento é resistido com braços de alavanca menores. Assim, é grande a possibilidade de que o desenvolvimento dessa fissura seja rápido e pouco perceptível, provocando um rompimento brusco da peça.

Com a presença da armadura, temos uma resposta diferente. Seu mecanismo de ruptura está agora em função da tensão de escoamento da armadura e da tensão de compressão máxima admitida para o concreto, sendo esses parâmetros representados por limites de deformação para cada material, de acordo com NBR 6118:2014. Assim, após a fissuração do concreto, as tensões de tração serão completamente resistidas pela armadura, conforme considerado em projeto.

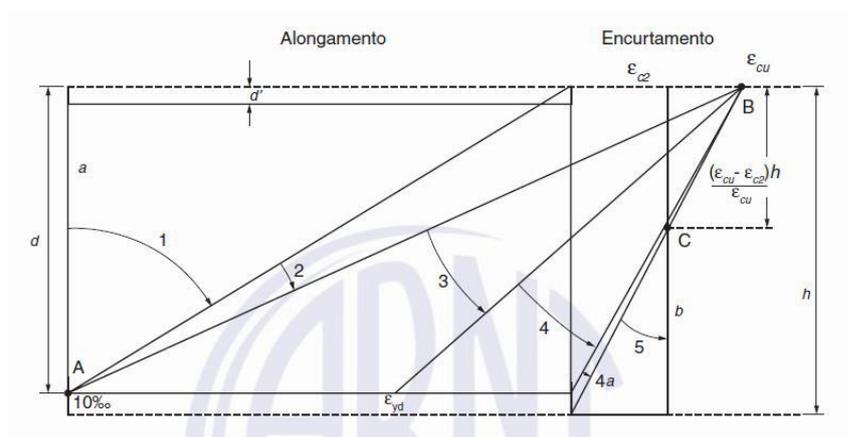
Como dito anteriormente, a existência do material concreto armado depende do não escorregamento entre seus constituintes. Para que ele se comporte de forma monolítica, três forças básicas de aderência de naturezas variadas atuam nos encontros do concreto com o aço.

- a) Aderência por adesão: ela ocorre devido às ligações físico-químicas nas interfaces das barras com a pasta geradas durante a pega do concreto;
- b) Aderência por atrito: essa parcela é originada na tendência de deslocamento relativo entre os materiais, dependendo da rugosidade superficial da barra e da pressão exercida sobre ela pelo concreto, em virtude da retração deste;

- c) Aderência mecânica: é fruto das saliências presentes na barra, que mobilizam forças localizadas.

Garantida a homogeneidade do material, a NBR 6118:2014 traz um esquema de ruptura da peça para diferentes casos, dentro de combinações entre as deformações máximas admissíveis para cada material.

Figura 34. Domínios de estado-limite último para uma seção transversal



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Os valores de encurtamento máximo admissíveis para o concreto são ϵ_{c2} e ϵ_{cu} , equivalentes a 2,0‰ e 3,5‰, respectivamente. A deformação de alongamento máxima admissível para o aço é $\epsilon_{yd} = 2,07‰$ (deformação de escoamento), variando até 10‰. Cada área entre as retas diagonais representa um mecanismo de ruptura (1, 2, 3, 4, 4a, 5 e b), classificados como domínio pela NBR 6118:2014. Por exemplo, o domínio 3 representa uma ruptura por flexão simples (para seção subarmada) ou composta com falha do concreto por compressão e com escoamento do aço. É aconselhável que a peça possua ruína nos domínios 2 ou 3, significando que os materiais foram mais bem aproveitados e sem a possibilidade de ruína frágil (aço fora da faixa da deformação de escoamento).

2.4.3 Concreto protendido

A NBR 6118:2014 diz que elementos de concreto protendido possuem parte de suas armaduras previamente submetida a alongamentos por equipamentos especiais. Essas armaduras alongadas são ativas, originando tensões de compressão na região que será futuramente solicitada por tensões de tração. Assim, em serviço (ELS), impede-se ou limita a

fissuração e os deslocamentos da estrutura e, no estado-limite último (ELU), propicia o melhor aproveitamento dos aços de alta resistência.

Das principais vantagens do concreto protendido, Cholfe e Bonilha (2013) citam:

- maior durabilidade, pois a ausência ou redução da fissuração protege melhor as armaduras e diminui a corrosão;
- menor deformabilidade, visto que equilibra parcela do carregamento da estrutura e diminui flechas e demais deslocamentos finais, o que garante acabamento de melhor qualidade;
- maior leveza e esbeltez, dado que o equilíbrio de cargas permite seções mais esbeltas, vãos maiores e estruturas mais leves.

Cholfe e Bonilha (2013) citam também as principais desvantagens como as cordoalhas não protegidas por bainhas (especialmente em casos de pré-tração) que podem sofrer com a corrosão efeitos muito danosos para a segurança da estrutura, sendo necessários cuidados especiais, e as maiores exigências inerentes ao próprio projeto.

Os tipos de protensão são classificados pela NBR 6118:2014 em função do tipo de aderência da seguinte forma:

- a) com armadura ativa pré-tracionada (protensão com aderência inicial): a armadura ativa tem seu pré-alongamento feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto e com a ligação da armadura com referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto; assim, a ancoragem é garantida apenas pela aderência com o concreto;
- b) com armadura ativa pós-tracionada (protensão com aderência posterior): o pré-alongamento da armadura ativa é executado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas partes do próprio elemento estrutural como apoio; a aderência permanente com o concreto é criada pela injeção de nata de cimento no interior das bainhas;
- c) com armadura ativa pós-tracionada sem aderência (protensão sem aderência): o pré-alongamento da armadura ativa é semelhante ao anterior, com partes do próprio elemento estrutural utilizadas como apoio; porém, a aderência com o concreto não é criada, sendo a ancoragem garantida por ligações com o mesmo apenas em pontos localizados.

A ABNT NBR 7197 – Projeto de estruturas de concreto protendido (1989) relaciona os tipos de protensão aos estados limites de utilização referentes à fissuração. Elas são:

- Protensão completa: deve respeitar o estado limite de descompressão para as combinações frequentes de ações e o estado limite de formação de fissuras para combinações raras de ações;
- Protensão limitada: deve respeitar o estado limite de descompressão para as combinações quase permanentes de ações e o estado limite de formação de fissuras para combinações frequentes de ações;
- Protensão parcial: deve respeitar o estado limite de descompressão para as combinações quase permanentes de ações e o estado limite de abertura de fissuras para combinações frequentes de ações.

A mesma norma ainda orienta a escolha do tipo de protensão de acordo com a agressividade do ambiente: protensão completa, limitada e parcial para ambientes muito, pouco e não agressivos, respectivamente.

As forças de protensão de um elemento protendido estão sujeitas a perdas de três tipos: iniciais, imediatas e diferidas. Segundo Cholfe e Bonilha (2013), as perdas iniciais são exclusivas dos casos de pré-tração e ocorrem antes da liberação dos dispositivos de alongamento das armaduras. Elas podem se originar em função de atritos nos pontos de desvio da armadura poligonal, escorregamento da armadura na ancoragem, relaxação inicial da armadura, entre outros. Ainda segundo os autores, as perdas imediatas acontecem durante a transferência da força de protensão e são devidas ao encurtamento imediato do concreto devido à sua aplicação, ao atrito entre as armaduras e a bainha ou o concreto (pós-tração) e à acomodação da ancoragem (pós-tração). No complemento, Cholfe e Bonilha (2013) trazem que as perdas diferidas estão relacionadas à retração e fluência do concreto e à relaxação do aço, basicamente.

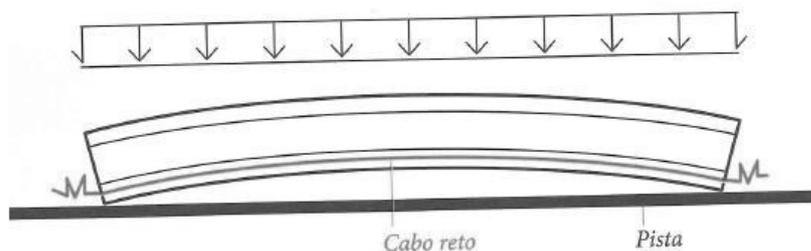
2.4.4 Protensão com armadura pré-tracionada

São confeccionados leitos de protensão com apoios rígidos nas extremidades (ancoradores da armadura); assim, os fios ou cordoalhas são esticados, um em relação ao outro. Na sequência, são colocadas as fôrmas e concretada a peça. Após a cura, a ligação com os apoios externos é gradativamente desfeita e a tendência dos cabos de aço é encurtarem-se,

sendo impedidos pelas suas forças de aderência com o concreto. As vigas protendidas por esse método apresentam uma flecha negativa quando finalizadas.

A NBR 6118:2014 revela que a força inicial necessária para a protensão deve incluir as perdas imediatas. Essa força é calculada pelo equilíbrio da seção transversal; adota considerações simplificadoras de que o material é homogêneo e obedece a lei de Hooke. Os cabos neste caso são retos, como na Figura 35:

Figura 35. Cabo reto para o caso de pré-tração



Fonte: Cholfé e Bonilha (2013), página 40.

2.5 Os Estados Limites

Existem requisitos de segurança, utilização e qualidade que uma estrutura deve atender durante seu período de vida útil. Ele deve suportar as suas ações solicitantes sem apresentar riscos de ruptura, colapso ou impedimentos à sua boa utilização, como deformações e vibrações excessivas. É fundamental que conforto e estabilidade estejam presentes durante seu tempo de utilização, desde que esta esteja adequada à finalidade da edificação ou obra especial. A NBR 6118:2014 define esses parâmetros de desempenho como Estados Limites, últimos e de serviço. Uma estrutura tem bom desempenho quando todos os Estados Limites são respeitados.

A NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas (ABNT, 2003) define Estados Limites últimos como aqueles que, pela simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da estrutura. A norma define Estados Limites de serviço como aqueles que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da estrutura, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da mesma.

A mesma norma também define ações como causas que provocam esforços ou deformações na estrutura, dividindo-as em ações permanentes, variáveis e excepcionais:

- permanentes: ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média durante toda a vida da estrutura;
- variáveis: ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média durante a vida da estrutura;
- excepcionais: são as que ocorrem com duração extremamente curta e de muito baixa probabilidade de aparecerem durante a vida da estrutura.

As cargas acidentais são ações derivadas da utilização da estrutura, como pelo peso das pessoas, mobiliário, veículos, etc. Elas são classificadas como ações variáveis.

2.5.1 Estados Limites de serviço (ELS)

Os Estados limites de serviço são caracterizados pela NBR 8681:2003, durante a vida de uma estrutura, da seguinte forma:

- a) Danos ligeiros e localizados que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) Deformações excessivas que afetem a utilização prevista para a estrutura ou seu aspecto estético;
- c) Vibrações excessivas ou desconfortáveis.

Por sua vez, a NBR 6118:2014 define os ELS básicos que podem ter sua verificação exigida para a segurança das estruturas de concreto. Em construções especiais pode ser necessária a verificação de outros ELS não definidos na referida norma. Porém, os básicos são:

- Estado limite de formação de fissuras (ELS-F): estado em que se inicia a formação de fissuras;
- Estado limite de abertura de fissuras (ELS-W): estado em que as fissuras apresentam aberturas iguais ao máximo especificado na norma;
- Estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF): estado em que as deformações atingiram os limites máximos aceitáveis para a utilização normal;
- Estado limite de descompressão (ELS-D): estado no qual um ou mais pontos da seção transversal possuem tensão normal nula, não havendo tração no restante da seção (usual para concreto protendido);

- Estado limite de descompressão parcial (ELS-DP): estado no qual se garante a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas;
- Estado limite de compressão excessiva (ELS-CE): estado em que as tensões de compressão atingem o máximo convencionado (0,7 fckj para concreto protendido, segundo NBR 7197:89);
- Estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE): estado em que as vibrações atingem os máximos admissíveis para a utilização normal da estrutura.

Nos casos das estruturas de concreto protendido, a NBR 7197:1989 diz que a verificação da segurança para os Estados Limites de serviço deve considerar os estados correspondentes aos riscos de fissuração e deformações excessivas. Estes estados são correspondentes na NBR 6118:2014 aos estados de ELS-D, ELS-F, ELS-W, ELS-DEF e ao ELS-CE.

A verificação dos Estados limites de serviço decorre de ações cujas combinações podem se revelar de três modos, como esclarece a NBR 8681:2003.

- Combinações quase permanentes de serviço: combinações que podem atuar durante grande período da vida da estrutura (aproximadamente metade dela). Na fórmula abaixo, F_g representa as ações permanentes com seus valores característicos, F_q representa as ações variáveis e ψ_2 representa o fator de redução de combinação quase permanente (neste caso, todas as ações variáveis estão com seus valores quase permanentes)

$$F_d = \sum F_{Gi,k} + \sum \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (8)$$

- Combinações frequentes de serviço: combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura. ψ_1 representa o fator de redução de combinação frequente. Porém, agora, só a ação variável principal (F_{Q1}) está com seu valor frequente;

$$F_d = \sum F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (9)$$

- Combinações raras de serviço: combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura. Agora, a ação variável principal está com seu valor característico e as demais com seus valores frequentes;

$$F_d = \sum F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum \psi_{1j} F_{Qj,k} \quad (10)$$

O Quadro 1 traz os fatores de combinação (ψ_0 – para o Estado Limite último) e redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis, extraída da NBR 8681:2003.

Quadro 1. Fatores de combinação (ψ_0) e redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis

Ações	ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{3), 4)}$
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.			
²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.			
⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Fonte: NBR 8681:2003

2.5.2 Estados Limites últimos (ELU)

Os Estados Limites últimos são caracterizados pela NBR 8681:2003 da seguinte forma:

- a) perda de equilíbrio total ou parcial;
- b) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) instabilidade por deformação;
- e) instabilidade dinâmica.

A mesma norma informa que a verificação de segurança em relação aos Estados Limites últimos é feita em função das combinações últimas de ações, que podem ser normais, especiais ou de construção e excepcionais. Deu-se destaque às normais, pois a combinação normal decorre do uso previsto para a estrutura.

$$F_d = \sum \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Ql,k} + \sum \psi_{0j} F_{Qj,k}] \quad (11)$$

Da fórmula anterior, tem-se o coeficiente de ponderação para as ações permanentes γ_g , que majora os valores representativos das que são desfavoráveis e minoram a atuação das favoráveis à segurança da estrutura. De acordo com a NBR 8681:2003, processos mais controlados de execução admitem coeficientes de ponderação menores e os processos menos controlados exigem coeficientes de ponderação maiores, ficando a cargo do projetista a escolha de considerar as ações permanentes agrupadas (coeficientes maiores) ou separadas (coeficientes menores).

O coeficiente de ponderação γ_q das ações variáveis majoram os valores representativos das ações que provocam efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura. As ações variáveis favoráveis são desconsideradas no cálculo, admitindo-se apenas a atuação das desfavoráveis. A mesma lógica dos processos mais controlados também é válida para as ações variáveis, devendo o projetista escolher usá-las agrupadas ou não. O parâmetro ψ_0 é o fator de combinação para as ações variáveis no ELU, como já foi exposto na Quadro 1. Os quadros 2, 3, 4 e 5 trazem as opções dos coeficientes de γ_g e γ_q em ações agrupadas ou não.

Quadro 2. Ações permanentes diretas consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,50	1,0
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,30	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,40	1,0
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,20	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,30	1,0

¹⁾ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.
²⁾ Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

Fonte: ABNT NBR 8681:2003.

Quadro 3. Ações permanentes diretas agrupadas

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,0

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações.
²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².
³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Fonte: ABNT NBR 8681:2003.

Quadro 4. Ações variáveis consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Coefficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹⁾	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹⁾	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

¹⁾ Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 4 se aplica a esse valor limite.

Fonte: ABNT NBR 8681:2003.

Quadro 5. Ações variáveis agrupadas

Combinação	Tipo de estrutura	Coefficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0

¹⁾ Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 e o efeito de temperatura conforme tabela 4.

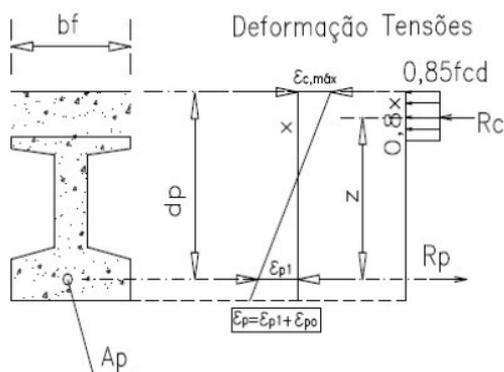
Fonte: ABNT NBR 8681:2003.

2.6 Modelos de cálculo

2.6.1 Diagrama retangular simplificado

O diagrama retangular simplificado de tensões no concreto é um modelo para o cálculo no qual é admitido que a seção transversal permanece plana quando fletida, a aderência é perfeita entre o aço e o concreto (deformação da armadura é igual à deformação da adjacente fibra de concreto), entre outras simplificações. Esse modelo é utilizado no equilíbrio dos esforços da seção transversal através da resolução de uma equação quadrática. Os domínios do Estado Limite último também são obtidos por meio desse equilíbrio.

Figura 36. Esquema para o diagrama retangular simplificado no caso de armadura ativa



Fonte: Filgueira (2015).

Da figura anterior, depreende-se que as tensões atuantes na consideração de equilíbrio para a seção transversal são a tensão no concreto (R_c) e a tensão na armadura ativa (R_p). Gondim (2016) lembra que a segurança à ruína da peça estará garantida se a quantidade de armadura de protensão presente for maior que a necessária, caso contrário será necessário adição de uma armadura passiva.

A norma NBR 6118:2014 permite a substituição do diagrama parábola-retângulo de tensão no concreto pelo retangular, com altura de 0,8 da linha neutra (x) e resistência de compressão de 0,85 da resistência de projeto do concreto ($0,85f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$).

Assim, a solução do equilíbrio da figura anterior fica definida pela solução das seguintes equações:

$$Ax^2 + Bx + C = 0 \quad (14)$$

$$A = 0,272.f_{cd}.b.w \quad (15)$$

$$B = - 0,68.f_{cd}.b.w.d \quad (16)$$

$$C = M_u = M_d \quad (17)$$

$$x = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (18)$$

$$Kx = \frac{x}{d}; 0 \leq Kx \leq 0,63 \quad (19)$$

$$z = d - 0,4x \quad (20)$$

$$R_c = R_{p,nec} = \frac{M_d}{z} \quad (21)$$

$$A_{p, exist} = \frac{R_{p, exist}}{\sigma_{p(\infty)}} \quad (22)$$

$$\sigma_{p(\infty)} = \text{tensão no aço no ELU com perdas} \quad (23)$$

$$\varepsilon_{p(\infty)} = (1 - P\%) \varepsilon_{p0}; P\% = \text{perdas diferidas} \quad (24)$$

$$\varepsilon_{p0} = \frac{\sigma_{p0}}{\varepsilon_p} = \frac{P_0}{A_{p, exist} E_p} \quad (25)$$

$$R_{p, exist} > R_{p, nec} \quad (26)$$

$$R_{p, exist} < R_{p, nec}; \Delta R_{p, nec} - R_{p, exist}; \quad (27)$$

$$\Delta AS = \frac{\Delta R_p}{f_{yd}} \quad (28)$$

2.6.2 Modelo de treliça

A NBR 6118:2014 esclarece que os elementos lineares sujeitos à força cortante podem ser tratados por dois modelos com analogia em treliça, de banzos paralelos, associado a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural (traduzido por uma componente V_c). Assim, os elementos resistentes são as armaduras longitudinais e transversais e o concreto (na forma de bielas e no banzo superior).

A resistência do elemento estrutural é considerada satisfatória quando são verificadas simultaneamente as seguintes situações, com V_{sd} igual à força cortante solicitante de cálculo na seção, V_{Rd2} igual à força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das bielas comprimidas de concreto e V_{Rd3} à força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal, com V_{sw} equivalente à parcela resistida pela armadura transversal.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \text{ e } V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (29)$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} b_w d \quad (30)$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (31)$$

$$\text{Concreto: } V_c = V_{c0} = 0,60 f_{ctd} b w d \quad (32)$$

$$\text{Estribo: } V_{sw} = V_d - V_{c0} \quad (33)$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \quad (34)$$

2.7 Cargas móveis para pontes rodoviárias

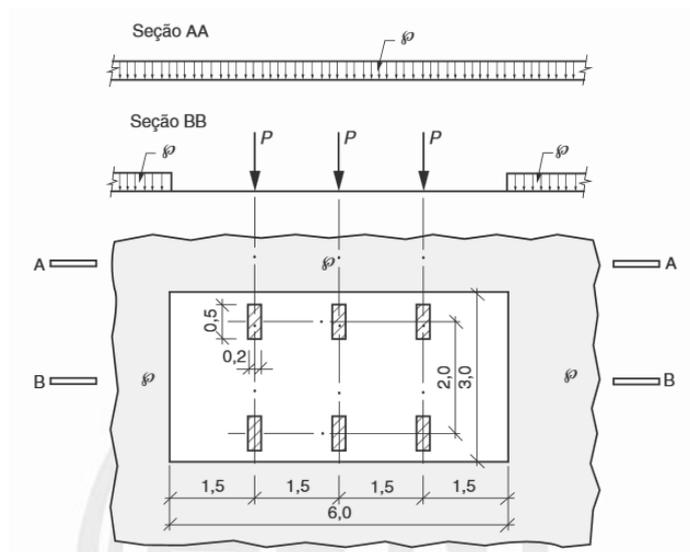
A ABNT NBR 7188 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas (2013) define três ações para cargas móveis:

- pontes e viadutos;
- passarelas;
- cargas móveis em estruturas para garagem.

Para pontes e viadutos, ela define a carga P (kN) como a carga estática aplicada no nível do pavimento, de valor característico e sem qualquer majoração. Define também p (kN) como a carga uniformemente distribuída e aplicada ao nível do pavimento, de valor característico e sem qualquer majoração.

A carga móvel padrão rodoviária é a TB-45, definida por um veículo tipo 450 kN, com seis rodas $P = 75$ kN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 metros, com área de ocupação de 18 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5$ kN/m², conforme a Figura 37:

Figura 37. Disposição das cargas estáticas



Fonte: ABNT NBR 7188 (2013).

A carga móvel assume uma posição qualquer em toda a pista rodoviária com as rodas na posição mais desfavorável e incluindo os acostamentos e as faixas de segurança. É possível utilizar uma simplificação do trem tipo apresentado pela norma. Para tanto, considera-se a carga distribuída atuando sob o veículo e reduzem-se as cargas concentradas pela compensação do que foi acrescentado ($6 \times 3 \times 5 / 6 = 15$ kN a menos em cada roda).

A NBR 7188:2013 traz o coeficiente de impacto vertical (CIV) pelo qual as cargas móveis verticais do modelo acima devem ser majoradas. Para vãos inferiores a 10 metros, CIV igual a 1,35, e para estruturas com vãos maiores que 10 m e inferiores a 200 m, utilizar a Equação 35.

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{Liv+50} \right) \quad (35)$$

2.8 Considerações sobre a análise estrutural de tabuleiros de pontes com vigas múltiplas

Segundo Alves *et al.* (2004), a análise estrutural deste tipo de obra é dividido em duas etapas, cada uma contando com simplificações. A primeira consiste na análise separada da superestrutura e dos demais elementos integrantes do conjunto estrutural: meso e infraestrutura.

A segunda simplificação refere-se ao tratamento do modelo estrutural de longarinas e transversinas como uma grelha, sendo as parcelas dos carregamentos correspondentes a cada longarina definidas por métodos de duas naturezas: métodos simplificados e métodos computacionais.

2.8.1 Métodos de análise simplificada

Alves *et al.* (2004) revela que são utilizados tradicionalmente quatro métodos aproximados de cálculo, divididos em dois grupos: métodos sem consideração da torção das vigas e métodos com a consideração desta. No primeiro grupo, está o Método Engesser-Courbon e o Método de Leonhardt, já no segundo está o Método de Guyon-Massonet e o Método de Homberg-Trenks.

Em Engesser-Courbon, as transversinas estão simplesmente apoiadas nas longarinas e possuem rigidez infinita a flexão, assim permanecendo com seu eixo retilíneo após a deformação do conjunto, afirma Alves *et al.* (2004). Em Leonhardt, o mesmo autor traz

que todas as transversinas do tabuleiro são consideradas como uma única fictícia apoiada no meio do vão das diversas longarinas. Os dois métodos passam pela extração dos coeficientes de repartição das cargas em função de relações das inércias das transversinas e longarinas, do intereixo destas e do vão considerado.

Segundo Alves *et al.* (2004), Guyon-Massonet baseia-se na teoria das lajes ortótropicas e na consideração da substituição do conjunto formado por laje, longarinas e transversinas por uma placa ortotrópica equivalente. Sobre Homberg-Trenks, ele esclarece que o método baseia-se na teoria das grelhas, que considera a rigidez torsional apenas das longarinas e que sua essência está na ortogonalização dos hiperestáticos.

2.8.2 Métodos computacionais / Breve introdução à análise estrutural pelo Método dos Elementos Finitos

Lazzari *et al.* (2016) diz que diversos fatores estão envolvidos no estudo de estruturas em concreto estrutural, e isso acaba dificultando muito tal atividade. Esses fatores são a não-linearidade nas relações tensão-deformação, as diferenças entre o comportamento do concreto à tração e à compressão, a relaxação dos aços de protensão, entre outros.

Nesse sentido, Lazzari *et al.* (2016) alerta que o Método dos Elementos finitos é uma das maneiras mais eficientes de se analisar de forma não-linear o comportamento de estruturas de concreto armado ou protendido.

Azevedo (2003) diz que, antes do surgimento do MEF, a análise de meios contínuos era efetuada por resolução direta dos sistemas de equação de derivadas parciais que regem o fenômeno e, para facilitar o processo, era comum recorrer às séries de Fourier. Ele tipo de solução é muito complexo, estando limitada a utilização em meios contínuos homogêneos e de geometria simples. Porém, com a maior difusão do uso de ferramentas computacionais, como os *softwares* ANSYS e MIDAS CIVIL, passou a ser prática corrente a análise de estruturas de geometria arbitrária, constituídas por múltiplos materiais e sujeitas a qualquer tipo de carregamento.

Alves *et al.* (2004) lembra que o MEF visa à obtenção aproximada de problemas regidos por uma ou mais equações diferenciais, sendo suas funções incógnitas aproximadas por interpolação. O sistema algébrico resultante é capaz de representar uma aproximação das equações originais, baseado no estudo de elemento finito, a partir do qual todo o domínio do problema pode ser discretizado.

Os elementos estruturais podem ser divididos em três grandes grupos em função da relação entre suas dimensões: elementos de barra, elementos de superfície e elementos de bloco. O modelo de ponte do presente trabalho é de laje sobre vigas, sendo tais componentes estruturais modelados comumente como elementos de placa e barras, respectivamente.

Segundo Waidemam (2004), placas são elementos estruturais simétricos em relação a um plano médio, cuja dimensão normal é chamada de espessura, sendo esta pequena em relação às demais. O mesmo completa que, pela teoria clássica de placas, pontos situados na superfície média ($z = 0$) movem-se apenas na direção z quando a placa se deforma, existindo uma linha reta perpendicular ao plano médio ligando a posição original e a deformada de um ponto.

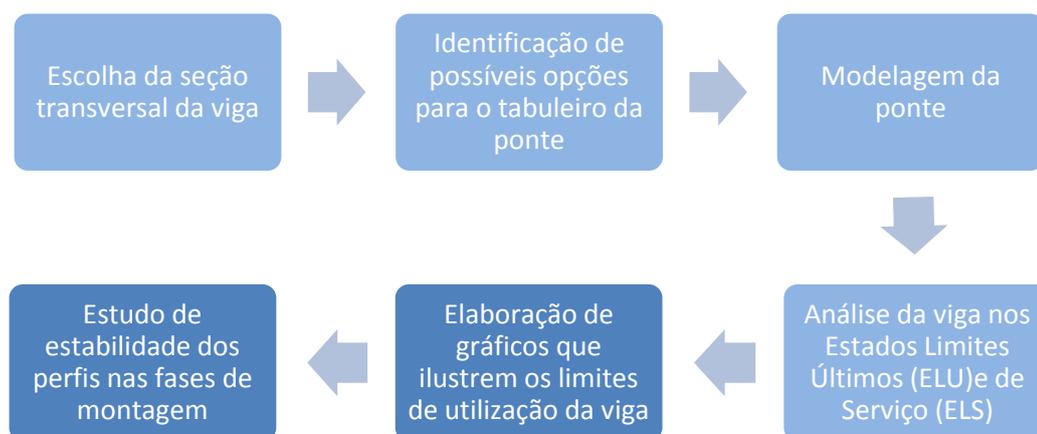
3. METODOLOGIA

3.1 Considerações iniciais

O presente trabalho dará continuidade aos Projetos de Graduação de Daniel Lucas Filgueira e de Juliana Jesus Gondim, em 2015 e 2016 respectivamente, sob orientação do Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota. A linha dos trabalhos consiste na análise de uma viga pré-moldada pretendida de determinada seção para séries de vãos, destinada a compor o tabuleiro de uma ponte rodoviária. Em 2015, foram verificadas as faixas de utilização e a eficácia de uma seção para os vãos de 10 a 20 metros; em 2016, uma outra seção foi verificada para os vãos de 20 a 30 metros.

Na continuidade do trabalho de busca de seções eficazes para diferentes vãos, o presente estudo traz uma nova seção de viga pré-moldada, a qual será verificada para vãos de 30 a 40 metros. Para tanto, as etapas do trabalho foram determinadas da seguinte forma:

Figura 38. Fluxograma das atividades

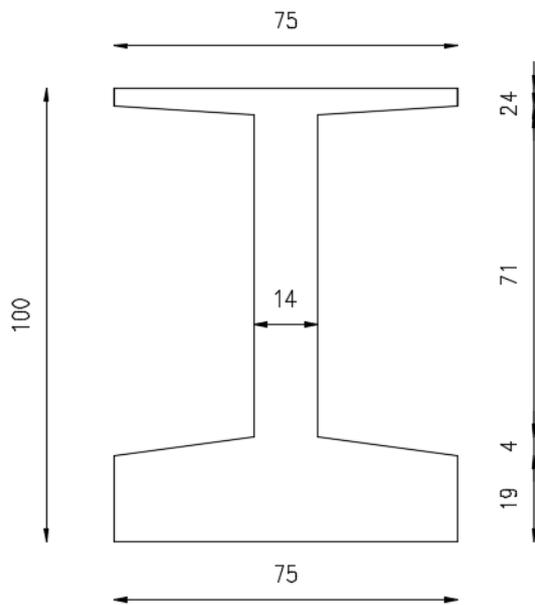


Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2 Definição da seção transversal da viga

A seção foi definida com base na seção dos trabalhos anteriores dos Projetos de Graduação de Daniel Lucas Filgueira e de Juliana Jesus Gondim. Assim, a seção teve a altura da alma e a largura da mesa definidas em conformidade com a experiência adquirida. A nova seção está representada na Figura 39 (dimensões em cm):

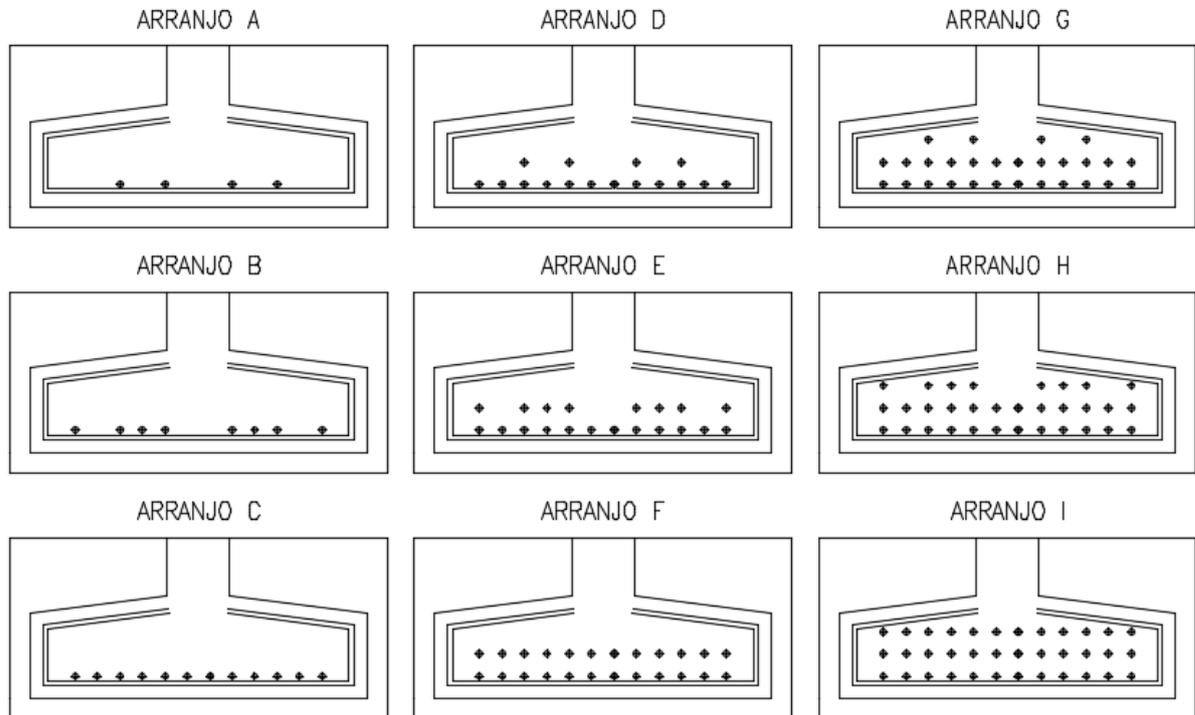
Figura 39. Seção da viga



Fonte: Elaborado pelo autor.

Na sequência, analisaram-se arranjos possíveis de acordo com as orientações de espaçamento da NBR 6118:2014. A verificação da quantidade máxima de cordoalhas que a seção é capaz de comportar (admitindo-as de 12,7 mm) resultou em um valor de 36 divididas em três níveis (Figura 40). Assim, nove opções de arranjos de cordoalha foram escolhidos. Eles possuem incrementos de quatro cordoalhas de um arranjo para o outro, iniciando no arranjo A com quatro e finalizando no arranjo I com 36. Os incrementos constantes na armadura ativa permitem uma melhor avaliação da sua contribuição na eficiência da seção.

Figura 40. Arranjos de cordoalha considerados



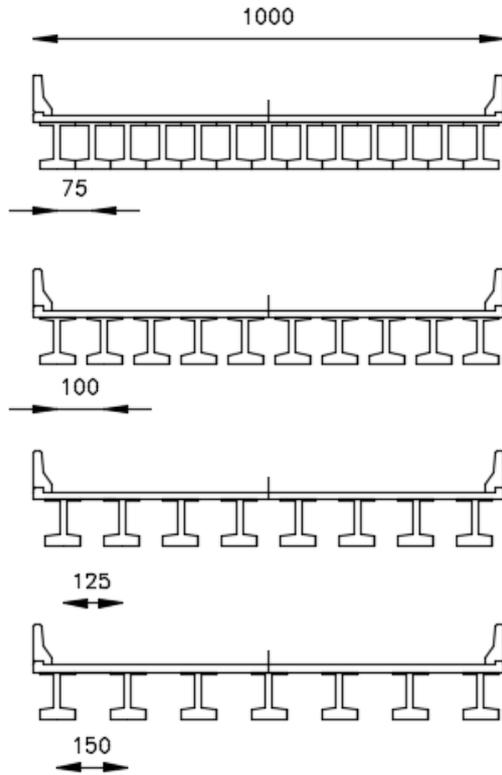
Fonte: Elaborado pelo autor.

3.3 Definição e escolha das opções de vão e de tabuleiro

Como nos trabalhos anteriores a esse, a largura do tabuleiro ficou definida em 10 metros. As diferentes opções de tabuleiro ficaram em função dos valores de intereixo adotados: 0,75 m, 1,0 m, 1,25 m e 1,5 m. Para os vãos, adotou-se um intervalo de 25 a 45 metros com incrementos de 2,5 m, englobando a faixa de interesse de 30 a 40. Eles são 25, 27,5, 30, 32,5, 35, 37,5, 40, 42,5 e 45 m.

A Figura 41 traz as quatro opções de tabuleiro analisadas (dimensões em cm). Na sequência, são apresentados os quadros de peso próprio da viga pré-moldada em função do vão e da espessura média do tabuleiro em função da distância dos intereixos.

Figura 41. Opções de tabuleiro



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os Quadros 6 e 7 complementam as considerações anteriores, conforme dito no parágrafo anterior.

Quadro 6. Pesos próprios

Peso próprio da viga para cada vão									
Vão (m)	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45
Peso (kN)	186,63	205,29	223,95	242,61	261,28	279,94	298,6	317,26	335,93

Fonte: Elaborado pelo autor.

Quadro 7. Espessura média

Espessura média do tabuleiro				
Intereixo (m)	0,75	1	1,25	1,5
Espessura média (cm)	53,818	44,86	38,888	35,902

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.4 Modelagem da ponte

O *software* de elementos finitos Midas Civil 3D *trial* 2017 foi utilizado na modelagem da ponte para cada vão e cada opção de tabuleiro. O programa de elementos finitos analisou a distribuição transversal dos esforços das cargas relativas ao guarda-rodas, ao revestimento e à carga móvel (fase 2) entre as vigas do tabuleiro. Os esforços relativos ao peso próprio da viga e da sua laje (fase 1) foram determinadas pelas fórmulas da Resistência dos Materiais.

Inicialmente, foi preciso definir os materiais a serem utilizados no modelo para as lajes e para as vigas pré-moldadas. Para aquelas, o material foi um concreto ortotrópico C40 com espessura igual a 15 cm, assim, na direção longitudinal, ele possui um valor de módulo de elasticidade muito baixo, forçando que o momento longitudinal seja completamente resistido pelas vigas.

Figura 42. Parâmetros do material da laje

Material Data

General
Material ID: 1 Name: C30 ORTO

Elasticity Data
Type of Design: Concrete
Type of Material: Isotropic Orthotropic

Steel
Standard: DB

Concrete
Standard: None
Code: DB

Concrete

	Local-x	Local-y	Local-z	
Modulus of Elasticity :	1.0000e-005	2.8000e+007	2.8000e+007	kN/m ²
Thermal Coefficient :	1.0000e-005	1.0000e-005	1.0000e-005	1/[F]
	Local-xy	Local-xz	Local-yz	
Shear Modulus :	1.0000e-010	1.0000e-010	1.2000e+007	kN/m ²
Poisson's Ratio :	0	0	0	

Weight Density : 25 kN/m³
 Use Mass Density: 0 kN/m³/g

Fonte: Elaborado pelo autor.

A laje ortotrópica no modelo desconsidera a parcela resistente da laje relativa aos momentos longitudinais. Porém, essa contribuição foi levada em conta quando a inércia das vigas foi adotada como a inércia do perfil composto isolado (viga mais laje contribuinte

simplificada, à meia distância das vigas adjacentes) na criação da seção no Midas, como melhor esclarecido adiante. Desse modo, foi possível compatibilizar a obtenção dos esforços no software com o modelo de análise dos ELU e ELS, feita por equilíbrio da seção transversal isolada e considerando as fórmulas de distribuição de esforços da Resistência dos Materiais.

Para as vigas, adotou-se um concreto isotrópico C40, logo possuem as mesmas propriedades físicas independente da direção considerada. A Figura 43 traz os parâmetros do material adotado.

Figura 43. Parâmetros do material das vigas

The image shows a 'Material Data' dialog box with the following fields and values:

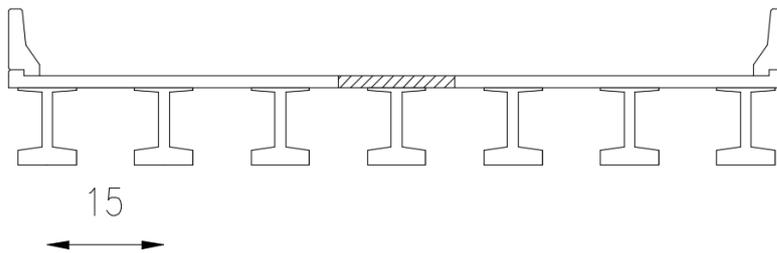
- General:** Material ID: 2, Name: C30 ISO
- Elasticity Data:** Type of Design: Concrete (dropdown), Steel Standard: (dropdown), Steel DB: (dropdown), Concrete Standard: None (dropdown), Concrete Code: (dropdown), Concrete DB: (dropdown)
- Type of Material:** Isotropic, Orthotropic
- Steel Properties:**
 - Modulus of Elasticity: 0.0000e+000 kN/m²
 - Poisson's Ratio: 0
 - Thermal Coefficient: 0.0000e+000 1/[F]
 - Weight Density: 0 kN/m³
 - Use Mass Density: 0 kN/m³/g
- Concrete Properties:**
 - Modulus of Elasticity: 2.8000e+007 kN/m²
 - Poisson's Ratio: 0
 - Thermal Coefficient: 1.0000e-005 1/[F]
 - Weight Density: 25 kN/m³
 - Use Mass Density: 0 kN/m³/g

Fonte: Elaborado pelo autor.

As considerações seguintes são sobre a geometria da ponte. O procedimento é igual para todos os modelos, sendo ilustrado apenas o para o vão de 25 m e entreixo de 0,75 m. Primeiro, criou-se a seção I (Figura 39) a ser adotadas pelas vigas. Na sequência, importou-se o desenho com a localização das vigas, realizado no AutoCAD. A seção transversal do tabuleiro recebeu a aplicação das vigas anteriormente criadas e de uma laje de concreto de 15 cm de espessura. Por fim, a geometria criada recebeu a associação dos seus respectivos materiais constituintes.

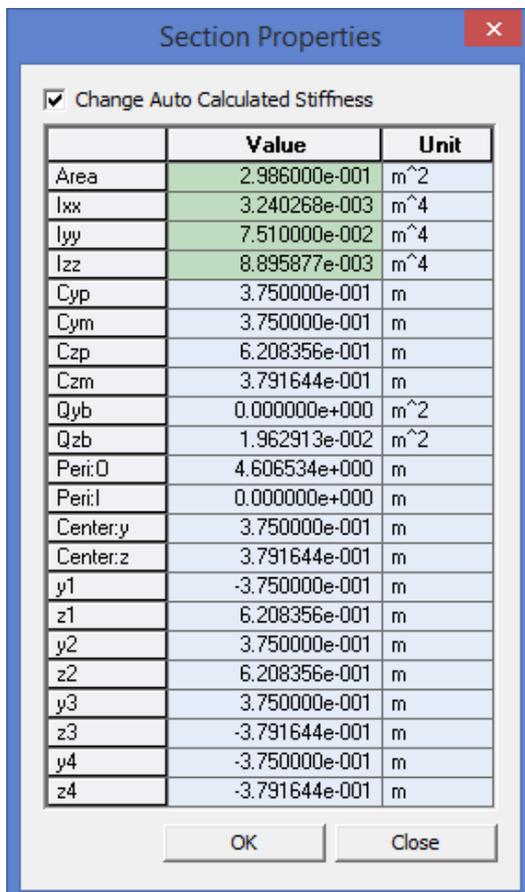
A seção I da viga foi criada a partir da aplicação de suas dimensões em um modelo predeterminado no software. Após a criação e cálculo das propriedades da seção, a sua inércia foi modificada para que houvesse a consideração da contribuição da laje (seção de viga composta). A Figura 44 traz um esquema que exemplifica a parcela de contribuição da laje para a viga central do tabuleiro com intereixo de 1,5 m e a Figura 45 ilustra o procedimento de mudança da inércia original da viga para o tabuleiro com intereixo de 0,75 m, na opção Iyy.

Figura 44. Esquema de contribuição da laje



Fonte: Elaborado pelo autor

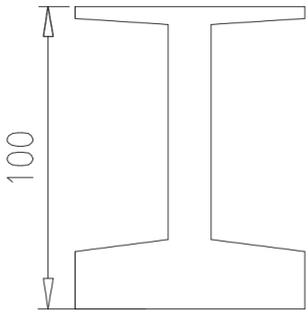
Figura 45. Janela de mudança de parâmetros no software Midas



Fonte: Elaborado pelo autor.

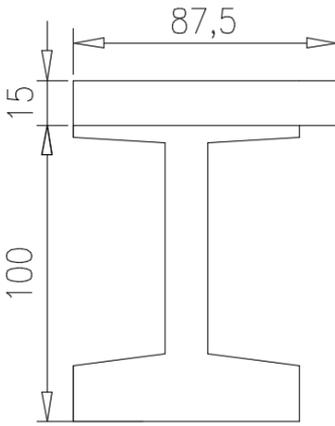
As características geométricas da seção simples e das quatro seções compostas das vigas das extremidades (referentes aos quatro intereixos diferentes) estão dispostas nos quadros abaixo (Quadros 8, 9, 10, 11 e 12). As vigas das extremidades são de interesse por serem as mais solicitadas.

Quadro 8. Características geométricas da seção simples

SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA			
	H	1,00	m
	Ac	0,2986	m ²
	J	0,0346	m ⁴
	ys	0,6208	m
	yi	0,3792	m
	Ws	0,0558	m ³
	Wi	0,0913	m ³

Fonte: Elaborado pelo autor.

Quadro 9. Características geométricas da seção composta (intereixo 0,75 m)

SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA DA EXTREMIDADE – INTEREIXO 0,75 m.			
	H	1,15	m
	Ac	0,411	m ²
	J	0,0751	m ⁴
	ys	0,5804	m
	yi	0,5696	m
	Ws	0,1293	m ³
	Ws'	0,1744	m ³
	Wi	0,1318	m ³

Fonte: Elaborado pelo autor.

Quadro 10. Características geométricas da seção composta (intereixo 1,00 m)

SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA DA EXTREMIDADE – INTEREIXO 1,00 m.			
	H	1,15	m
	Ac	0,4486	m ²
	J	0,0863	m ⁴
	ys	0,5382	m
	yi	0,6118	m
	Ws	0,1604	m ³
	Ws'	0,2224	m ³
	Wi	0,1411	m ³

Quadro 11. Características geométricas da seção composta (intereixo 1,25 m)

SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA DA EXTREMIDADE – INTEREIXO 1,25 m.			
	H	1,15	m
	Ac	0,4861	m ²
	J	0,0976	m ⁴
	ys	0,5024	m
	yi	0,6476	m
	Ws	0,1942	m ³
	Ws'	0,2768	m ³
	Wi	0,1506	m ³

Fonte: Elaborado pelo autor.

Quadro 12. Características geométricas da seção composta (intereixo 1,50 m)

SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA DA EXTREMIDADE – INTEREIXO 1,50 m.			
	H	1,15	m
	Ac	0,5236	m ²
	J	0,1088	m ⁴
	ys	0,4718	m
	yi	0,6782	m
	Ws	0,2306	m ³
	Ws'	0,3381	m ³
	Wi	0,1604	m ³

Fonte: Elaborado pelo autor.

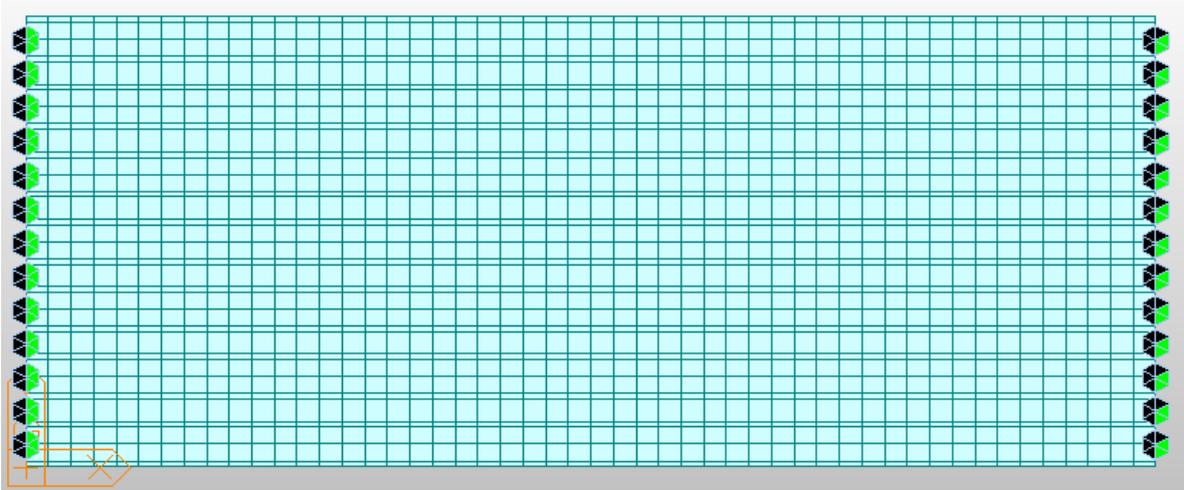
Nessa etapa de análise por elementos finitos, apenas os valores de momento de inércia foram utilizados. Os demais parâmetros foram empregados na análise de tensões no atendimento aos Estados Limites de Serviço (seção 4.2).

As vigas pré-moldadas são consideradas simplesmente apoiadas, logo tais condições de vinculação foram consideradas no modelo. Adotando-se o eixo x como o eixo longitudinal da ponte, fez-se com que os apoios de um lado restringissem os movimentos de translação nas três direções (x, y e z) e que os apoios do outro lado restringissem apenas os movimentos de translação de y e de z, permitindo o livre deslocamento em x (Figura 46).

Na sequência, é preciso inserir os carregamentos referentes ao revestimento e ao guarda roda. A carga de revestimento adotada possui 24 kN/m³ e uma espessura de 7 cm, equivalendo a 1,68 kN/m². O carregamento do guarda-roda foi modelado como um carregamento linear de 6 kN/m, aplicado na largura do elemento, em geral de 40 cm, resultando em 15 kN/m².

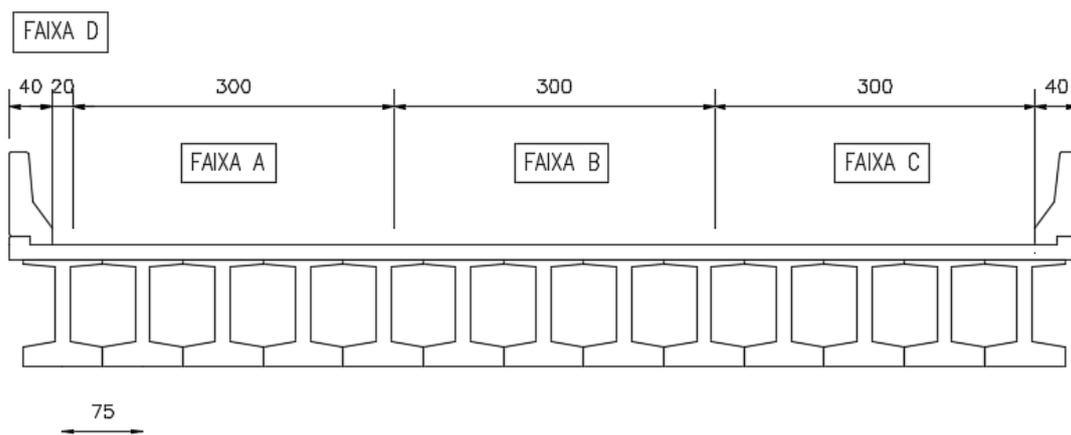
Três faixas de tráfego foram consideradas na aplicação das cargas móveis. Elas estão dispostas de modo não simétrico para que os esforços fossem maximizados em um dos lados; no caso, das vigas da direita, como ilustra a Figura 47 e a Figura 48.

Figura 46. Aspecto dos modos de vinculação das vigas no Midas



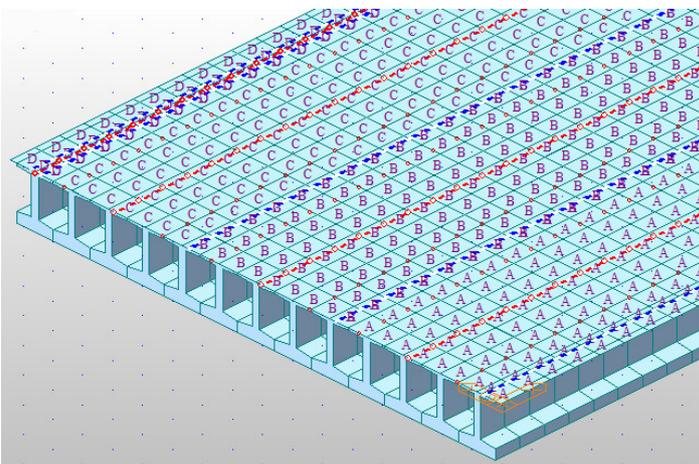
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 47. Consideração das faixas para o entreixo de 75 cm



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 48: Ilustração das faixas de tráfego consideradas



Fonte: Elaborado pelo autor.

O trem-tipo TB-45, definido no item 2.7, não está disponível para o Midas Civil Trial 2017, pois o mesmo não está adaptado às normas brasileiras. Assim, na consideração da carga móvel, utilizou-se um carregamento equivalente, do EUROCODE, já fornecido pelo programa. Assim, o carregamento ficou dividido em duas partes, referentes à carga distribuída de 5 kN/m² e às cargas concentradas de 120 kN (eixo de duas cargas de 60 kN).

Na representação da carga de multidão, o caso de carregamento escolhido teve suas cargas axiais iguais a zero e sua carga uniforme igual a 5 kN/m², como ilustra a Figura 49. Este carregamento foi considerado atuando nas quatro faixas de tráfego do tabuleiro (A, B, C e D).

Na representação das cargas concentradas de 120 kN, definiram-se os espaçamentos de 1,5 m referentes aos eixos do veículo, como traz a Figura 50. Este caso de carregamento foi considerado atuante apenas nas faixas de 3 metros de largura (A, B e C).

Figura 49. Equivalência à carga de 5 kN/m² do trem TB-45 simplificado

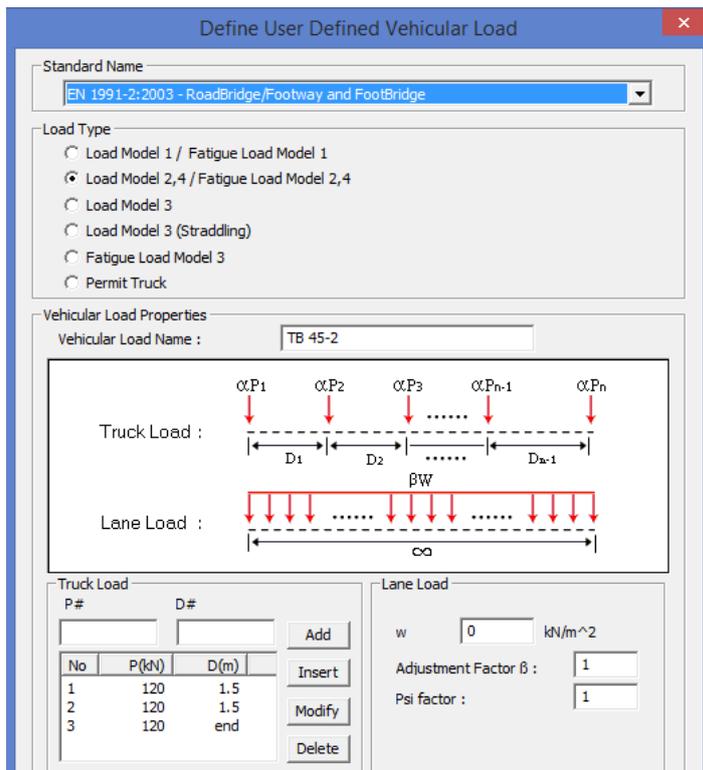
Dynamic amplification factor included

Location	Tandem System		UDL System	
	Adjustment Factor	Axle Loads (kN)	Adjustment Factor	Uniformly Dist. Loads (kN/m ²)
Lane Number1	1	0	1	5
Lane Number2	1	0	1	5
Lane Number3	1	0	1	5
Other Lanes & Remaining Area	0	0	1	5

D : 1.5 m

Fonte: Elaborado pelo autor.

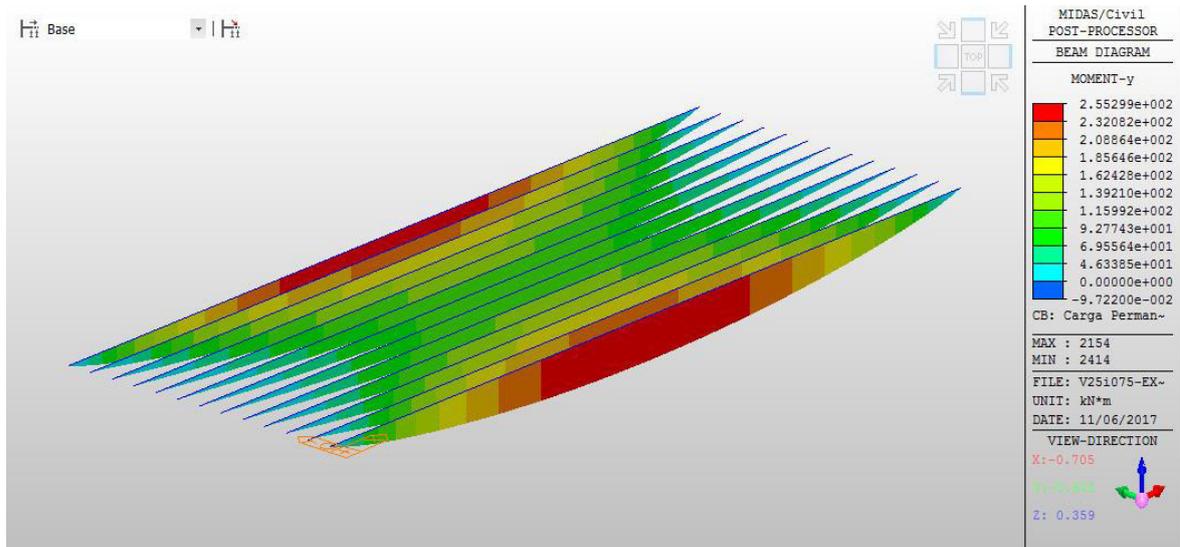
Figura 50. Equivalência à carga axial de 120 kN do trem TB-45 simplificado



Fonte: Elaborado pelo autor.

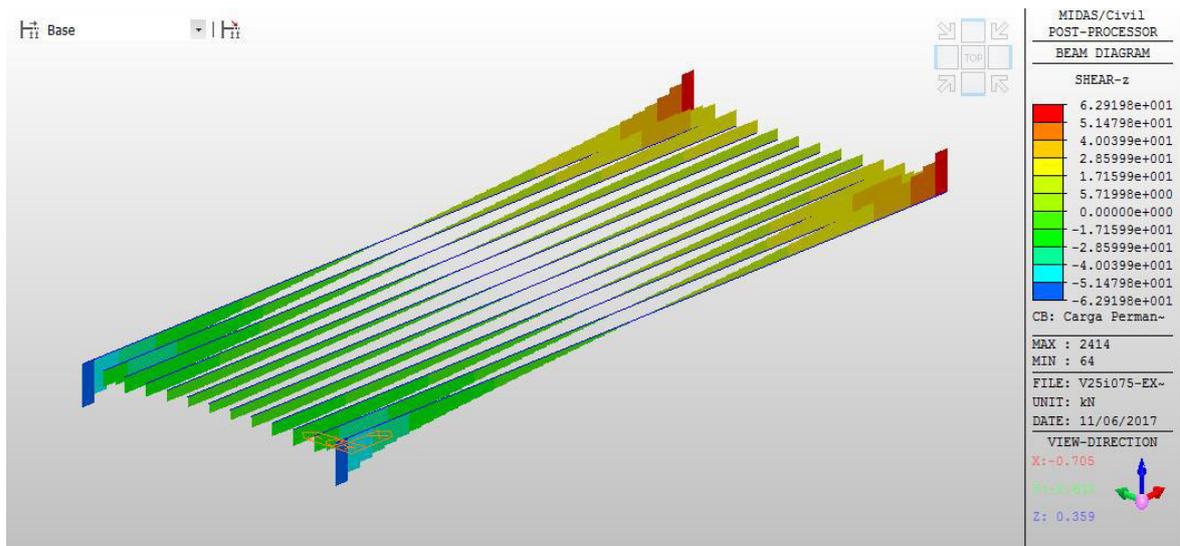
Por fim, para a análise com base em elementos finitos, criou-se uma malha de elementos com comprimentos de 0,5 m. Como resultado, foram obtidos os valores máximos de esforços cortantes e momentos fletores atuantes nas vigas referentes ao guarda-rodas e revestimento e à carga móvel, para todas as opções de tabuleiros e vãos adotados. As Figuras 51, 52 e 53 trazem os diagramas de momento fletor da carga permanente (guarda-rodas e revestimento), diagrama de esforço cortante para o mesmo e diagrama de momento fletor para a carga móvel, respectivamente.

Figura 51. Momento fletor da carga permanente



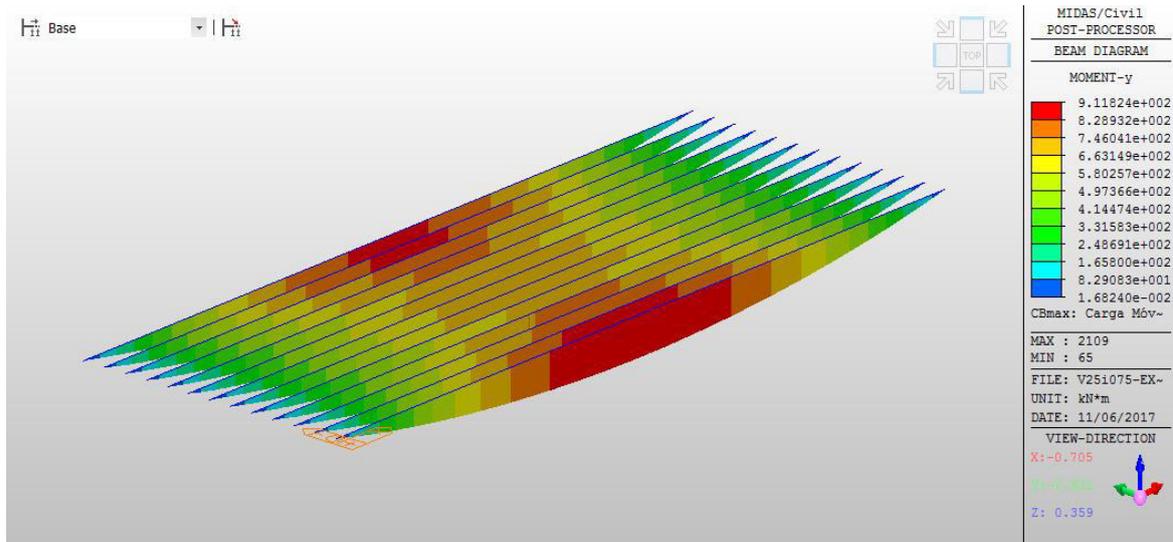
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 52. Diagrama de esforço cortante da carga permanente



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 53. Diagrama de momento fletor da carga móvel



Fonte: Elaborado pelo autor.

Na sequência, são definidos os esforços relativos à fase 1. Esta corresponde ao peso próprio da viga e ao peso da laje e são calculados pela Resistência dos Materiais pela Equação (36):

$$M_k = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad (36)$$

Como dito anteriormente, a fase 2 corresponde ao peso do guarda-roda, do revestimento e da carga móvel. E são os esforços desses carregamentos que são extraídos do Midas.

3.5 Estado limite último

3.5.1 Momento fletor

Calculou-se o momento fletor de cálculo para que o mesmo fosse comparado com o momento resistente da viga, sendo encontrado pela seguinte combinação para o ELU (Equação 37):

$$M_d = 1,35 M_g + 1,5 \text{ CIV } M_q \quad (37)$$

Na sequência, o momento resistente (M_r) da viga foi obtido com a utilização de uma planilha eletrônica do Excel em conformidade com o item 2.6.1 por meio da ferramenta “atingir meta”. O procedimento consistiu na variação da célula que continha o valor M_d até que a armadura calculada (A_p) fosse igual à área dos arranjos escolhidos.

No atendimento ao ELU, é necessário que o momento resistente seja superior ao momento solicitante: $M_r > M_d$.

3.5.2 Esforço cortante

Para a análise do esforço cortante, foi empregado um modo semelhante ao do momento fletor. Inicialmente, calculou-se o esforço cortante solicitante por meio de uma combinação, assim é possível compará-lo ao esforço resistente das vigas. A combinação de cálculo está a seguir.

$$V_d = 1,35 V_g + 1,5 CIV V_q \quad (38)$$

O cálculo do esforço resistente V_{Rd2} foi por uma planilha eletrônica Excel, como disposto no item 2.6.2. Como para o momento fletor, é necessário que o esforço resistente seja superior a solicitante: $V_{Rd2} > V_d$.

3.6 Estado Limite de Serviço

A protensão das vigas em análise é da pré-tração com protensão limitada. Devido a este fato, as seguintes condições devem ser verificadas no atendimento ao ELS:

- a) Estado limite de descompressão para a combinação quase permanente: a mínima tensão permitida na fibra inferior da seção deve ser igual a zero; um indicativo que a seção da viga está completamente comprimida (conforme item 2.4.3);
- b) Estado limite de formação de fissuras para combinação frequente: a máxima tensão de tração permitida deve ser igual a $1,2 f_{ctk}$, com a consideração da viga pré-moldada como seção T, devido à contribuição da laje.

Para a obtenção dos valores dos esforços máximos que respeitavam as condições acima, lançou-se mão da ferramenta atingir meta do Excel. A obtenção dos esforços também

leva em consideração as equações da Resistência dos Materiais, para a sobreposição de efeitos:

$$\sigma_{\text{superior}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \quad (39)$$

$$\sigma_{\text{inferior}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \quad (40)$$

As fórmulas acima representam o momento de acréscimo, pois os momentos fletores gerados pelo peso próprio da viga e da laje já tinham sido calculados na determinação da tensão, variando para cada entreixo e vão considerados. A força normal nas mesmas fórmulas é função da força de protensão aplicada. As perdas de protensão foram adotadas iguais a 5% e 18%, referentes às perdas imediatas e diferidas, respectivamente.

Os parâmetros geométricos das Equações (39) e (40) variam em função da fase de carregamento. Os parâmetros da seção simples são empregados na análise de tensões para os carregamentos da fase 1, já os das seções compostas, empregados nos da fase 2.

As combinações de serviço quase permanente e frequente podem ser equacionadas pelas Equações (41) e (42). Essas solicitações são referentes à carga permanente da fase 2, peso próprio do guarda-roda e do revestimento, e da carga móvel, minorada por um coeficiente específico para cada combinação.

$$M_{\text{QP}} = M_g + 0,3 M_q \quad (41)$$

$$M_{\text{FR}} = M_g + 0,5 M_q \quad (42)$$

Novamente, a ferramenta atingir meta do Excel foi empregada para a obtenção do máximo momento fletor para o qual as condições da protensão limitada são atendidas. Nas fórmulas anteriores, foram empregados os momentos provenientes do Midas Civil Trial 2017.

3.7 Verificações da estabilidade do perfil nas fases de montagem

As verificações de segurança à instabilidade lateral de vigas foram obtidas a partir de procedimentos aproximados que constam nas normas brasileiras NBR 6118:2014 e NBR 9062:2017. A descrição dos procedimentos está disposta no item 2.2.7.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Estado Limite Último (ELU)

O momento fletor resistente de cada um dos nove arranjos de cordoalhas foi determinado pela ferramenta “atingir meta” do *Excel*, conforme item 2.6.1, a partir da equiparação de área de aço necessária à área existente no arranjo, alterando-se o valor do momento correspondente. Os valores obtidos são mostrados na Tabela 1.

Tabela 1. Momentos resistentes (M_r) por arranjo de cordoalha

Arranjo	Quantidade de cordoalhas (1ª camada)	Quantidade de cordoalhas (2ª camada)	Quantidade de cordoalhas (3ª camada)	Momento último (M_r) (kN.m)
A	4	0	0	657,80
B	8	0	0	1295,35
C	12	0	0	1912,66
D	12	4	0	2479,32
E	12	8	0	3025,82
F	12	12	0	3552,06
G	12	12	4	4027,71
H	12	12	8	4483,10
I	12	12	12	4918,24

Fonte: Elaborado pelo autor.

Na sequência, determinaram-se os momentos fletores solicitantes para as diversas opções de vãos e tabuleiros. Para tanto, inicialmente, foi determinada a parcela do momento relativa à carga permanente da fase 1 (pesos próprios da viga e da laje) (Equação 36). Juntou-se a parcela de carga permanente relativa à fase 2 (guarda-roda e revestimento) e a parcela relativa à carga móvel, ambas oriundas da análise por MEF no *software* Midas. As Tabelas 2 e 3 trazem respectivamente os valores do momento solicitante da totalidade da carga permanente (somas das fases 1 e 2) e do momento solicitante da carga móvel majorada pelo respectivo CIV (Equação 35) de cada vão.

Tabela 2. Momento solicitante da carga permanente total

MOMENTO DA CARGA PERMANENTE (kN.m)							
Intereixo = 0,75 m		Intereixo = 1,00 m		Intereixo = 1,25 m		Intereixo= 1,5 m	
25	1058,22	25	1193,832	25	1337,114	25	1444,006
27,50	1261,035	27,50	1422,098	27,50	1590,931	27,50	1722,454
30,00	1481,189	30,00	1669,758	30,00	1866,256	30,00	2024,515
32,50	1719,221	32,50	1937,48	32,50	2164,01	32,50	2351,039
35,00	1975,622	35,00	2225,877	35,00	2484,952	35,00	2702,796
37,50	2250,792	37,50	2535,467	37,50	2829,672	37,50	3080,407
40,00	2545,06	40,00	2866,62	40,00	3198,62	40,00	3484,34
42,50	2858,637	42,50	3219,597	42,50	3592,077	42,50	3914,917
45,00	3191,692	45,00	3594,597	45,00	4012,762	45,00	4372,336

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 3. Momento solicitante da carga móvel com CIV.

MOMENTO DA CARGA MÓVEL COM CIV (kN.m)							
Intereixo = 0,75		Intereixo = 1,00		Intereixo = 1,25		Intereixo= 1,50	
25	911,82	25	1149,02	25	1442,24	25	1538,32
27,50	1.032,29	27,50	1.304,13	27,50	1.636,68	27,50	1.760,44
30,00	1.154,87	30,00	1.389,16	30,00	1.838,99	30,00	1.993,28
32,50	1.280,13	32,50	1.631,58	32,50	2.048,10	32,50	2.234,12
35,00	1.410,63	35,00	1.803,38	35,00	2.262,70	35,00	2.484,61
37,50	1.544,01	37,50	1.979,48	37,50	2.484,61	37,50	2.741,31
40,00	1.680,04	40,00	2.159,21	40,00	2.711,50	40,00	3.004,73
42,50	1.820,03	42,50	2.344,56	42,50	2.942,79	42,50	3.275,67
45,00	1.963,19	45,00	2.533,45	45,00	3.198,89	45,00	3.552,05

Fonte: Elaborado pelo autor.

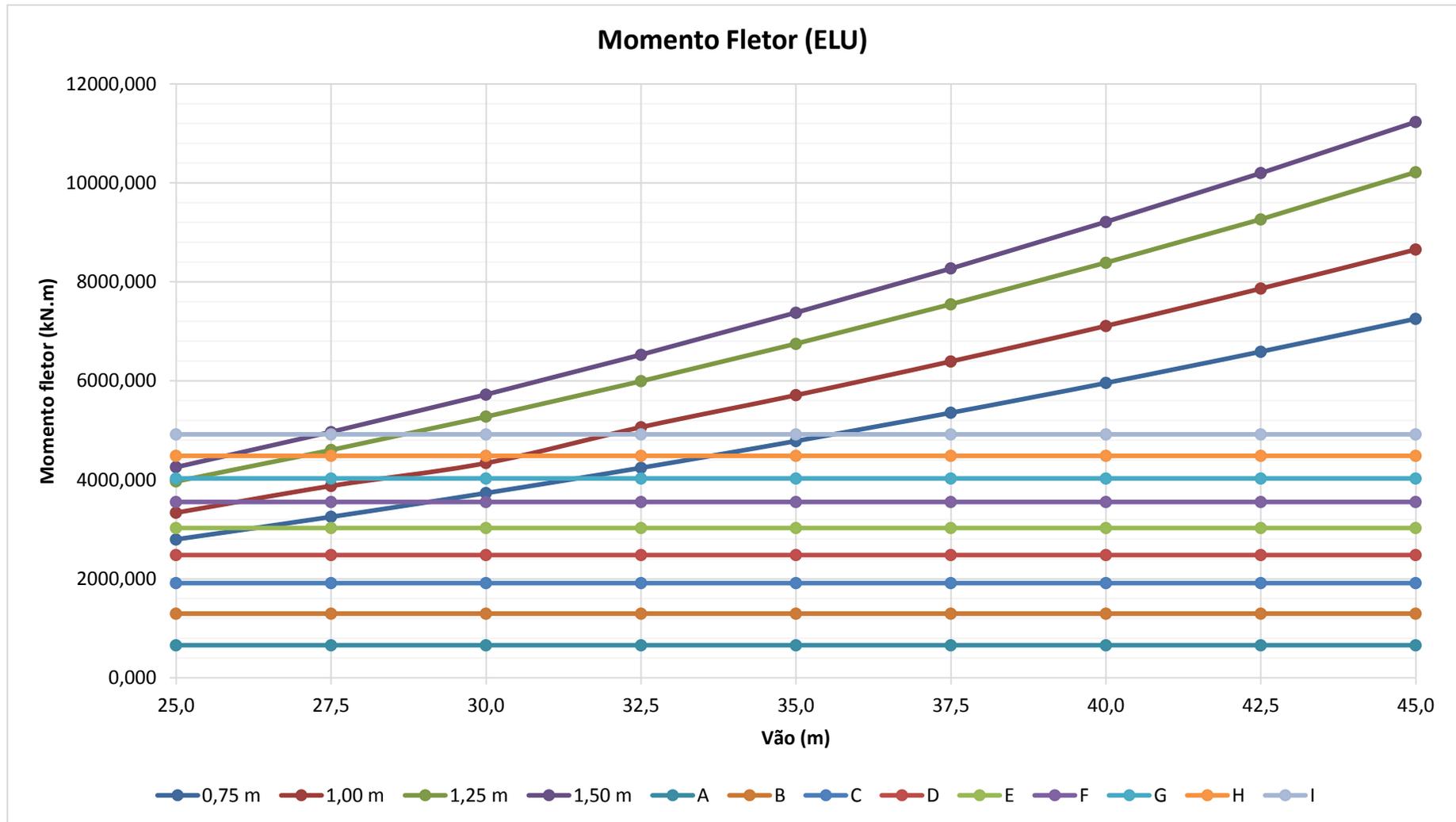
Assim, ficaram determinados os momentos fletores de cálculo (M_d) segundo a Equação (37) para as diversas opções de vão e intereixo. A Tabela 4 traz esses dados, mostrando o aumento da solicitação de cálculo na direção do aumento do vão e do aumento do intereixo.

Tabela 4. Momentos solicitantes de cálculo.

MOMENTO DE CÁLCULO (M_d) (kN.m)				
VÃO (m)	INTEREIXO (m)			
	0,75	1,00	1,25	1,50
25,0	2796,327	3335,203	3968,464	4256,888
27,5	3250,832	3876,027	4602,777	4965,973
30,0	3731,910	4337,913	5277,931	5723,015
32,5	4241,144	5062,969	5993,563	6525,083
35,0	4783,035	5710,004	6748,735	7375,690
37,5	5354,584	6392,100	7546,972	8270,514
40,0	5955,891	7108,752	8385,387	9210,954
42,5	6589,205	7863,296	9263,488	10198,642
45,0	7253,569	8652,881	10215,563	11230,729

Fonte: Elaborado pelo autor.

De posse dos momentos resistentes dos nove arranjos considerados e dos momentos solicitantes de cálculo, é possível ilustrar graficamente a relação entres esses valores. No Gráfico 1, o eixo das abcissas corresponde aos valores de vãos estudados e a ordenada aos valores de momentos resistentes dos oito arranjos e aos de cálculo.

Gráfico 1. Relação entre os momentos fletores de cálculo (M_d) e os momentos resistentes (M_r) para os oito arranjos considerados.

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para as considerações do esforço cortante, o mesmo procedimento foi realizado, iniciando pela determinação do esforço cortante resistente (V_r ou V_{Rd2}) para a seção da viga em cada opção de arranjo de cordoalha conforme o item 2.2.6. Os valores estão na Tabela 5.

Tabela 5. Esforço cortante resistente.

Arranjo	Quantidade de cordoalhas (1ª camada)	Quantidade de cordoalhas (2ª camada)	Quantidade de cordoalhas (3ª camada)	Esforço cortante resistente (V_r) (kN)
A	4	0	0	997,92
B	8	0	0	997,92
C	12	0	0	997,92
D	12	4	0	986,58
E	12	8	0	979,776
F	12	12	0	975,24
G	12	12	4	965,52
H	12	12	8	958,23
I	12	12	12	952,56

Fonte: Elaborado pelo autor.

Na sequência, determinaram-se os esforços cortantes solicitantes para as diversas opções de vãos e tabuleiros, com a parcela relativa à carga permanente da fase 1 (pesos próprios da viga e da laje) (Equação 36) somada à parcela de carga permanente relativa à fase 2 (guarda-roda e revestimento) e a parcela relativa à carga móvel (as duas últimas oriundas da análise por MEF no *software* Midas). As Tabelas 6 e 7 trazem esses valores.

Tabela 6. Esforço cortante solicitante da carga permanente total.

CORTANTE CARGA DA PERMANENTE (kN)							
intereixo = 0,75		intereixo = 1,00		intereixo = 1,25		intereixo = 1,50	
25	191,3888	25	209,0575	25	230,9763	25	242,755
27,50	208,5456	27,50	227,6763	27,50	251,2669	27,50	264,6075
30,00	223,9625	30,00	244,855	30,00	270,2275	30,00	285,4
32,50	240,5094	32,50	262,9238	32,50	289,9781	32,50	306,7625
35,00	255,5363	35,00	279,8025	35,00	308,6988	35,00	327,325
37,50	271,7231	37,50	297,5713	37,50	328,2694	37,50	348,5475
40,00	286,595	40,00	314,38	40,00	347	40,00	369,13
42,50	302,5969	42,50	332,0688	42,50	366,5706	42,50	390,3625
45,00	317,4338	45,00	348,9175	45,00	385,5413	45,00	411,065

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 7. Esforço cortante solicitante devido à carga móvel com CIV.

CORTANTE DA CARGA MÓVEL COM CIV (kN)							
intereixo = 0,75		intereixo = 1,00		intereixo = 1,25		intereixo= 1,50	
25	175,66	25	194,34	25	245,79	25	273,77
27,50	182,72	27,50	201,93	27,50	254,98	27,50	284,35
30,00	185,69	30,00	205,42	30,00	261,20	30,00	292,44
32,50	191,60	32,50	214,44	32,50	269,90	32,50	302,21
35,00	194,62	35,00	219,75	35,00	276,35	35,00	310,04
37,50	200,28	37,50	228,08	37,50	287,40	37,50	319,38
40,00	203,28	40,00	236,49	40,00	297,27	40,00	327,17
42,50	208,88	42,50	246,03	42,50	308,20	42,50	336,36
45,00	212,19	45,00	254,43	45,00	319,81	45,00	344,21

Fonte: Elaborado pelo autor.

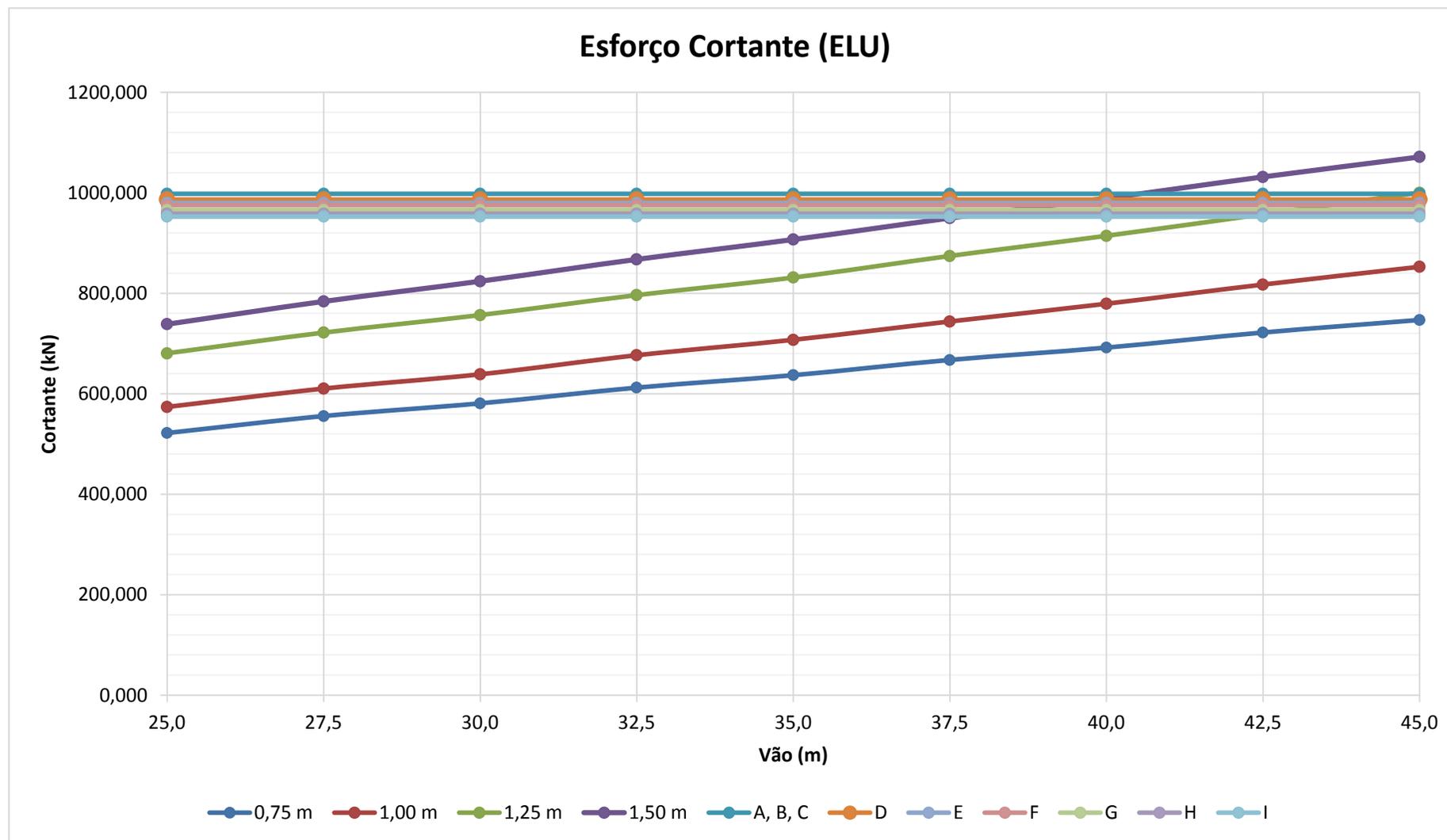
Os valores das Tabelas 6 e 7 são aplicados na Equação (38) no cálculo do esforço cortante de cálculo (V_d). Os valores são mostrados na Tabela 8.

Tabela 8. Esforço cortante solicitante de cálculo (V_d).

ESFORÇO CORTANTE DE CÁLCULO (V_d) (kN)				
VÃO (m)	INTEREIXO (m)			
	0,75	1	1,25	1,5
25,0	521,865	573,738	680,503	738,374
27,5	555,617	610,258	721,680	783,745
30,0	580,884	638,684	756,607	823,950
32,5	612,088	676,607	796,320	867,444
35,0	636,904	707,358	831,268	906,949
37,5	667,246	743,841	874,264	949,609
40,0	691,823	779,148	914,355	989,081
42,5	721,826	817,338	957,170	1031,529
45,0	746,821	852,684	1000,196	1071,253

Fonte: Elaborado pelo autor.

Como para os momentos fletores, os esforços cortantes resistentes e os de cálculo tiveram sua relação expressa graficamente (Gráfico 2). No eixo das abscissas são apresentados os vãos e no eixo das ordenadas os esforços.

Gráfico 2. Relação entre os esforços cortantes de cálculo (V_d) e os resistentes (V_r) para os oito arranjos considerados.

4.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

As verificações ao atendimento dos Estados Limites de Serviço para a protensão limitada são obtidas através da análise de tensões. Para tanto, são necessárias as determinações de propriedades geométricas da seção estudada (seção simples e seção composta das extremidades do tabuleiro), como área (A_c), momento de inércia (J), distâncias ao centroide (y_s , y_s' e y_i) e módulos de resistência (W_s , W_s' e W_i).

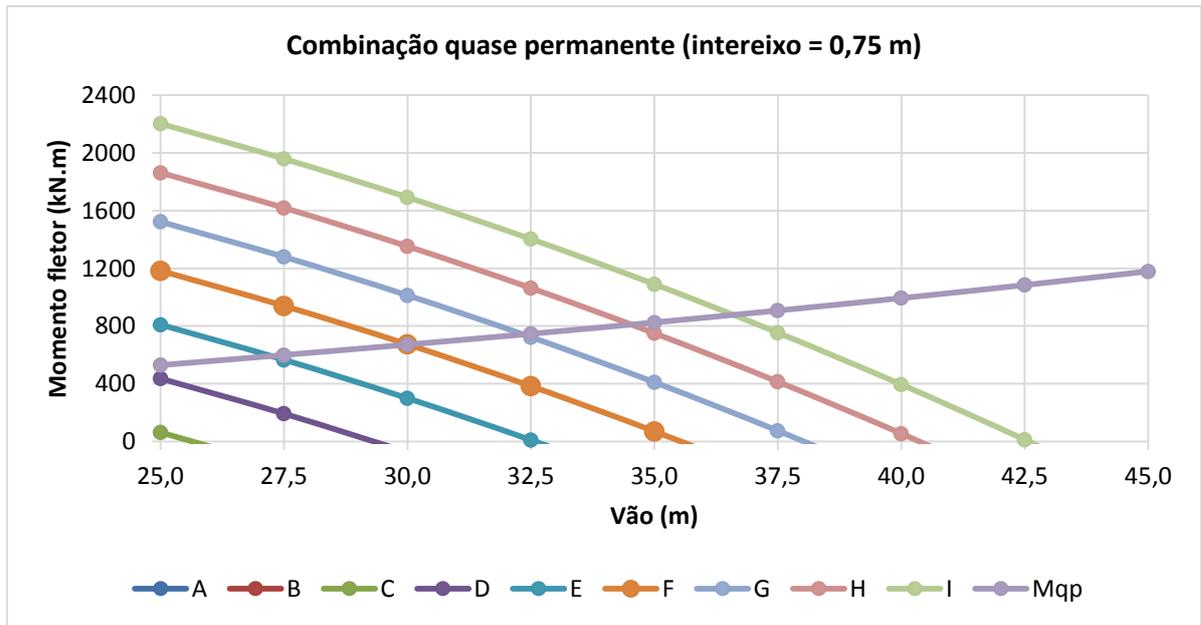
Tais parâmetros já foram definidos em outra oportunidade (seção 3.4), pois os momentos de inércia das quatro seções compostas foram adotados na consideração de contribuição resistente da laje do tabuleiro (Quadros 8, 9, 10, 11 e 12).

Na sequência, foram determinados os momentos solicitantes referentes às combinações quase permanente e frequente (Equações 41 e 42), para as nove opções de vão e para as quatro opções de intereixo. Como dito anteriormente (seção 3.6), tais momentos são relativos à fase 2 do carregamento (guarda-rodas, revestimento e carga móvel), constituindo um momento de acréscimo.

Os momentos limites que atendem as condições de serviço para a protensão limitada (estado limite de descompressão e estado limite de formação de fissuras para as combinações quase permanente e frequente, respectivamente) foram obtidos conforme o item 3.6.

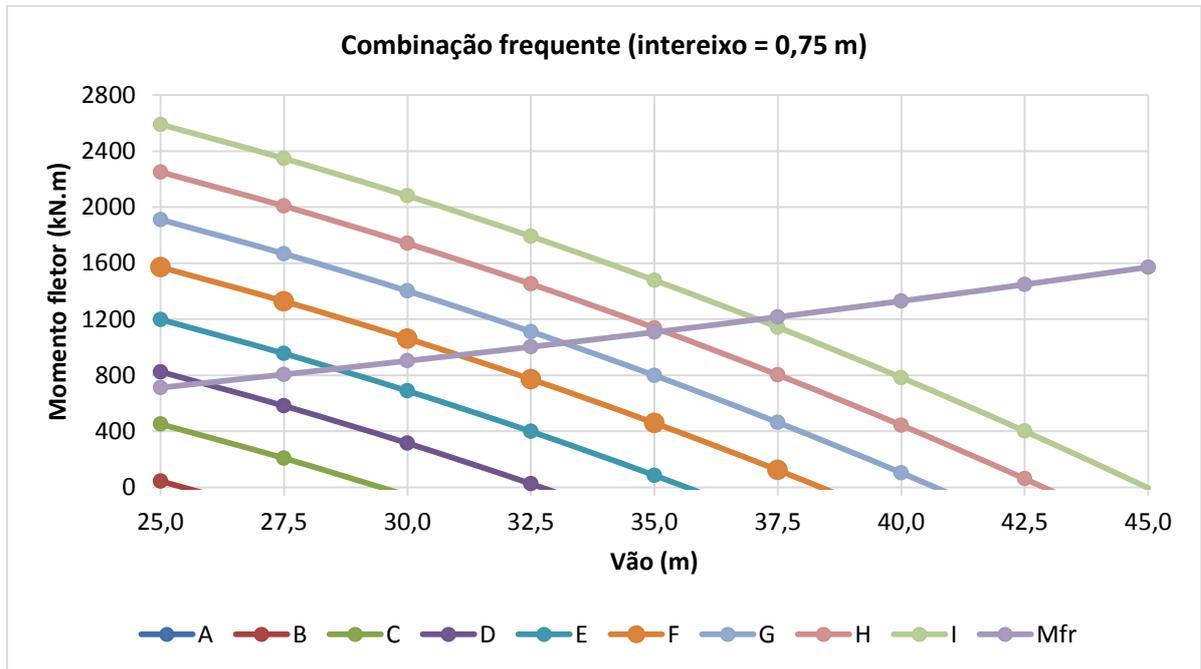
Logo, as representações gráficas das relações entre os momentos das combinações e os momentos limites de atendimento aos ELS's ilustram os máximos vãos admissíveis para cada arranjo de cordoalha considerado (Gráficos 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 e 10).

Gráfico 3. Momento fletor para a combinação quase permanente – intereixo 0,75 m.



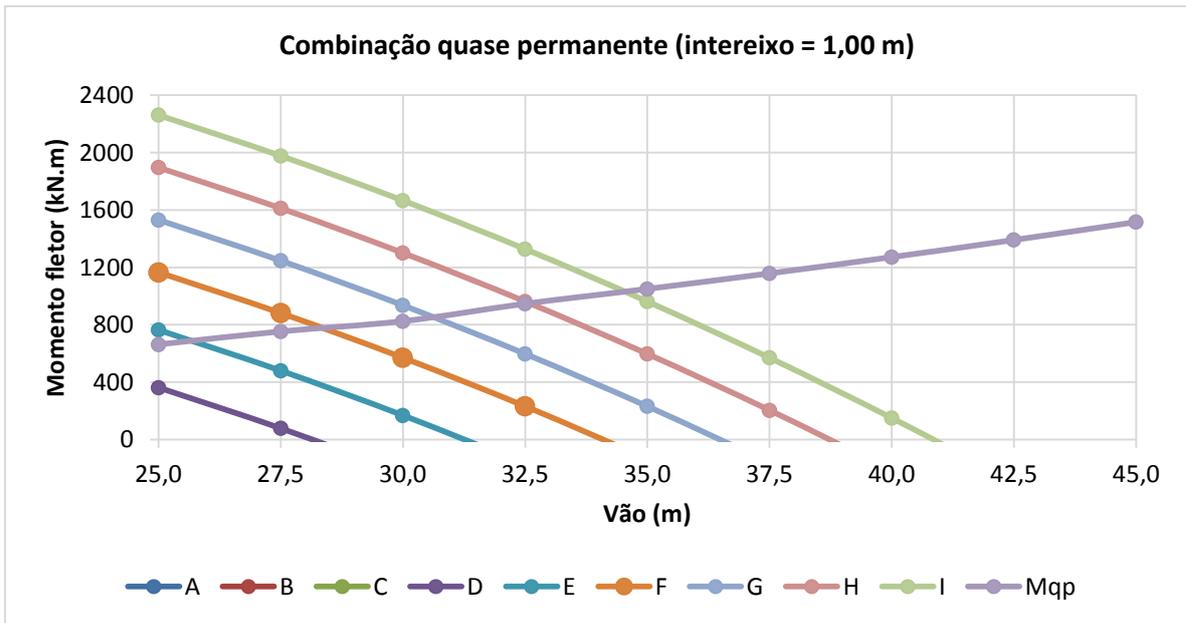
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 4. Momento fletor para a combinação frequente – intereixo 0,75 m.



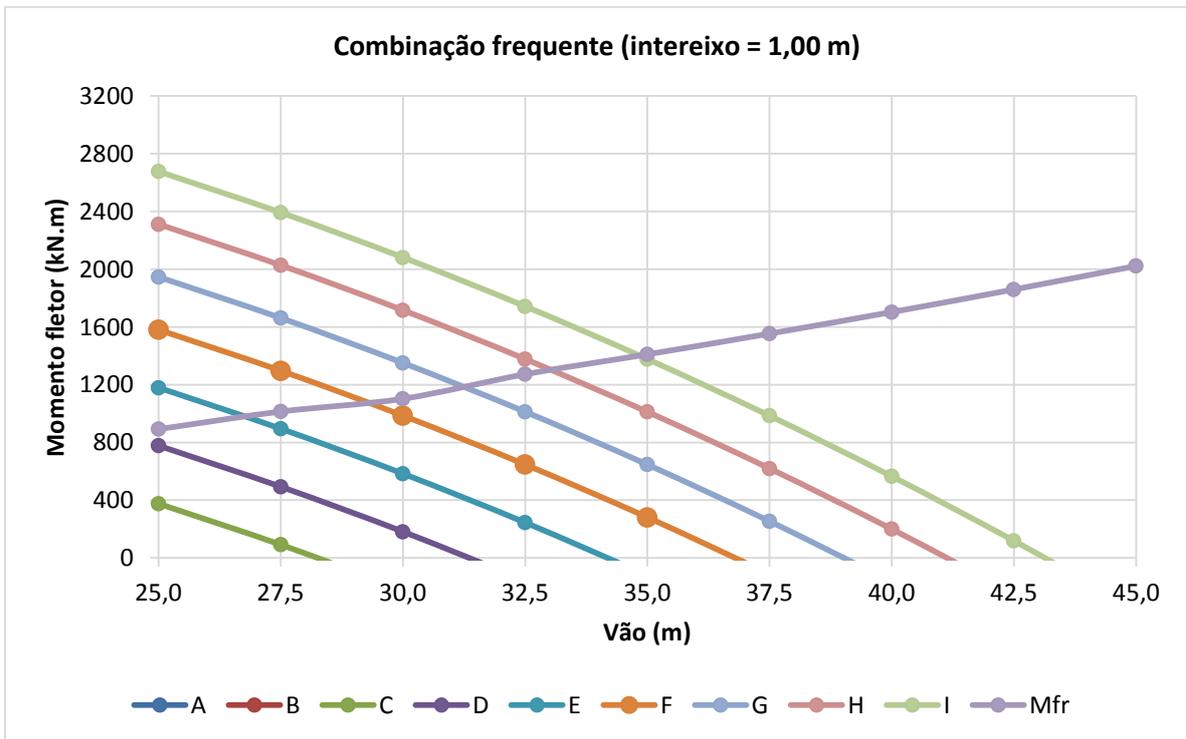
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 5. Momento fletor para a combinação quase permanente – intereixo 1,00 m.



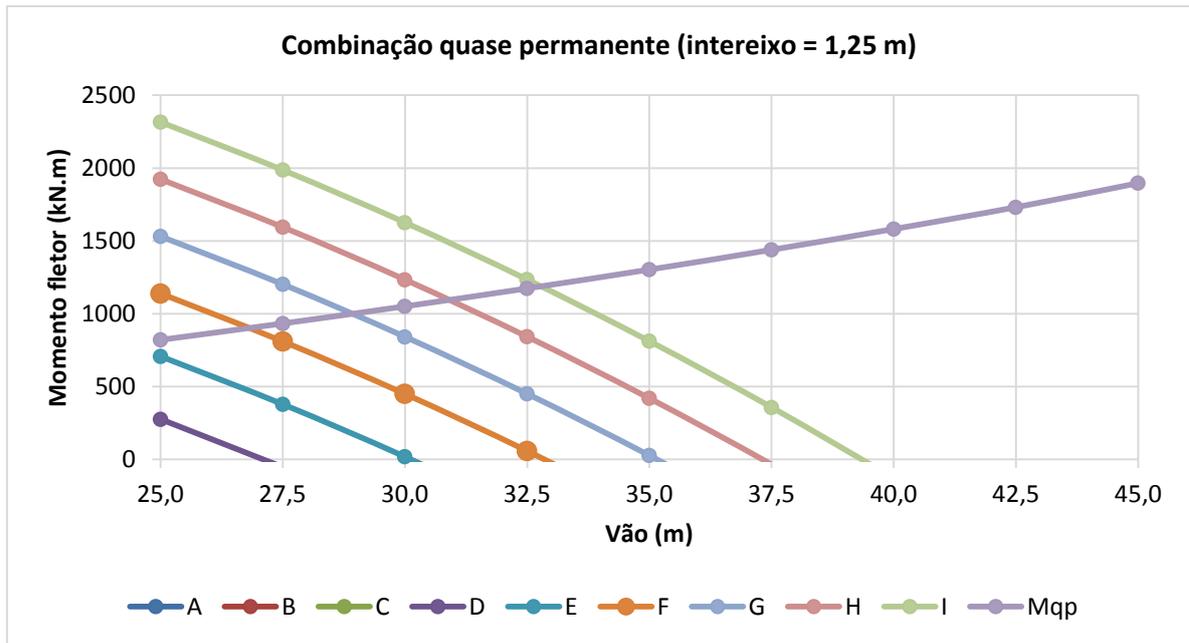
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 6. Momento fletor para a combinação frequente – intereixo 1,00 m.



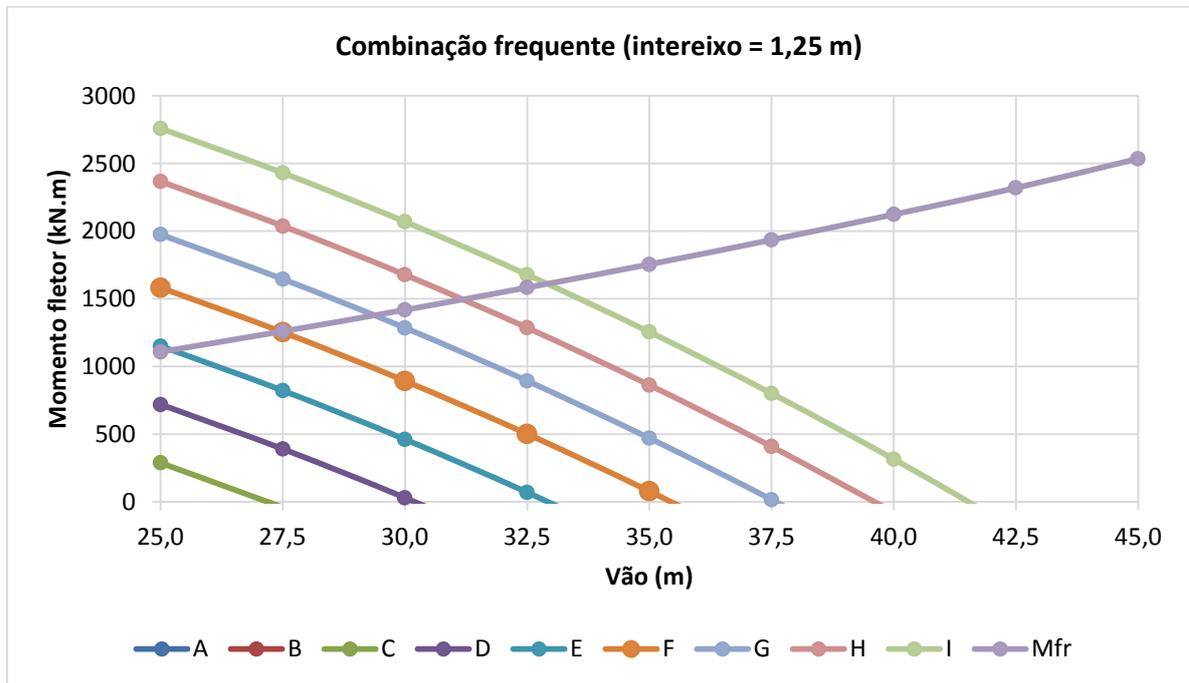
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 7. Momento fletor para a combinação quase permanente – intereixo 1,25 m.



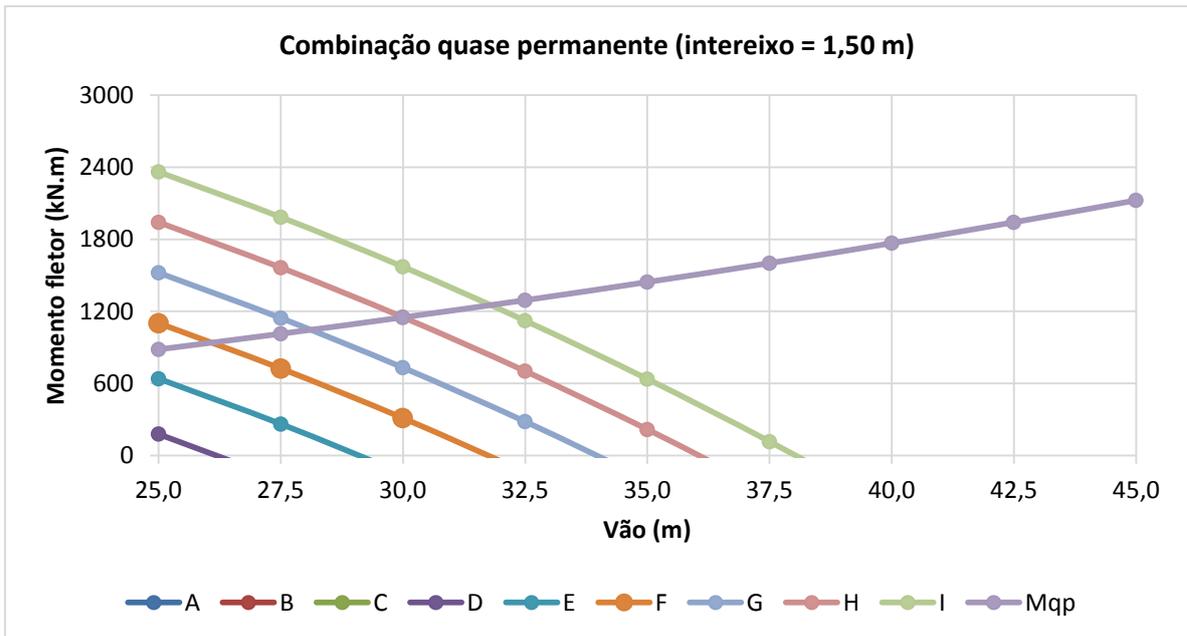
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 8. Momento fletor para a combinação frequente – intereixo 1,25 m.



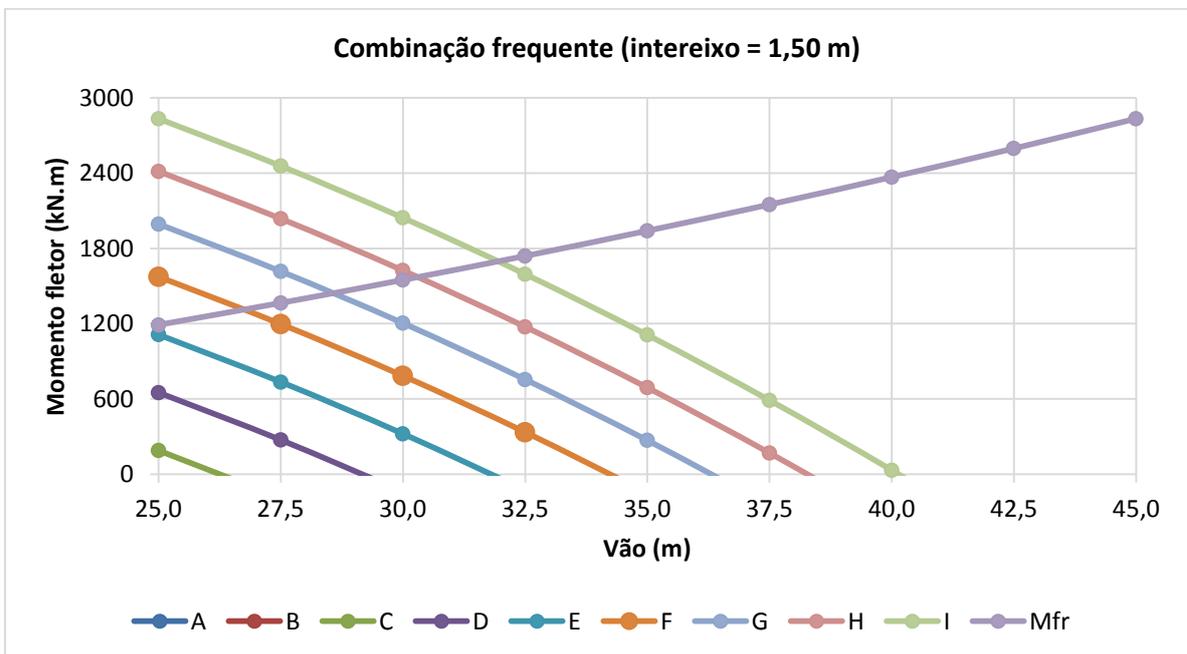
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 9. . Momento fletor para a combinação quase permanente – intereixo 1,50 m.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 10. Momento fletor para a combinação frequente – intereixo 1,50 m.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3 Identificação gráfica dos limites de utilização da viga

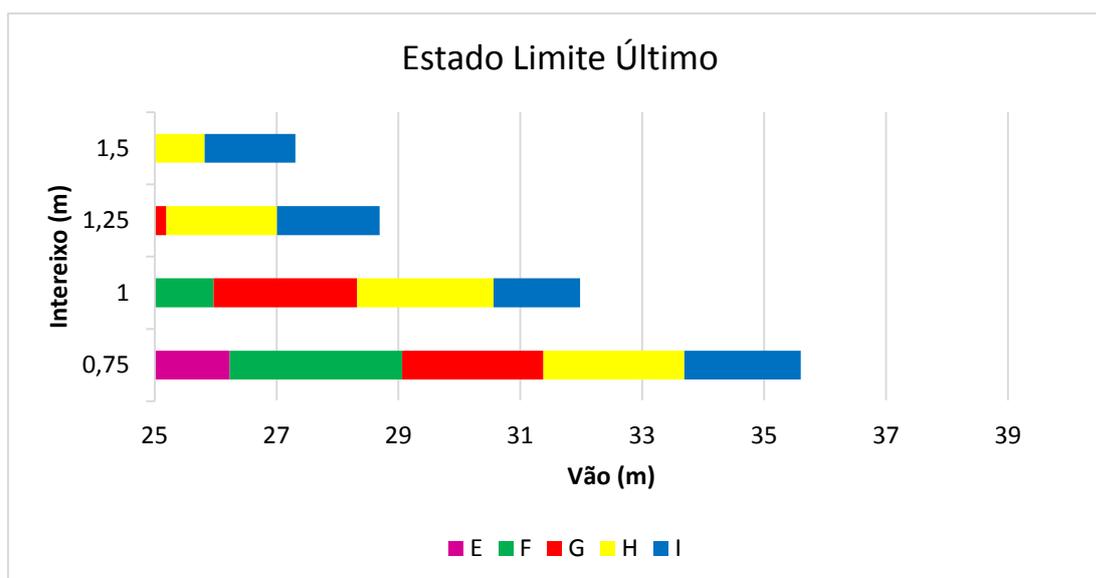
Os gráficos das seções 4.1 e 4.2 fornecem condições para a elaboração de gráficos que facilitem a identificação das possibilidades e limites de utilização das vigas, em uma espécie de manual de fabricante, exemplificado no item 2.2.2.

Dos gráficos analisados, depreende-se que os derivados dos Estados Limites Últimos são os mais restritivos, mais especificamente falando dos momentos resistentes dos arranjos considerados. O maior vão admissível nessa etapa do estudo corresponde a 35,6 m, utilizando o menor intereixo (0,75 m) e o mais completo dos arranjos, com 36 cordoalhas de aço CP 190 RB de 12,7 mm.

Nas análises dos Estados Limites de Serviço, os maiores vãos admissíveis correspondem a 36,5 m e 37 m, no atendimento ao estado limite de descompressão e ao estado limite de formação de fissuras, respectivamente.

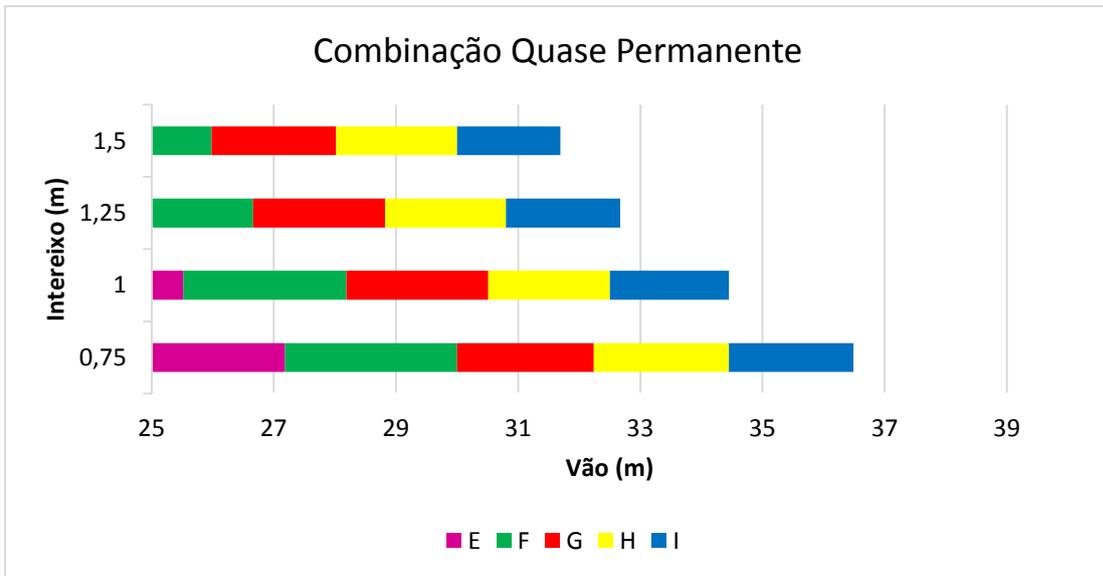
Os Gráficos 11, 12 e 13 ilustram esses limites. Assim, o construtor pode concluir os vãos admissíveis para cada arranjo de cordoalha e cada opção de intereixo. No exemplo, para um vão hipotético de 30 m, o construtor pode adotar um intereixo de 1,00 m com, no mínimo, o arranjo H (32 cordoalhas) ou um intereixo de 0,75 m com, no mínimo, o arranjo G (28 cordoalhas).

Gráfico 11. Gráfico para o Estado Limite Último



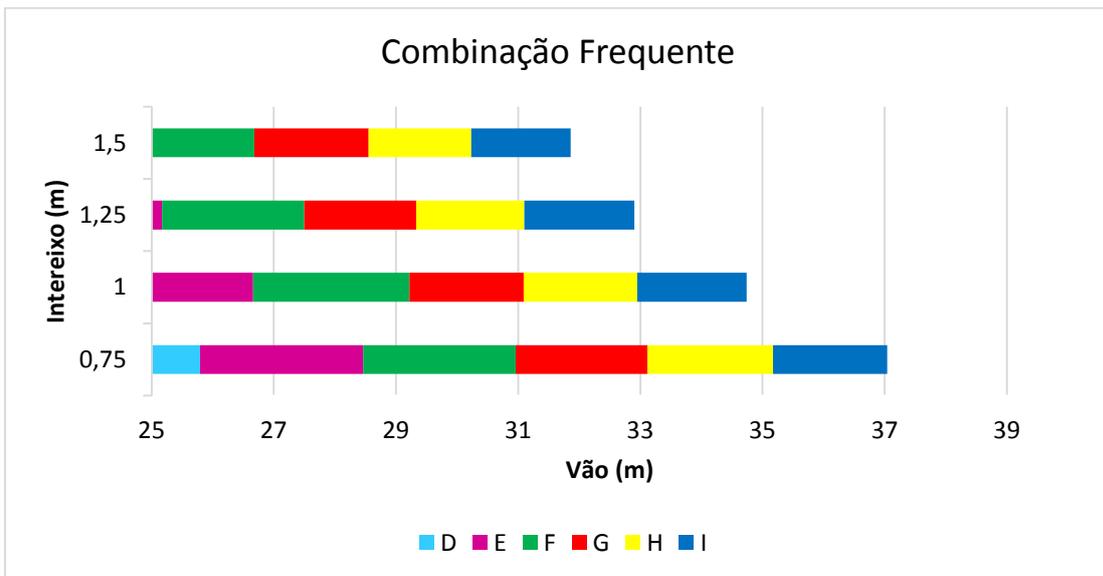
Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 12. Gráfico de atendimento ao estado limite de descompressão.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 13. Gráfico de atendimento ao estado limite de formação de fissuras.



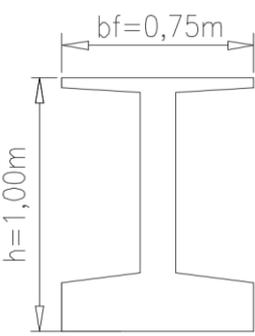
Fonte: Elaborado pelo autor.

4.4 Verificação da estabilidade lateral do perfil nas fases de montagem.

Os procedimentos aproximados que constam nas normas brasileiras NBR 6118:2014 e NBR 9062:2017 adotam quatro parâmetros de estabilidade à flambagem lateral, porém duas são equivalentes, resultando em apenas 3. Estas são as Equações (1), (2) e (3), no item 2.2.7.

O Quadro 13 traz a aplicação de tais considerações no perfil estudado. L representa o vão teórico ou o espaçamento entre os travamentos. No caso em questão, esse vão é o maior admissível para a seção estudada, 35,6 metros. h é a altura total, b_f corresponde à largura da mesa comprimida e β_{ft} é o parâmetro dado pela NBR 6118:2014 para tipos diferentes de seções, sendo igual a 0,4 para as I.

Quadro 13. Verificação dos parâmetros de estabilidade lateral.

PARÂMETROS DE ESTABILIDADE LATERAL – NORMAS BRASILEIRAS				
	Norma	Parâmetro ($L = 35,6 \text{ m} / \beta_{ft} = 0,4$)		
	NBR 6118:2014	$b_f \geq \beta_{ft} \cdot h$	$0,75 \geq 0,4$	Ok
	NBR's 6118:2014 / 9062:2017	$b_f \geq \frac{L}{50}$	$0,75 \geq 0,712$	Ok
	NBR 9062:2017	$\frac{L \cdot h}{(b_f)^2} \leq 500$	$63,288 \leq 500$	Ok

Fonte: elaborado pelo autor.

Os três parâmetros considerados são atendidos para a viga em estudo, ficando assegurada a estabilidade lateral do perfil durante as fases de montagem.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Utilizando-se a seção transversal estudada nesse Projeto de Graduação, uma ponte da classe TB 45 com um tabuleiro de 10 m de largura poderá atingir um vão máximo de 35,6 m, necessitando que o entreixo seja obrigatoriamente de 0,75 m e que o arranjo de cordoalhas esteja completo (3 camadas com 12 unidades).

A utilização de armadura passiva como suplementar à ativa aumenta o valor do vão máximo admissível. Do ponto de vista econômico, esse ganho no comprimento do vão poderá não compensar o aumento dos custos devido à suplementação de armadura, ficando a questão do entendimento de como se comporta a ampliação das faixas de utilização em função da adição de armadura passiva a ser amadurecida pelo autor.

Caso a seção proposta seja adotada, os gráficos finais desse trabalho orientam o construtor na verificação da possibilidade de utilização de sua escolha. Na hipótese de o mesmo escolher o maior entreixo estudado e um arranjo de cordoalhas intermediário (intuitivamente mais vantajosos economicamente), os últimos gráficos dirão se tais escolhas atendem aos requisitos técnicos do projeto de pontes dessa classe.

No âmbito desse projeto, mais importante do que a criação de seções específicas de vigas que sejam eficientes no vencimento de diferentes vãos, é o desenvolvimento do autor em parte dos procedimentos de concepção de produtos de concreto pré-moldado, além da consolidação de uma metodologia de perfis para pontes que chega a uma terceira edição, com as contribuições dos seus três autores e do seu orientador para tanto.

No complemento ao parágrafo anterior, tal introdução ao contexto das obras e elementos de concreto pré-moldado estimula os estudantes concludentes a se aprofundarem na área, que está envolta em inovação e ampliação de seus variados campos de atuação.

Na sequência do trabalho atual, a avaliação dos custos de produção e montagem das soluções se mostra muito relevante, especialmente em relação aos custos derivados da geometria do perfil, que podem ser otimizados a partir da implementação do problema com suas inúmeras variáveis na busca de uma solução ótima em um processo sistemático.

6 SUGESTÕES DE FUTUROS TRABALHOS

- Determinação do custo de cada solução, incluindo: fabricação, transporte e montagem das vigas;
- Utilização de técnicas de otimização para avaliar o impacto no custo de modificações na geometria dos perfis e para a obtenção da solução mais econômica.

7 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - 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.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7197**: Projeto de estruturas de concreto protendido. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

ALVES, Eduardo Valeriano; ALMEIDA, Sérgio Marques Ferreira de; Judice, Flávia Moll de Souza. **Métodos de Análise Estrutural de Tabuleiro de Pontes em Vigas Múltiplas de concreto Protendido**. Universidade Federal Fluminense. ENGEVISTA, vol. 6, nº 2, p. 48-58, agosto, 2004.

AZEVEDO, Álvaro F. M. **Método dos elementos finitos**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003. Disponível em < http://arquivoscolar.org/bitstream/arquivo-e/117/1/Livro_MEF.pdf> Acesso em: 11 jun. 2017.

BRUMATTI, Dioni O. **Uso de pré-moldados – Estudo e viabilidade**. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal de Minas Gerais, Vitória, 2008. Disponível em: <<http://pos.demc.ufmg.br/novocecc/trabalhos/pg1/Monografia%20Dioni%20O.%20Brumatti.pdf>> . Acesso em: 10 jul. 2017.

CHOLFE, Luiz; BONILHA, Luciana. Concreto protendido: teoria e prática. São Paulo: PINI, 2013.

EL DEBS, Mounir Khalil. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e aplicações**. São Carlos: Eesc-usp, 2000.

Encyclopedia Britannica (2010). Disponível em:
<<https://www.britannica.com/technology/bridge-engineering>>. Acesso em: 17 mai. 2017.

FILGUEIRA, Daniel Lucas. **Avaliação de viga de concreto pré-moldado para tabuleiro de ponte rodoviária**. Projeto de Graduação, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015.

FORTE, Luiz Antonio. **Dimensionamento e análise de diferentes propostas de longarinas para pontes de concreto armado**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014. Disponível em:
<<https://repositorio.ufsc.br/xmlui/bitstream/handle/123456789/122009/TCC%20-%20Luiz%20Antonio%20Forte.pdf?sequence=1&isAllowed=y>> Acesso em: 20 mai 2017.

GONDIM, Juliana Jesus. **Avaliação de viga de concreto pré-moldado para tabuleiro de pontes rodoviárias com vãos entre 15 e 35 metros**. Projeto de Graduação, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2016.

GADELHA, Luiz Gonzaga da Costa. **Custo e programação de pontes pré-moldadas**. Recife: Bagaço, 2008.

GUERRA, Higor de Oliveira. **Análise para o Desenvolvimento de um Sistema de Gerência de Banco de Dados Geográficos de Infra-estrutura de Transportes**. Dissertação de Mestrado, Publicação T.DM-015A/2007, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2007. Disponível em:<
http://repositorio.unb.br/bitstream/10482/5008/1/Dissert_Higor%20Guerra.pdf> Acesso em 9 jul. 2017.

KRAHL, Pablo Augusto, **Instabilidade de Vigas Pré-moldadas em Situações Transitórias**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2014. Disponível em:<
www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/.../14052014.../2014ME_PabloAugustoKrahl.pdf>
Acesso em: 4 mai. 2017.

Lateral Stability of Long Span Girders from a Producers Perspective – Knife River. Disponível em <<ftp://ftp.wsdot.wa.gov/public/Bridge/WBES2009/B/6B3/6B3.pdf>> Acesso em 4 jun. 2017.

LAZZARI, Paula Manica; CAMPOS FILHO, Américo; LAZZARI, Bruna Manica. **Análise Não Linear Tridimensional da Viga Segmentada com Protensão Externa Utilizando o ANSYS**. ANAIS DO XI CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURA. CBPE. Rio de Janeiro, 2016. Disponível em:< <http://www.abpe.org.br/trabalhos2016/78.pdf>> Acesso em: 06 jun. 2017.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Pontes de concreto armado**. São Paulo: Editora Blucher, 2008.

LIMA, Maria Cristina Vidigal de. **Contribuição ao estudo da instabilidade de vigas pré-moldadas**. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002. Disponível em:< <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-29052006-171714/en.php>> Acesso em: 20 nov. 2017.

MATTOS, T. S., **Programa para análise de superestruturas de pontes de concreto armado e protendido**. Dissertação de Mestrado, Pós-Graduação em Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001. Disponível em:<http://www.coc.ufrj.br/teses/mestrado/estruturas/2001/teses/MATTOS_TS_M_01_t_M_est.pdf> Acesso em: 27 mai. 2017.

Material didático da professora Aline da Silva Ramos Barboza para a disciplina de Estruturas de Concreto II – UFAL. Disponível em < <http://www.ctec.ufal.br/ees/alramos/alramos.html>> Acesso em 01 jun. 2017.

MARTINS, Diego Angelus San, **Confiabilidade de Vigas Pré-Tracionadas de Concreto Protendido**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014. Disponível em:< <http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/116716/000964594.pdf?sequence=1>> Acesso em: 15 nov. 2017.

PACHECO, Jéssika; BILESKY, Pedro; MORAIS, Tereza Rachel; GRANDO, Fernanda; HELENE, Paulo. **Considerações sobre o módulo de elasticidade do concreto**. ANAIS DO 56º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO – CBC2014, ABECE. São Paulo, 2014. Disponível em: < <http://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2014/06/269.pdf>> Acesso em: 10 jun. 2017.

PINHEIRO, Libânio M.. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 2004. Disponível em <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf> Acesso em: 01 jun. 2017.

PINHO, Mauricio Fernando. **Tabuleiros de pontes em vigas pré-moldadas protendidas com continuidade – Aspectos de projeto e construção**. ANAIS DO 51º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - CBC2009, e-Artigo 055 ABECE. São Paulo, 2011. Disponível em: <<http://site.abece.com.br/download/pdf/E-artigos55.pdf>> Acesso em: 09 mai. 2017.

Ponte estaiada sobre o Rio Negro – Memorial ilustrado / Camargo Corrêa. Disponível em < http://www.ibracon.org.br/eventos/52cbc/henrique_domingues.pdf> Acesso em 4 out. 2017.

PRADO, Lisiane Pereira, **Ligações de Montagem viga-pilar para estruturas de concreto pré-moldado – Estudo de caso**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2014 Disponível em: < http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/2014ME_LisianePereiraPrado.pdf> Acesso em: 1 jun. 2017.

SEVERINO, Antônio Joaquim. **Metodologia do trabalho científico**. São Paulo: Cortez, 2007.

TEIXEIRA, Luciene Pires. **A construção civil como instrumento do desenvolvimento da economia brasileira**. REVISTA PARANAENSE DE DESENVOLVIMENTO, Curitiba, n. 109, p. 09-26, jul./dez. 2005. Disponível em: <<http://www.ipardes.gov.br/ojs/index.php/revistaparanaense/article/view/138/128>>. Acesso em: 11 jul. 2017.

Technical Manual Shay Murtagh – Third Edition; UK; (2013). Disponível em: <https://www.shaymurtagh.co.uk/wp-content/uploads/2014/04/Final_Technical_Document_UK_2013_ed3.pdf>. Acesso em: 14 ago. 2017.

The Oregonian – Matéria de 24 de abril de 2013. Disponível em <www.oregonlive.com/commuting/index.ssf/2013/04/cripling_marquam_bridge_wreck.html> Acesso em 4 jun. 2017.

WAIDEMAM, Leandro. **Análise dinâmica de placas delgadas utilizando elementos finitos triangulares e retangulares**. 2004. 168f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Ilha Solteira, 2004. Disponível em: <https://repositorio.unesp.br/bitstream/handle/11449/91480/waidemam_1_me_ilha.pdf?sequencs=1&isAllowed=y>. Acesso: 12 de out. 2017.