

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**VERIFICAÇÃO À FADIGA DE VIGAS DE PONTES DE CONCRETO
ARMADO: ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O USO DO TREM-TIPO
NORMATIVO E AS CARGAS REAIS NAS RODOVIAS BRASILEIRAS**

Fernando Júnior Resende Mascarenhas

São Carlos
2019

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**VERIFICAÇÃO À FADIGA DE VIGAS DE PONTES DE CONCRETO
ARMADO: ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O USO DO TREM-TIPO
NORMATIVO E AS CARGAS REAIS NAS RODOVIAS BRASILEIRAS**

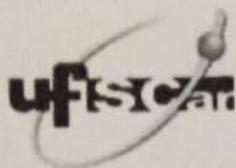
Fernando Júnior Resende Mascarenhas

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGECiv) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Estruturas.

Área de Concentração: Estruturas e Geotecnia

Orientador: André Luis Christoforo

São Carlos
2019



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Fernando Júnior Resende Mascarenhas, realizada em 11/12/2019:

Prof. Dr. Andre Luis Christoforo
UFSCar

Prof. Dr. José Afonso Pereira Vitório
UPE

Prof. Dr. Alfredo Manuel Pereira Geraldes Dias
UC

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) José Afonso Pereira Vitório, Alfredo Manuel Pereira Geraldes Dias e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ão) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.

Prof. Dr. Andre Luis Christoforo

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha família que tem sido meu porto seguro e fonte inesgotável de luz, sabedoria, apoio, alegria e amor.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus por todo apoio e sabedoria concedidos. Agradeço também à minha família que sempre está ao meu lado, aos meus pais pela confiança e inesgotável apoio e amor, à minha irmã por estar sempre ao meu lado e ser minha maior fonte de inspiração e ao meu companheiro por estar ao meu lado em todos os momentos.

Concedo agradecimento especial à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa de estudos concedida, a qual é de suma importância para que eu possa realizar meus estudos e pesquisas de mestrado da maneira mais proveitosa, benéfica e produtiva possível.

Aos meus professores e orientadores, Professor André e Professor Chust, por quem tenho estimada admiração, pela generosidade, interesse e sempre pronta disposição em compartilhar seus conhecimentos e por todo auxílio e incentivo recebido a mim. Além de grandes mestres, são referências e amigos fraternos.

Destaco meu agradecimento ao professor Roberto Chust Carvalho que me apoiou desde o primeiro momento e ao longo do desenvolvimento deste trabalho, sem ele eu jamais teria atingido a maturidade acadêmica, pessoal e profissional para realizar esta dissertação.

Destaco, também, meu profundo agradecimento ao professor André Luis Christoforo, o qual sempre abriu portas, possibilidades e novos caminhos, sempre confiou e me apoiou de forma incondicional, me permitindo chegar onde cheguei. Mais que um grande Mestre a ser seguido, um fraterno amigo.

Agradeço aos eternos professores da PUC Minas e grandes amigos Everaldo Bonaldo, Juliana Torres Bonaldo, Viviane Dias e Raquel Jacob, por sempre terem me incentivado, acreditado em mim e me concedido oportunidades incríveis. A vocês sou eternamente grato.

Aos órgãos governamentais, instituições, professores e pesquisadores que de forma muito gentil e solícita contribuíram para o enriquecimento e melhor aproveitamento deste trabalho: DNIT, ARTESP, DEER-MG, ABCR, Senhor Galileu Silva Santos, do DNIT, Professor José Afonso Pereira Vitória, Professor Roberto Caldas de Andrade Pinto, Professor Fernando Rebouças Stucchi, Professor José Guilherme Santos da Silva, Senhor Rafael Timerman e ao Professor Fernando Menezes.

Agradeço aos professores que participaram das Banca de Qualificação e da Defesa, professor Dr. José Afonso Pereira Vitória, professor Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho e professor Dr. Alfredo Manuel Pereira Geraldês Dias, cujas participações e contribuições foram importantíssimas e contribuíram de forma enfática e gentil para o melhor desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores, demais profissionais e toda coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGECiv) da UFSCar pelas oportunidades e apoio até então concedidos.

“A alegria não chega apenas no encontro do achado, mas faz parte do processo da busca. E ensinar e aprender não pode dar-se fora da procura, fora da boniteza e da alegria.”
Paulo Freire

RESUMO

MASCARENHAS, Fernando Júnior Resende. **Verificação à fadiga de vigas de pontes de concreto armado**: estudo comparativo entre o uso do trem-tipo normativo e as cargas reais nas rodovias brasileiras. 2019. 240 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2019.

Pontes e viadutos são importantes nas dinâmicas sociais e econômicas de uma nação, além de serem elementos importantíssimos nos sistemas de transportes. No Brasil, o transporte de cargas é predominantemente rodoviário. Portanto, viadutos e pontes são afetados diretamente pela predominância pela matriz rodoviária. Nos últimos anos tem-se verificado um aumento no fluxo e peso dos veículos que trafegam nas rodovias, o que requer especial atenção quanto à performance estrutural de pontes e viadutos. Dentre os diversos problemas estruturais aos quais essas estruturas estão susceptíveis, a fadiga da armadura longitudinal merece destaque, sobretudo frente ao crescente número de veículos pesados. Apesar da heterogeneidade dos veículos reais que trafegam em pontes e viadutos, as diferentes normas, nacional e internacionais, de cargas móveis para pontes e viadutos rodoviários possuem seus respectivos trens-tipo para o dimensionamento de tais estruturas. A Norma Brasileira, NBR 7188:2013, possui o trem-tipo TB 450 cuja configuração representa um veículo tipo de 450 kN. Frene ao exposto, este trabalho tem por propósito analisar a fadiga no concreto e nas armaduras longitudinais de vigas de modelos teóricos de pontes de concreto armado constituídas de duas, três e cinco vigas. Essa estimativa é feita considerando-se o número real de veículos pesados de 2 a 6 eixos de trechos viários do estado de São Paulo ao longo de 9 anos de dados. Dessa forma, objetiva-se estimar o dano acumulado devido à fadiga no concreto e na armadura longitudinal; estimar o tempo de vida útil à fadiga no concreto e na armadura longitudinal das vigas de pontes com diferentes comprimentos; avaliar os impactos deletérios da fadiga nos diferentes comprimentos de pontes e nos modelos com duas, três e cinco vigas longarinas; avaliar se pontes de concreto armado com apenas duas vigas são recomendados para se projetar em rodovias com elevado tráfego de veículos pesados e analisar se a verificação de fadiga indicada pela norma Brasileira, usando o trem-tipo normativo brasileiro é capaz de representar o fluxo de veículos pesados reais. A metodologia desta pesquisa se fundamenta em revisão bibliográfica acerca do fenômeno da fadiga e dos procedimentos de cálculos necessários. Cálculos esses que serão realizados através de métodos analíticos e do emprego do Ftool para determinação dos momentos fletores devido às cargas permanentes e móveis no meio do vão das vigas analisadas. Para os cálculos e verificação à fadiga são utilizados modelos teóricos de pontes com sistemas estruturais de pontes com duas, três e cinco longarinas biapoiadas com vãos L de 10 metros (m), 15 m e 20 m. Ademais, são considerados dois cenários de cálculo, onde no Cenário 1 são consideradas apenas as cargas dos veículos reais de 2 a 6 eixos; e no Cenário 2 são consideradas, além das cargas dos veículos reais, a carga distribuída de 5 kN/m² representando os veículos que possam trafegar nas partes de trás e da frente dos veículos analisados. Baseado nisso, ao fim deste trabalho chegou-se às seguintes conclusões. Os valores de dano devido à fadiga calculado para o concreto foram diminutos, sendo assim, considerados desprezíveis em todos os modelos analisados e em ambos os Cenários 1 e 2. Conforme descrito em outros trabalhos encontrados na literatura, os efeitos deletérios da fadiga são mais perceptíveis na armadura longitudinal do que no

concreto em si. Com isso, os tempos de vida útil à fadiga encontrados para a armadura merecem atenção pelo fato de em alguns casos ser inferior ao tempo médio de projeto de 75 anos. Além disso, o aumento do vão faz com que as pontes apresentassem maior tempo de vida útil à fadiga. Ademais, as pontes com 5 vigas mostraram-se as com maiores tempo de vida útil, sendo que pontes com 2 vigas não são recomendadas para locais com elevado tráfego de veículos pesados. Por fim, verificou-se que o trem-tipo normativo brasileiro é capaz de representar o tráfego atual de veículos pesados.

Palavras-chave: Pontes de Concreto Armado. Fadiga. Vida Útil. Armadura Longitudinal. Concreto.

ABSTRACT

MASCARENHAS, Fernando Júnior Resende. **Fatigue Verification in Reinforced Concrete Bridge Beams: A Comparative Study between the Normative Load-Train and Real Loads on Brazilian Roads**. 2019. 240 p. Dissertation (Master in Structures) – Federal University of São Carlos. São Carlos, 2019.

Bridges and viaducts are important in the social and economic dynamics of a nation, and they are very important elements in transportation systems. In Brazil, freight transportation is predominantly by road. Therefore, viaducts and bridges are directly affected by the predominance of the road matrix. In recent years there has been an increase in the flow and weight of vehicles commuting on highways, which requires special attention to the structural performance of bridges and viaducts. Among the several structural problems to which these structures are susceptible, the longitudinal reinforcement fatigue deserves attention, especially in view of the increasing number of heavy vehicles. In spite of the heterogeneity of the real vehicles that travel in bridges and viaducts, the different national and international standards of mobile loads for bridges and road viaducts have their respective load trains for the dimensioning of such structures. The Brazilian Standard, NBR 7188:2013, has the TB 450 as its load train whose configuration represents a type vehicle of 450 kN. Based on that, this dissertation aims to analyze the fatigue in concrete and longitudinal reinforcement of beams of theoretical models of reinforced concrete bridges consisting of two, three and five beams. This estimate is made by considering the actual number of heavy vehicles from 2 to 6 axes of road stretches in the state of São Paulo over 9 years of data. Thus, the objective is to estimate the accumulated damage due to fatigue in concrete and longitudinal reinforcement; estimate the fatigue life of concrete and longitudinal reinforcement of bridge beams with different lengths; evaluate the deleterious impacts of fatigue on the different bridge lengths and built with two, three and five beams; to evaluate whether two-girder reinforced concrete bridges are recommended for design on high-traffic highways and to analyze whether the fatigue check indicated by the Brazilian standard using the Brazilian standard train is capable of representing the flow of real heavy vehicles. The methodology of this research is based on literature review about the phenomenon of fatigue and the necessary calculation procedures. These calculations will be performed using analytical methods and the use of Ftool to determine bending moments due to permanent and mobile loads in the span of the beams analyzed. For the calculation and verification of fatigue, theoretical bridge models with two, three and five beams with spans L of 10, 15 and 20 meters (m). In addition, two calculation scenarios are considered, where in Scenario 1 only the loads of 2 to 6 axle real vehicles are considered; and in Scenario 2, in addition to the actual vehicle loads, the 5 kN/m² distributed load representing vehicles that can travel on the back and front of the analyzed vehicles is considered. Based on this, at the end of this project the following conclusions were found. The fatigue damage values calculated for the concrete were small and, thus they were considered negligible in all models analyzed in both Scenarios 1 and 2. As described in other studies found in the literature, the deleterious effects of fatigue are more noticeable in the longitudinal reinforcement than in the concrete itself. Thus, the fatigue life found for the longitudinal

reinforcement deserves attention because in some cases it is less than the average design time of 75 years. In addition to this, the increasing of the gap makes the bridges have longer fatigue life. In addition, 5-beam bridges proved to be the longest in life, and 2-beam bridges are not recommended for locations with heavy truck traffic. Finally, it was found that the Brazilian normative type train is able to represent the current traffic of heavy vehicles.

Keywords: Reinforced Concrete Bridges. Fatigue. Lifespan. Longitudinal Reinforcement. Concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Ponte de concreto armado na rodovia SP-310	32
Figura 2.2 – Elementos constituintes de uma ponte.....	33
Figura 2.3 – Ponte em viga de concreto armado.....	34
Figura 2.4 – Trens-tipo da NB-6/43	41
Figura 2.5 – Vista superior do trem-tipo e da carga de multidão da NB-6, de 1960.....	44
Figura 2.6 – Trens-tipo e multidão da NB-6, de 1960.....	45
Figura 2.7 – Trens-tipo e multidão da NBR 7188, de 1984	47
Figura 2.8 – Modelo de cargas móveis segundo a NBR 7188:2013	50
Figura 3.1 – Variação de tensão com o tempo.....	63
Figura 3.2 – Exemplo de Curva S-N.....	66
Figura 3.3 – Falha por fadiga em um elemento de concreto armado.....	68
Figura 3.4 – Falha por fadiga em um elemento de concreto armado.....	69
Figura 3.5 – Resistência à fadiga para viga de concreto simples	70
Figura 3.6 – Definição das tensões σ_{c1} e σ_{c2}	71
Figura 3.7 - Formato das curvas de resistência característica à fadiga (curvas S-N) para o aço	76
Figura 4.1 – Seção transversal da ponte analisada por Albuquerque.....	90
Figura 4.2 - Procedimentos para os cálculos	93
Figura 5.1 – Seção transversal da ponte com 2 vigas – cotas em centímetros	97
Figura 5.2 – Seção transversal da ponte com 3 vigas – cotas em centímetros	97
Figura 5.3 – Seção transversal da ponte com 5 vigas – cotas em centímetros	98
Figura 5.4 – Seção transversal da rodovia de pista simples adotada para as pontes	99
Figura 5.5 – Vista longitudinal da ponte	99
Figura 5.6 – Seção transversal das vigas.....	101
Figura 5.7 – Veículo tipo TB 450 na seção transversal da ponte de 2 longarinas, para a situação de esforço máximo na viga da esquerda da figura – cotas em centímetros .	104
Figura 5.8 – Posição da carga móvel para a situação esforço máximo na viga da esquerda da figura para a ponte com 2 longarinas	105
Figura 5.9 – Trem-tipo longitudinal genérico para ponte de 2 longarinas	105
Figura 5.10 – Esquema estrutural transversal para um metro de laje.....	109
Figura 5.11 – Posição do TB-450 para a situação esforço máximo na viga L1 ponte com 3 longarinas – cotas em centímetros	110
Figura 5.12 – Posição do TB-450 para a situação esforço máximo na viga L2 ponte com 3 longarinas – cotas em centímetros	111

Figura 5.13 – Posição do TB-450 para a situação esforço máximo nas vigas L1 e L2 ponte com 5 longarinas – cotas em centímetros	111
Figura 5.14 – Posição do TB-450 para a situação esforço máximo na viga L3 ponte com 5 longarinas– cotas em centímetros	112
Figura 5.15 – Posição da carga móvel para a situação esforço máximo na viga da esquerda da figura para a ponte com 3 longarinas	113
Figura 5.16 – Trem-tipo longitudinal genérico para as longarinas L1 e L3.....	114
Figura 5.17 – Distribuição de frequência do posicionamento transversal dos veículos na .	115
Figura 5.18 – Posição transversal adotada para os veículos de carga para as pontes com 2 vigas – cotas em centímetros	116
Figura 5.19 – Posição transversal adotada para os veículos de carga para as pontes com 3 vigas – cotas em centímetros	117
Figura 5.20 – Posição transversal adotada para os veículos de carga para as pontes com 5 vigas – cotas em centímetros	117
Figura 5.21 – Representação do Cenário 1 de cálculo	124
Figura 5.22 – Representação do Cenário 2 de cálculo	125
Figura 8.1 – Representação do tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal.....	207
Figura 8.2 – Representação da avaliação das pontes com duas vigas	207
Figura 8.3 – Representação da avaliação do TB 450	208
Figura B.1 – Linhas de influência para pontes com 2 vigas de 10, 15 e 20 m	225
Figura B.2 – Linhas de influência da viga L1 para pontes com 3 vigas de 10 m.....	225
Figura B.3 – Linhas de influência da viga L2 para pontes com 3 vigas de 10 m.....	225
Figura B.4 – Linhas de influência da viga L1 para pontes com 3 vigas de 15 m.....	226
Figura B.5 – Linhas de influência da viga L2 para pontes com 3 vigas de 15 m.....	226
Figura B.6 – Linhas de influência da viga L1 para pontes com 3 vigas de 20 m.....	226
Figura B.7 – Linhas de influência da viga L2 para pontes com 3 vigas de 20 m.....	226
Figura B.8 – Linhas de influência da viga L1 para pontes com 5 vigas de 10 m.....	227
Figura B.9 – Linhas de influência da viga L2 para pontes com 5 vigas de 10 m.....	227
Figura B.10 – Linhas de influência da viga L3 para pontes com 5 vigas de 10 m.....	227
Figura B.11 – Linhas de influência da viga L1 para pontes com 5 vigas de 15 m.....	227
Figura B.12 – Linhas de influência da viga L2 para pontes com 5 vigas de 15 m.....	228
Figura B.13 – Linhas de influência da viga L3 para pontes com 5 vigas de 15 m.....	228
Figura B.14 – Linhas de influência da viga L1 para pontes com 5 vigas de 20 m.....	228
Figura B.15 – Linhas de influência da viga L2 para pontes com 5 vigas de 20 m.....	228
Figura B.16 – Linhas de influência da viga L3 para pontes com 5 vigas de 20 m.....	228

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1: Crescimento econômico brasileiro e licenciamento de caminhões no Brasil	25
Tabela 2.1 – Classificação das pontes	33
Tabela 2.2 – Silhuetas dos veículos e limites legais de peso.....	37
Tabela 2.3 – Evolução dos trens-tipo normativos brasileiros	40
Tabela 2.4 – Compressores	41
Tabela 2.5 – Caminhões.....	41
Tabela 2.6 – Valores para obtenção do trem-tipo de acordo com a NB-6/60	43
Tabela 2.7 – Valores característicos para os trens-tipo segundo a NB-6/60	44
Tabela 2.8 – Valores para obtenção do trem-tipo de acordo com a NBR 7188:1984	47
Tabela 2.9 – Valores característicos para os trens-tipo segundo a NBR 7188:1984	48
Tabela 2.10 – Evolução da frota de caminhões	49
Tabela 2.11 – Valores para obtenção do trem-tipo de acordo com a NBR 7188:2013	50
Tabela 2.12 – Tipo de estrutura.....	55
Tabela 2.13 – Tipo de estrutura exceto não informado	56
Tabela 2.14 – Extensão das pontes e dos viadutos brasileiros.....	56
Tabela 2.15 – Largura das pontes e dos viadutos brasileiros	57
Tabela 3.1 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços de armadura passiva dentro do concreto.....	74
Tabela 3.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços de armadura ativa dentro do concreto.....	75
Tabela 3.3 – Tipos de curva S-N.....	75
Tabela 3.4 – Valores de $\Delta f_{sd}, f_{ad}$	77
Tabela 4.1 - Variáveis analisadas.....	88
Tabela 4.2 – Comparação entre os momentos fletores no meio do vão: SAP 2000 (1) e Ftool (2)	90
Tabela 4.3 – Erro médio entre os resultados do SAP 2000 e do Ftool	91
Tabela 5.1 – Valores das dimensões das seções transversais das vigas das pontes	101
Tabela 5.2 – Propriedades dos materiais	102
Tabela 5.3 – Carregamentos permanentes das pontes de 2 vigas	102
Tabela 5.4 – Carregamentos permanentes das pontes de 3 vigas	103
Tabela 5.5 – Carregamentos permanentes das pontes de 5 vigas	103
Tabela 5.6 – Valores de CPCV.....	106
Tabela 5.7 – Coeficientes de ponderação do ELU	107
Tabela 5.8 – Constantes das molas	113

Tabela 5.9 – Representação dos veículos de carga de 2 a 6 eixos	119
Tabela 6.1 – Postos de pedágio	127
Tabela 6.2 – Fluxo anual do posto de pedágio 01 – P01	127
Tabela 6.3 – Fluxo anual do posto de pedágio 02 – P02	127
Tabela 6.4 – Fluxo anual do posto de pedágio 03 – P03	128
Tabela 6.5 – Percentuais anuais por tipo de veículo do posto de pedágio 01 – P01	131
Tabela 6.6 – Percentuais anuais por tipo de veículo do posto de pedágio 02 – P02	132
Tabela 6.7 – Percentuais anuais por tipo de veículo do posto de pedágio 03 – P03	133
Tabela 7.1 – Dimensionamento da viga de 10 m	135
Tabela 7.2 – Momentos fletores – Cenário1	135
Tabela 7.3 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 2L 1T CA 10	137
Tabela 7.4 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 2L 2T CA 15	139
Tabela 7.5 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 2L 3T CA 20	141
Tabela 7.6 – Momentos fletores – Cenário 2	141
Tabela 7.7 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 2L 1T CA 10	142
Tabela 7.8 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 2L 2T CA 15	143
Tabela 7.9 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 2L 3T CA 20	143
Tabela 7.10 – Resultados da vida útil à fadiga da armadura longitudinal das pontes com 2 longarinas	144
Tabela 7.11 – Aumento percentual do tempo de vida útil à fadiga das pontes de 2 vigas	145
Tabela 7.12 – Dimensionamento das pontes com 3 vigas	146
Tabela 7.13 – Momentos fletores – Cenário1 – Ponte com 3 vigas	147
Tabela 7.14 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 3L 0T CA 10	147
Tabela 7.15 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 3L 0T CA 15	148
Tabela 7.16 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 3L 0T CA 20	149
Tabela 7.17 – Momentos fletores – Cenário 2 – Ponte com 3 vigas	151
Tabela 7.18 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 3L 0T CA 10	151
Tabela 7.19 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 3L 0T CA 15	152
Tabela 7.20 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 3L 0T CA 20	153
Tabela 7.21 – Resultados da vida útil à fadiga da armadura longitudinal das pontes com 3 vigas	155
Tabela 7.22 – Aumento percentual do tempo de vida útil à fadiga das pontes de 3 vigas	156
Tabela 7.23 – Dimensionamento das pontes com 5 vigas	156
Tabela 7.24 – Momentos fletores – Cenário1 – Ponte com 5 vigas	157
Tabela 7.25 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 5L 0T CA 10	158
Tabela 7.26 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 5L 0T CA 15	159
Tabela 7.27 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 5L 0T CA 20	161

Tabela 7.28 – Momentos fletores – Cenário 2 – Ponte com 5 vigas	162
Tabela 7.29 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 5L 0T CA 10.....	163
Tabela 7.30 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 5L 0T CA 15.....	164
Tabela 7.31 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 5L 0T CA 20.....	165
Tabela 7.32 – Resultados da vida útil à fadiga da armadura longitudinal das pontes com 5 vigas	167
Tabela 7.33 – Variações de tensões encontradas para as longarinas L2 para as pontes com 5 longarinas	168
Tabela 7.34 – Variações de tensões dos veículos reais em relação ao TB 450 para a ponte com 5 longarinas	169
Tabela 7.35 – Novos valores para o dimensionamento das pontes com 5 vigas para viga L2	170
Tabela 7.36 – Novos valores para tempo de vida útil das pontes com 5 vigas.....	171
Tabela 7.37 – Novas variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas – Longarina L2.....	191
Tabela 7.38 – Tabela resumo dos tempos de vida útil das estruturas	202
Tabela D.1 - Notas e categoria dos problemas estruturais pela Norma DNIT 010/2004 - PRO	237
Tabela D.2 – Classificação das OAEs de acordo com parâmetros estruturais NBR 9452/2016.....	238

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 2.1 – Tipo de estrutura	54
Gráfico 2.2 – Quantidade de OAEs por estado	55
Gráfico 2.3 - Condição das OAEs levantadas no Brasil segundo Norma DNIT 010/2004	58
Gráfico 2.4 - Condição das OAEs levantadas no Brasil segundo NBR 9452/2016.....	59
Gráfico 6.1 – Variação do número de veículos – Posto de pedágio 01 – P01	129
Gráfico 6.2 – Variação do número de veículos – Posto de pedágio 02 – P02	129
Gráfico 6.3 – Variação do número de veículos – Posto de pedágio 03 – P03	130
Gráfico 6.4 – Porcentagens dos veículos – Posto de pedágio 01 – P01.....	131
Gráfico 6.5 – Porcentagens dos veículos – Posto de pedágio 02 – P02.....	132
Gráfico 6.6 – Porcentagens dos veículos – Posto de pedágio 03 – P03.....	133
Gráfico 7.1 – Consumo da vida útil à fadiga do concreto – Cenário 1 – Ponte 2L 1T CA 10	136
Gráfico 7.2 – Consumo da vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Cenário 1.....	136
Gráfico 7.3 – Consumo da vida útil à fadiga do concreto – Cenário 1 – Ponte 2L 2T CA 15	138
Gráfico 7.4 – Consumo da vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Cenário 1.....	138
Gráfico 7.5 – Consumo da vida útil à fadiga do concreto – Cenário 1 – Ponte 2L 3T CA 20	140
Gráfico 7.6 – Consumo da vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Cenário 1.....	140
Gráfico 7.7 – Variações de tensões encontradas para pontes com duas longarinas – Ponte de 10 m de vão – Cenário 1	172
Gráfico 7.8 – Variações de tensões encontradas para pontes com duas longarinas – Ponte de 15 m de vão – Cenário 1	172
Gráfico 7.9 – Variações de tensões encontradas para pontes com duas longarinas – Ponte de 20 m de vão – Cenário 1	173
Gráfico 7.10 – Variações de tensões encontradas para pontes com duas longarinas – Ponte de 10 m de vão – Cenário 12	173
Gráfico 7.11 – Variações de tensões encontradas para pontes com duas longarinas – Ponte de 15 m de vão – Cenário 2	174
Gráfico 7.12 – Variações de tensões encontradas para pontes com duas longarinas – Ponte de 20 m de vão – Cenário 2	174
Gráfico 7.13 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L1 – Ponte de 10 m de vão – Cenário 1	175

Gráfico 7.14 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L2 – Ponte de 10 m de vão – Cenário 1	176
Gráfico 7.15 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L1 – Ponte de 10 m de vão – Cenário 2	176
Gráfico 7.16 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L2 – Ponte de 10 m de vão – Cenário 2	177
Gráfico 7.17 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L1 – Ponte de 15 m de vão – Cenário 1	177
Gráfico 7.18 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L2 – Ponte de 15 m de vão – Cenário 1	178
Gráfico 7.19 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L1 – Ponte de 15 m de vão – Cenário 2	178
Gráfico 7.20 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L2 – Ponte de 15 m de vão – Cenário 2	179
Gráfico 7.21 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L1 – Ponte de 20 m de vão – Cenário 1	179
Gráfico 7.22 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L2 – Ponte de 20 m de vão – Cenário 1	180
Gráfico 7.23 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L1 – Ponte de 20 m de vão – Cenário 2	180
Gráfico 7.24 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L2 – Ponte de 20 m de vão – Cenário 2	181
Gráfico 7.25 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L1 – – Ponte de 10 m de vão – Cenário 1	182
Gráfico 7.26 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L2 – – Ponte de 10 m de vão – Cenário 1	182
Gráfico 7.27 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L3 – – Ponte de 10 m de vão – Cenário 1	183
Gráfico 7.28 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L1 – – Ponte de 10 m de vão – Cenário 2	183
Gráfico 7.29 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L2 – – Ponte de 10 m de vão – Cenário 2	184
Gráfico 7.30 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L3 – – Ponte de 10 m de vão – Cenário 2	184
Gráfico 7.31 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L1 – – Ponte de 15 m de vão – Cenário 1	185

Gráfico 7.32 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L2	
– Ponte de 15 m de vão – Cenário 1	185
Gráfico 7.33 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L3	
– Ponte de 15 m de vão – Cenário 1	186
Gráfico 7.34 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L1	
– Ponte de 15 m de vão – Cenário 2	186
Gráfico 7.35 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L2	
– Ponte de 15 m de vão – Cenário 2	187
Gráfico 7.36 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L3	
– Ponte de 15 m de vão – Cenário 2	187
Gráfico 7.37 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L1	
– Ponte de 20 m de vão – Cenário 1	188
Gráfico 7.38 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L2	
– Ponte de 20 m de vão – Cenário 1	188
Gráfico 7.39 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L3	
– Ponte de 20 m de vão – Cenário 1	189
Gráfico 7.40 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L1	
– Ponte de 20 m de vão – Cenário 2	189
Gráfico 7.41 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L2	
– Ponte de 2m de vão – Cenário 2	190
Gráfico 7.42 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L3	
– Ponte de 20 m de vão – Cenário 2	190
Gráfico 7.43 – Vida útil à fadiga do concreto – Ponte de 10 m de vão – Cenário 1	192
Gráfico 7.44 – Vida útil à fadiga do concreto – Ponte de 15 m de vão – Cenário 1	193
Gráfico 7.45 – Vida útil à fadiga do concreto – Ponte de 20 m de vão – Cenário 1	193
Gráfico 7.46 – Vida útil à fadiga do concreto – Ponte de 10 m de vão – Cenário 2	194
Gráfico 7.47 – Vida útil à fadiga do concreto – Ponte de 15 m de vão – Cenário 2	194
Gráfico 7.48 – Vida útil à fadiga do concreto – Ponte de 20 m de vão – Cenário 2	195
Gráfico 7.49 – Vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Pontes de 10 m – Cenário 1 .	196
Gráfico 7.50 – Vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Pontes de 15 m – Cenário 1 .	197
Gráfico 7.51 – Vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Pontes de 20 m – Cenário 1 .	198
Gráfico 7.52 – Vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Pontes de 10 m – Cenário 2 .	199
Gráfico 7.53 – Vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Pontes de 15 m – Cenário 2 .	200
Gráfico 7.54 – Vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Pontes de 20 m – Cenário 2 .	200

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABCR	Associação Brasileira de Concessionárias de Rodovias
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABPE	Associação Brasileira de Pontes e Estruturas
AC	Acre
ACI	American Concrete Institute
AL	Alagoas
AM	Amazonas
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
AP	Amapá
BA	Bahia
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CE	Ceará
CF	Coeficiente de fadiga
CNPQ	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CONATRAN	Conselho Nacional de Trânsito
DEER-MG	Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais
DF	Distrito Federal
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
ES	Espírito Santos
FMI	Fundo Monetário Internacional
GO	Goiás
IABSE	International Association for Bridge and Structural Engineering
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IBRACON	Instituto Brasileiro do Concreto
MA	Maranhão
MG	Minas Gerais
MS	Mato Grosso do Sul
MT	Mato Grosso
NBR	Norma Brasileira
OAEs	Obras de Arte Especiais
PA	Pará
PB	Paraíba
PE	Pernambuco
PI	Piauí
PIB	Produto Interno Bruto
PNCT	Plano Nacional de Contagem de Tráfego
PR	Paraná
RJ	Rio de Janeiro
RN	Rio Grande do Norte
RO	Rondônia
RR	Roraima
RS	Rio Grande do Sul
SC	Santa Catarina
SE	Sergipe
Sindipeças	Sindicato Nacional da Indústria de Componentes para Veículos Automotores
SP	São Paulo
TO	Tocantins
UFSCar	Universidade Federal de São Carlos
VUP	Vida útil de projeto

1. INTRODUÇÃO.....	22
1.1 OBJETIVOS.....	24
1.1.1 Geral.....	24
1.1.2 Específicos.....	24
1.2 JUSTIFICATIVA.....	24
1.3 QUESTÃO (OU PROBLEMA) DE PESQUISA.....	29
1.3.1 Perguntas a serem respondidas.....	30
1.4 DELIMITAÇÕES.....	30
1.5 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS DESTA DISSERTAÇÃO.....	30
2. OBRAS DE ARTE ESPECIAIS.....	32
2.1 ELEMENTOS CONSTITUINTES DE PONTES.....	32
2.2 AÇÕES ATUANTES EM OBRAS DE ARTE ESPECIAIS.....	35
2.3 VEÍCULOS DE CARGA NAS RODOVIAS BRASILEIRAS.....	36
2.4 NORMA BRASILEIRA DE PONTES.....	39
2.4.1 Norma NB-6, de 1943.....	40
2.4.2 NB-6, de 1960.....	43
2.4.3 NBR 7188, de 1984.....	46
2.4.4 NBR 7188, de 2013.....	48
2.5 AS OBRAS DE ARTE ESPECIAIS NO BRASIL.....	54
3. O PROCESSO DA FADIGA.....	61
3.1 FADIGA NOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO – ABNT NBR 6118.....	67
3.2 FADIGA NO CONCRETO.....	69
3.3 FADIGA NA ARMADURA.....	73
3.4 ESTUDOS RELEVANTES.....	77
4. METODOLOGIA.....	86
4.1 PESQUISA BIBLIOGRÁFICA.....	86
4.2 DELINEAMENTO DA PESQUISA.....	87
4.3 PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO.....	88
4.4 ANÁLISE DOS DADOS.....	94
4.5 DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO.....	94
5. PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO.....	96
5.1 SISTEMA ESTRUTURAL E CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA.....	96
5.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS UTILIZADOS.....	102
5.3 CARREGAMENTO PERMANENTE.....	102
5.4 DETERMINAÇÃO DO TREM-TIPO DA PONTE COM DUAS VIGAS.....	103
5.5 DETERMINAÇÃO DO TREM-TIPO DA PONTE COM VIGAS MÚLTIPLAS.....	107

5.6	VEÍCULOS REAIS	114
5.7	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL	122
5.8	VERIFICAÇÃO DO TEMPO DE VIDA ÚTIL À FADIGA.....	123
5.9	VERIFICAÇÃO DO TB 450 PARA A ARAMDURA LONGITUDINAL	125
6.	<i>FLUXO REAL DE VEÍCULOS DE CARGA</i>	126
7.	<i>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS</i>	134
7.1	MODELO COM DUAS LONGARINAS.....	134
7.1.1	Cenário 1	135
7.1.2	Cenário 2	141
7.1.3	Análise dos resultados para as pontes com 2 vigas	144
7.2	MODELO COM TRÊS LONGARINAS	146
7.2.1	Cenário 1	146
7.2.2	Cenário 2	150
7.2.3	Análise dos resultados para as pontes com 3 vigas	154
7.3	MODELO COM CINCO LONGARINAS	156
7.3.1	Cenário 1	157
7.3.2	Cenário 2	162
7.3.3	Análise dos resultados para as pontes com 5 vigas	166
7.4	RESULTADOS ENCONTRADOS PARA A VERIFICAÇÃO DO TB 450	171
7.5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE FINAL DOS RESULTADOS.....	192
8.	<i>CONSIDERAÇÕES FINAIS</i>	203
8.1	CONCLUSÕES.....	203
8.2	RESPOSTAS ÀS QUESTÕES DE PESQUISA	206
8.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	208
9.	<i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>	210
	<i>APÊNDICE A - QUESTIONÁRIO</i>	224
	<i>APÊNDICE B - LINHAS DE INFLUÊNCIA</i>	225
	<i>ANEXO A – Entrevista com o DNIT</i>	229
	<i>ANEXO B – Entrevista com o DEER-MG</i>	232
	<i>ANEXO C – Entrevista com a ABCR</i>	235
	<i>ANEXO D – Tabelas Norma DNIT 010/2004 – PRO e estruturais NBR 9452/2016</i>	237

1. INTRODUÇÃO

Os fluxos de pessoas, mercadorias e bens são possíveis graças à existência de uma infraestrutura de transportes. Logo, as dinâmicas sociais e econômicas dos países estão intimamente ligadas aos modais de transporte. De acordo com Nowak e Fischer, (2016, p. 297), a infraestrutura de tráfego “não apenas garante a performance e eficiência econômica, mas também provém mobilidade e qualidade de vida para a população, contribuindo decisivamente, portanto, com a riqueza de um país”.

Atualmente o Brasil apresenta o modal rodoviário como o predominante. De acordo com a Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2019), o transporte rodoviário de cargas corresponde a 61,1% e o transporte de passageiros a 82,8% do total, segundo dados de fevereiro de 2019.

Os viadutos e pontes, também designados por Obras de Arte Especiais e indicados com a sigla OAEs, são afetados diretamente pela predominância da matriz rodoviária. Além de serem elementos importantíssimos nos sistemas de transportes, a garantia de bom funcionamento e de segurança dessas estruturas repercute nos desenvolvimentos socioeconômicos das cidades do entorno e mesmo de um país (ZHOU; CHEN, 2018; BASTIDAS-ARTEAGA, 2018).

Barker e Puckett (2006, p. 2) elencam três razões pelas quais as pontes “são elementos chave em um sistema de transporte”. Segundo os autores, pontes controlam a capacidade do sistema de transporte, são obras caras e, em caso de falha estrutural, o sistema também falha (BARKER; PUCKETT, 2006). Habeeba, Sabeena e Anjusha (2015, p. 2561) ainda explicam que “em muitos lugares a vida seria seriamente interrompida, o tráfego seria paralisado e os negócios seriam terrivelmente afetados se as pontes não funcionassem”.

Das diversas ações sob as quais pontes e viadutos estão submetidos citam-se as cargas permanentes, como o peso próprio, e as cargas móveis representadas pelos veículos que neles trafegam. O volume anual e o peso dos veículos de cargas têm crescido nas rodovias brasileiras (CNT, 2017; DEER-MG, 2018; SINDIPEÇAS, 2018) e ao redor do mundo (PIRCHER *et al.*, 2011; HAN *et al.*, 2015; DENG; WANG; YU, 2016; HAN *et al.*, 2017).

Esse crescimento tem gerado diversos problemas nos elementos constituintes de pontes e viadutos. Dentre os problemas estruturais aos quais as OAEs estão susceptíveis, a fadiga merece destaque (PIMENTAL; BRUHWILER; FIGUEIRAS, 2008; BARONI; GASTAL;

SILVA FILHO, 2009), pois a variabilidade e o regime das cargas móveis fazem com que essas estruturas estejam mais propensas a sofrerem com esse fenômeno.

De acordo com a Norma Brasileira NBR 6118:2014, intitulada “Projeto de estruturas de concreto: Procedimento”, “a fadiga é um fenômeno associado a ações dinâmicas repetidas, que pode ser entendido como um processo de modificações progressivas e permanentes da estrutura interna de um material submetido a oscilação de tensões decorrentes dessas ações” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, 2014, p. 193).

Liu e Zhou (2018) explicam que “a pesquisa acerca do problema de fadiga em vigas de concreto armado é de grande importância para o projeto, a manutenção e o reforço de pontes”, sobretudo levando-se em consideração a sobrecarga nos veículos que trafegam nas rodovias (LIU; ZHOU, 2018, p. 3512).

Pimental, Bruhwiler e Figueiras (2008, p. 215) ressaltam que o aumento das cargas móveis, que em termos práticos significa o aumento e a variabilidade dos veículos pesados que trafegam nas rodovias, acarretam uma amplificação no número de ciclos de cargas repetidas aplicadas a pontes e viadutos, de forma a reduzir “a resistência dos materiais estruturais”.

Apesar da heterogeneidade dos veículos reais que trafegam em pontes e viadutos, as diferentes normas, nacional e internacionais, de cargas móveis para pontes e viadutos rodoviários possuem seus respectivos trens-tipo para o dimensionamento de tais estruturas. Os trens-tipo são representações de veículos hipotéticos e suas respectivas cargas para serem utilizados nos cálculos, que representam, no que tange a esforços solicitantes, os veículos reais. A Norma Brasileira, NBR 7188:2013, “Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras estruturas”, apresenta o trem-tipo TB 450 cuja configuração representa um veículo tipo de 450 kN.

Apesar da existência de trens-tipos estipulados pelas normas, os mesmos devem se adequar, na medida do possível, à realidade real de fluxo de veículos. Sendo que “no caso do carregamento de tráfego em pontes, as cargas aumentaram significativamente ao longo do tempo na maioria dos códigos de projeto” (PIRCHER *et al.*, 2011, p. 3755).

Frente ao exposto, é de suma importância que averigüe, continuamente, se o trem-tipo normativo brasileiro atual é representativo para ser empregado no projeto de novas pontes e viadutos frente à atual composição de tráfego. É necessário verificar se há a necessidade de se revê-lo ou gerar modificações nos coeficientes de segurança ou introdução de novos. Analisando, sobretudo, os impactos gerados por esses aumentos do número de veículos pesados na vida útil à fadiga das OAEs, tanto na questão de segurança e durabilidade do concreto quanto na armadura longitudinal.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Geral

Verificar o tempo de vida útil de vigas de pontes e/ou viadutos rodoviários de concreto armado no que se refere ao processo de fadiga da armadura longitudinal das vigas, levando-se em consideração dados reais de tráfego de veículos pesados de rodovias.

1.1.2 Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Estimar o dano à fadiga no concreto e na armadura longitudinal (aço) das vigas de modelos teóricos pontes de concreto armado em um dado período de tempo.
- Estimar o tempo para consumo total da vida útil à fadiga no concreto e na armadura longitudinal em vigas de modelos teóricos ponte de concreto armado com diferentes comprimentos e diferentes números de vigas, utilizando-se o fluxo de veículos pesados reais oriundos de três postos de pedágio rodoviários do estado de São Paulo.
- Avaliar se os modelos teóricos de pontes de concreto armado com apenas duas vigas são recomendados para se projetar em rodovias com elevado tráfego de veículos pesados.
- Avaliar os impactos deletérios da fadiga nos modelos teóricos de pontes com duas, três e cinco vigas longarinas, de diferentes comprimentos.
- Analisar se o trem-tipo normativo brasileiro, TB 450, é capaz de representar o fluxo de veículos pesados reais no que diz respeito aos efeitos da fadiga na armadura longitudinal.

1.2 JUSTIFICATIVA

Este trabalho se justifica em três eixos principais: a relevância que as OAEs têm para as dinâmicas sociais e econômicas de quaisquer países; o aumento do número de veículos pesados nas rodovias brasileiras; e a elevada idade das pontes e dos viadutos do país.

Sabe-se que pontes e viadutos são elementos indispensáveis e decisivos “nos desenvolvimentos sociais e econômicos de cidades”, uma vez que as rodovias garantem a circulação de bens, subsídios para produção e os frutos dessa produção, além de permitir a “livre movimentação de pessoas” (MILANI; KRIPKA, 2012, p. 26).

Entre os anos de 2004 e 2013, o Brasil experimentou uma fase caracterizada por um significativo crescimento do Produto Interno Bruto (PIB), segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2019). No mesmo período, o número de caminhões com placa também cresceu. De 2001 para 2018 a frota de automóveis apresentou crescimento de 151,74%, a de micro-ônibus de 180,11%, a de ônibus de 124,76% e a de caminhões de 87,66%, segundo a Confederação Nacional dos Transportes (CNT, 2018). Isso fica claro ao observa-se os dados tabela 1.1.

Tabela 1.1: Crescimento econômico brasileiro e licenciamento de caminhões no Brasil

Ano	2001	2002	2003	2004	2005	2006
PIB (%)	1,4	3,1	1,1	5,8	3,2	4,0
Número de veículos	1.456.464	1.517.087	1.572.444	1.636.535	1.703.715	1.768.221
Ano	2007	2008	2009	2010	2011	2012
PIB (%)	6,1	5,2	-0,1	7,5	4,0	1,9
Número de veículos	1.847.225	1.939.276	2.026.269	2.143.467	2.274.947	2.380.780
Ano	2013	2014	2015	2016	2017	2018
PIB (%)	3,0	0,5	-3,5	-3,3	1,1	1,1
Número de veículos	2.488.680	2.588.984	2.645.992	2.684.227	2.720.548	2.733.221

Fonte: CNT (2018); IBGE (2019).

Dados da Associação Brasileira de Concessionárias de Rodovias (ABCR, 2018) mostram que o número de veículos pesados pedagiados no estado de São Paulo cresceu 32,45% entre 2009 e 2017.

Tal fato tem impacto direto nos viadutos e pontes, visto que os seus desempenhos estruturais e suas vidas úteis estão relacionados a esse crescente volume de veículos pesados nas rodovias. Pesquisas recentes têm demonstrado que o número e o peso de veículos de carga trafegando nas rodovias tem aumentado significativamente e acarretado problemas às OAs. (PIMENTEL; BRÜHWILER; FIGUEIRAS, 2008; WANG; ZHAI; WANG, 2013; HAN *et al.*, 2015; HABEEBA; SABEENA; ANJUSHA, 2015; DENG; WANG; YU; 2016; LU *et al.*, 2017; LIU *et al.*, 2017; LOU; NASSIF; SU, 2017; ALENCAR *et al.*, 2018).

Luchi (2006, p. 1) destaca que os veículos reais que trafegam podem apresentar características muito variadas em função da “composição (porcentagem de caminhões), densidade de tráfego (volume médio de veículos por dia), as condições (frequência de engarrafamentos), as cargas máximas e as distribuições dos eixos”.

Isso vem ao encontro do que é sustentado por Deng e Yan (2018, p. 1) que argumentam que:

Apesar da existência de vários regulamentos sobre o peso do caminhão e tamanho, o fenômeno da sobrecarga do caminhão ainda é muito comum ao redor do mundo. A sobrecarga veicular repetitiva não só representa grande ameaça à segurança das pontes, mas também gera um crescimento rápido do número solicitações de permissão às autoridades de trânsito (DENG, L.; YAN, 2018, p.1).

Assim sendo, o significativo aumento no número de veículos associado à oscilação do regime de aplicação de cargas, por se tratarem de cargas móveis, aceleram a deterioração do pavimento, reduzem a vida útil à fadiga dos diferentes componentes estruturais e podem até mesmo levar ao colapso de uma ponte em situações extremas (LEITÃO *et al.*, 2011; DENG, WANG; YU, 2016).

Para a Coordenação-Geral de Desenvolvimentos de Projetos do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2019), a “fadiga é um fenômeno associado à imposição de ações dinâmicas repetidas. Considerando que as cargas móveis possuem essas características, pode-se considerá-las como algo recorrente nas pontes e viadutos de concreto armado” (DNIT, 2019).

Alencar (2015, p. 30-31) explica que:

A avaliação do desempenho de estruturas de engenharia civil ao longo da sua vida útil é fundamental, não apenas para a validação dos modelos e metodologias de dimensionamento dessas estruturas, mas também para a prevenção de situações de risco acrescido devido a efeitos de deterioração dos materiais (ALENCAR, 2015, p. 30-31).

No que concerne os efeitos deletérios da fadiga, o devido estabelecimento da vida útil à fadiga dos constituintes estruturais de pontes e viadutos é de grande relevância, seja na fase de projeto ou execução (THEIL, 2016). Nesse sentido, é importante esclarecer o conceito de vida útil à fadiga aqui mencionado refere-se ao tempo de serviço daquela estrutura analisada. Esse conceito será discutido com mais detalhes no capítulo 3.

Deng e Yan (2018, p. 1) afirmam que “os danos da fadiga em uma ponte devido a cargas veiculares repetidas e suas influências na capacidade portante das pontes são geralmente ignoradas”. Essa negligência pode gerar consequências graves uma vez que as ações dinâmicas (cargas móveis) que atuam em pontes e viadutos podem gerar a “nuclearização de fraturas ou mesmo levar à propagação delas na estrutura” (LEITÃO *et al.*, 2011, p. 14), podendo causar o colapso da mesma.

Em estudos conduzidos por pesquisadores australianos em três pontes rodoviárias de concreto armado verificou-se que os danos relativos à fadiga na armadura, devido à passagem de “de caminhões curtos e pesados com quatro e cinco eixos foram identificados como os eventos de tráfego mais prejudiciais” em duas das pontes analisadas (PIRCHER *et al.*, 2011, p. 3755).

Isso vem ao encontro dos argumentos e estudos apresentados por Yan *et al.* (2017) que demonstraram que o aumento no tráfego causa uma rápida diminuição da resistência à fadiga de pontes de concreto armado. (YAN *et al.*, 2017).

De acordo com a ABCR (2019), tem-se verificado a ocorrência do fenômeno da fadiga em vigas de pontes de concreto armado devido à passagem de veículos pesados, “principalmente nos primeiros anos de concessão, pois as estruturas são assumidas pela iniciativa privada ainda sem adequação ao trem-tipo atual”.

A elevada idade das pontes e viadutos brasileiros é outro fator que justifica a realização deste trabalho. Pesquisas realizadas por Mendes (2009) revelam que 83% das pontes rodoviárias brasileiras tem idade superior a 30 anos. Além disso, 26% das pontes foram projetadas utilizando-se o trem-tipo de 240 kN, 64% com o trem-tipo de 360 kN e apenas 10% com o trem-tipo de 450 kN (MENDES, 2009).

O Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais (DEER-MG) avalia que “a malha rodoviária brasileira ainda é composta por inúmeras pontes das antigas classes 24, 30 e 36 (hoje 360 e 450)”, portanto, são “pontes projetadas para as classes inferiores ao TB-450” (DEER-MG, 2019). Desse modo, as OAEs acabam por apresentar problemas de natureza estrutural e aqui citam-se dois desses problemas elencados pelo DEER-MG.

Primeiramente, “não é incomum observarmos em obras mais antigas, a existência de capas asfálticas com espessura média superior a 20 centímetros (cm). Decorrem daí o aparecimento de fissuras e trincas de flexão e cisalhamento” (DEER-MG, 2019). Em segundo lugar, “o acréscimo de carregamento, principalmente do carregamento móvel, que traz consigo o aumento dos esforços solicitantes, bem como os fenômenos associados à fadiga” (DEER-MG, 2019).

Estudos conduzidos pela *European Rail Research Institute* demonstraram a necessidade de se adotar sempre trens-tipos atualizados, uma vez que “os sistemas rodoviários modernos estão sujeitos a grandes volumes de tráfego, elevadas cargas e maiores velocidades dos veículos (PIMENTAL; BRUHWILER; FIGUEIRA, 2008, p. 215).

Pimental, Bruhwiler e Figueiras (2008) ainda argumentam que uma das mais relevantes questões a ser solucionada ao se tratar de pontes e viadutos rodoviários já

existentes, refere-se à determinação se essas estruturas são capazes de suportar o aumento do volume de tráfego.

Wang *et al.* (2015, p. 305) explicam que as “pontes de concreto existentes estão envelhecendo” e em função do crescimento do número e peso dos veículos essas estruturas estão sofrendo por deterioração à fadiga. Adasooriya e Siriwardane (2014) complementam ao informar que muitas pontes ao redor do mundo, como por exemplo, na Europa e América do Norte, possuem idades superiores a 100 anos e outras estão próximas a atingir o tempo de vida útil. Tal fato faz com que especialistas e engenheiros estruturais de pontes em diversos países tenham dado atenção ao tempo restante de vida útil à fadiga dessas estruturas (ADASOORIYA; SIRIWARDANE, 2014).

Segundo Alencar *et. al* (2016, p. 2):

A imposição à estrutura de novas condições de tráfego associada ao comportamento à fadiga do material pode vir a gerar danos estruturais com níveis distintos de severidade, e, à medida que a magnitude das cargas transportadas aumenta, o problema torna-se ainda mais relevante (ALENCAR *et al.*, 2016)

Rossigali *et al.* (2015, p. 138) sustentam o argumento de que a Norma atual apresenta “valores conservadores apenas para os momentos negativos de flexão em pontes com vãos contínuos de 30 e 40 metros, com tabuleiros largos”. Por outro lado, análises feitas pelos autores mostraram que “os momentos negativos de flexão em pontes cantilever (balanço)” oriundos na Norma atual são “significativamente menores que os valores extremos produzidos pelo tráfego real de veículos pesados”.

Vitório (2015) ainda chama a atenção que muitas das OAEs brasileiras estão malconservadas em função do fato de se não se dispor de dados suficientemente completos para tal fim, além de “a avaliação das condições de conservação e segurança de pontes não é uma atividade rotineira no País, pois só é realizada quando há fortes sintomas da possibilidade de ocorrência de colapso estrutural” (VITÓRIO 2015, p. 4).

O autor ainda acrescenta que ao se realizar a inspeção dessas obras no âmbito da análise estrutural não se leva em consideração perdas de protensão, fluência do concreto nem a fadiga, fatores que deveriam ser incorporados (VITÓRIO, 2015).

A ABCR (2019) esclarece que há a preocupação acerca da verificação do fenômeno da fadiga em pontes e viadutos de concreto armado mais antigos, com mais de 40 anos, sendo essas obras as mais preocupantes, “até que sejam reforçadas e atualizadas para o trem-tipo atual”.

O DEER-MG explica que estudos como o desta dissertação são “de grande valia ao desenvolvimento da engenharia de estruturas brasileira” (DEER-MG, 2019). Fato também defendido pela ABCR (2019) e pelo DNIT (2019), ao pontuar que “o tema é muito importante e merece atenção especial”.

Destaca-se ainda que na verificação da fadiga, segundo a ABNT NBR 6118, “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento” (ABNT, 2014), pode ser feita através das combinações das ações atuantes na ponte, permanentes e móveis, mesmo que se analise o fenômeno sob os aspectos da regra de Palmgren-Miner, do dano acumulado. Para tanto, a NBR 6118 (ABNT, 2014) indica que para a verificação de vigas as cargas móveis devem ser multiplicadas pelo fator de redução $\psi_1 = 0,50$.

Entretanto, estudos conduzidos por Albuquerque (2015) mostram que utilizar esse fator redutor com 50% de redução das cargas móveis pode gerar verificações contra a segurança, “comprovado a necessidade de rever o veículo tipo de projeto utilizado para o dimensionamento ou uma alteração no fator redutor das cargas móveis definido no Estado Limite Último”.

Isso vem de encontro ao sustentado pelo DEER-MG que advoga que “a própria combinação de ações no estado limite de serviço a ser utilizada já pode gerar imprecisões”. Ainda segundo o órgão, “para pontes rodoviárias o estabelecimento de $\psi_1 = 0,50$ (coeficiente redutor da carga móvel) é fator controverso pois estudos demonstram que é exagerado para vãos com comprimento inferior a 40 m” (DEER-MG, 2019).

Como já exposto, o número de veículos pesados de carga tem crescido e a ABCR (ABCR, 2018) aponta que “sempre que o Contran/Denatran aprova uma nova categoria comercial ou aumento de peso permitido, esta deveria ser precedida por uma revisão das normas atuais de projeto”, sobretudo no que diz respeito aos confidentes de ponderação.

Em vista dos argumentos apresentados, o tema deste trabalho se justifica pela relevância que pontes e viadutos têm nas dinâmicas sociais e econômicas de quaisquer países. Além disso, o aumento no número de veículos pesados que trafegam nas rodovias e a elevada idade de tais estruturas tornam-se elementos chave que subsidiam a realização deste trabalho.

1.3 QUESTÃO (OU PROBLEMA) DE PESQUISA

O aumento no número de veículos pesados de carga nas rodovias está contribuindo para a ocorrência do processo de fadiga na armadura longitudinal nas vigas de concreto armado e reduzindo seu tempo de vida útil?

1.3.1 Perguntas a serem respondidas

- Baseado nas tipologias arquitetônicas e estruturais das pontes em concreto armado concebidas para este trabalho e nos dados de tráfego analisados, qual o tempo de vida útil à fadiga do concreto e da armadura longitudinal?
- Frente às concepções estruturais analisadas e aos resultados de vida útil à fadiga estimados, pontes com duas vigas suportam um tráfego de veículos pesados intenso ou requer que sejam pontes de vigas múltiplas?
- Frente aos cálculos realizados, o trem-tipo brasileiro é adequado para o dimensionamento de vigas ou requer outro mais representativo no que diz respeito aos efeitos da fadiga na armadura longitudinal das vigas?

1.4 DELIMITAÇÕES

Em função da abrangência do tema e da vasta malha rodoviária brasileira, são definidas algumas limitações:

- São analisados os dados do fluxo de veículos pesados do estoque de algumas rodovias do estado de São Paulo, utilizando os seus respectivos dados de peso bruto, cargas por eixo e frequência. Tais dados serão obtidos através dos postos de pedágio que contêm as informações concedidas pelas concessionárias.
- Os veículos pesados analisados serão aqueles com 2 a 6 eixos, uma vez que esses foram os dados fornecidos pelas concessionárias das rodovias.
- Analisa-se apenas uma tipologia de seção transversal de pontes em vigas simplesmente apoiadas de concreto armado.
- O presente trabalho possui caráter puramente numérico, logo, futuras investigações experimentais são relevantes.

1.5 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS DESTA DISSERTAÇÃO

Para uma melhor compreensão, esta dissertação de mestrado é composta por 8 capítulos, mais as referências bibliográficas, seguidos por Apêndices e Anexos, dispostos da seguinte maneira:

Capítulo 1 – Contém a introdução, na qual se contextualiza o tema aqui discutido, abordando os principais aspectos. Conta, também, com os objetivos gerais e específicos do trabalho, os quais são sucedidos pela apresentação dos motivos que justificam a realização deste trabalho. Em seguida, apresenta-se a questão de pesquisa e as delimitações deste trabalho.

Capítulo 2 – Apresenta uma revisão bibliográfica acerca das características de pontes e viadutos; tratará sobre as ações atuantes nessas estruturas; discorre sobre os tipos de veículos de carga que trafegam nas rodovias brasileiras, segundo critérios normativos do DNIT; apresenta a evolução da Norma Brasileira para dimensionamento de pontes e viadutos e, com enfoque especial para a norma em vigor; e traz um panorama das OAEs brasileiras, segundo relatório recente do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

Capítulo 3 – Apresenta revisão bibliográfica sobre o fenômeno da fadiga, tanto no aço, quanto no concreto, separadamente, quanto nos elementos de concreto armado. Enuncia-se os principais conceitos e definições e identifica-se os trabalhos mais relevantes e recentes.

Capítulo 4 – Contém a apresentação da metodologia a ser empregada no desenvolvimento do trabalho. Nesse capítulo são relatadas as etapas a serem executadas, os métodos de análise e cálculo de fadiga empregados, os softwares utilizados e as estratégias da pesquisa.

Capítulo 5 – Discorre sobre a caracterização geométrica das estruturas empregadas bem como a trata da caracterização dos materiais empregados nas análises e nos cálculos. Ademais, neste capítulo são explicadas as premissas adotadas acerca do posicionamento do trem-tipo normativo, TB 450, e dos veículos reais de carga analisados nos diferentes modelos teóricos de pontes analisados.

Capítulo 6 – Apresenta os trechos rodoviários analisados e seus respectivos volumes de tráfego.

Capítulo 7 – Apresenta e discute criticamente os resultados obtidos nos cálculos e análises realizadas.

Capítulo 8 – Apresenta as conclusões e discussões à luz dos objetivos e questões levantadas e traz as recomendações para trabalhos futuros.

Referências – São elencadas todas as referências utilizadas para o desenvolvimento do trabalho.

2. OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

As pontes têm como função “a transposição de obstáculos à continuidade do leito normal da via”, tais como cursos de água; já viadutos “têm por objetivo a transposição de vales e outras vias” (PFEIL, 1983, p. 1). De acordo com levantamentos do DNIT (2017), o Brasil possui 8.336 OAEs, sendo que 68,47% enquadram-se como pontes e 19,00% como viadutos (DNIT, 2017).

Como “uma ponte é um elemento chave nos sistemas de transportes, balanço deve ser encontrado entre a capacidade de suportar o volume de tráfego futuro, as cargas e os custos de estruturas mais pesadas e maiores” (BARKER; PUCKETT, 2007, p. 2). A Figura 2.1 mostra uma ponte de concreto armado com vigas múltiplas na rodovia Washington Luiz, SP-310, km 364, próximo à entrada sul da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), obtida pelo Google Street View.

Figura 2.1 – Ponte de concreto armado na rodovia SP-310

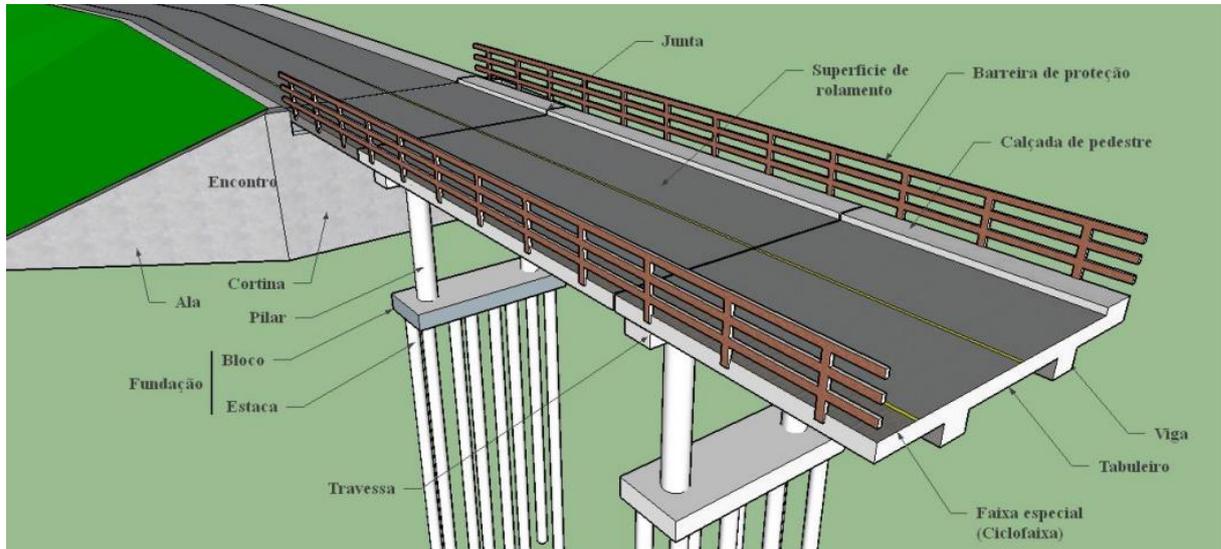


Fonte: GOOGLE (2015).

2.1 ELEMENTOS CONSTITUINTES DE PONTES

De acordo com Mason (1977), Pfeil (1979) e El Debs e Takeya (2007) e Carvalho (2017), o estudo de pontes sob o ponto de vista funcional é dividido em três partes: infraestrutura, constituída pelas fundações; mesoestrutura, constituída pelos pilares e aparelhos de apoio; e a superestrutura, constituída pelas lajes, vigas e transversinas, conforme Figura 2.2.

Figura 2.2 – Elementos constituintes de uma ponte



Fonte: DNIT (2016).

Vitório (2002, p. 9) explica que a:

A superestrutura vence o vão necessário a ser transposto pela ponte e recebe diretamente as cargas provenientes do tráfego dos veículos, transmitindo-as à mesoestrutura. É normalmente denominada de tabuleiro ou estrado, sendo composta de viga longitudinal (vigas principais ou longarinas), de viga transversal (transversinas) e das lajes superior, e inferior (no caso de estrado celular).

Os métodos empregados para analisar e classificar as pontes variam de acordo com diversos fatores, conforme tabela 2.1 (MASON, 1977; PFEIL, 1979; BARKER, PUCKETT, 2006, CARVALHO, 2017).

Tabela 2.1 – Classificação das pontes

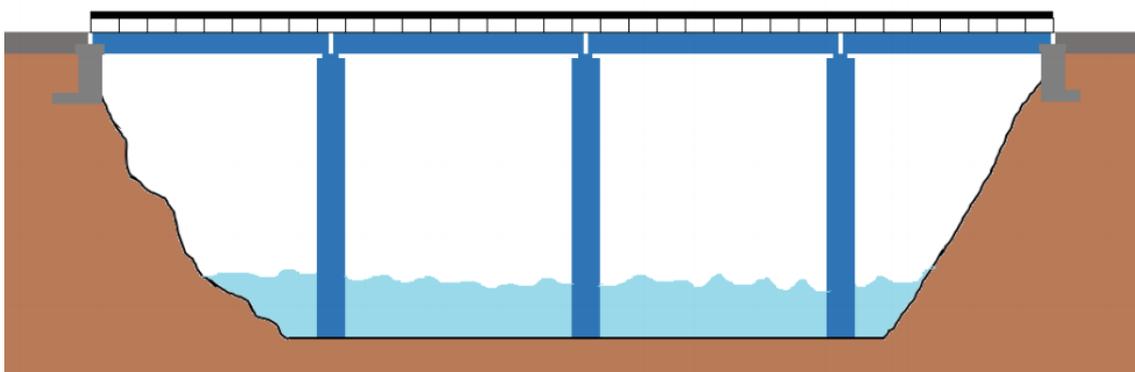
Critério de classificação	Tipos
Material estrutural	Concreto armado, concreto protendido, aço, madeira
Finalidade	Rodoviárias, ferroviárias, para pedestres, para suporte de tubulações
Vão	Pequenas, médias e longas

Sistema estrutural	<p>Ponte em laje, ponte treliçada, ponte em pórticos, ponte em arco, ponte pênsil, ponte estaiada e ponte em viga</p> <p>As pontes em viga podem ser: de alma cheia, simplesmente apoiadas, contínuas, seção celular, Gerber e aço</p>
Execução	<p>Concretadas no local, balanços sucessivos, pré-moldadas com vigas múltiplas, pré-moldadas com vigas lançadas, pontes empurradas,</p>

As pontes em vigas, conforme Figura 2.3, são as utilizadas neste trabalho e se caracterizam por possuírem vigamentos que suportam o tabuleiro. As chamadas longarinas são as vigas principais da superestrutura e as transversinas são denominadas vigas secundárias, que são utilizadas para aumentar a rigidez do conjunto. As transversinas intermediárias são utilizadas, geralmente, quando a seção transversal é feita de vigas sem laje inferior. Entretanto, quando a seção transversal é feita em caixão celular, não é necessário se ter transversinas intermediárias, em função da grande rigidez à torção do conjunto.

Nas pontes em viga os momentos fletores são os principais esforços atuantes entre os apoios verticais (CHATTERJEE, 2003).

Figura 2.3 – Ponte em viga de concreto armado



Fonte: DNIT (2016).

2.2 AÇÕES ATUANTES EM OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

Ao se realizar o projeto de pontes e viadutos, bem como a recuperação estrutural dos mesmos, os engenheiros devem considerar todas as possíveis ações que exercerão influências em seus desempenhos estruturais. Portanto, para que pontes e viadutos apresentem funcionamento e desempenho estrutural satisfatório ao longo de suas vidas úteis de projetos, e mesmo os superem, as OAEs devem apresentar condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade (BARONI, 2010).

De acordo com a NBR 7187 de 2003, “Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento” e com a NBR 8681 de 2003, “Ações e segurança de estruturas”, devem ser considerados três tipos de ações em pontes: permanentes, variáveis e excepcionais (ABNT, 2003).

A NBR 7187:2003 entende que as ações permanentes são aquelas:

Cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante. As ações permanentes compreendem, entre outras:

- a) as cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;
- b) as cargas provenientes do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;
- c) os empuxos de terra e de líquidos;
- d) as forças de protensão;
- e) as deformações impostas, isto é, provocadas por fluência e retração do concreto, por variações de temperatura e por deslocamentos de apoios (ABNT, 2003, p. 4)

Por sua vez, as ações variáveis em pontes, segundo a NBR 7187:2003 são:

Ações de caráter transitório que compreendem, entre outras:

- a) as cargas móveis;
- b) as cargas de construção;
- c) as cargas de vento;
- d) o empuxo de terra provocado por cargas móveis;
- e) a pressão da água em movimento;
- f) o efeito dinâmico do movimento das águas;
- g) as variações de temperatura (ABNT, 2003, p. 5).

Apesar da grande quantidade e diversificação de ações atuantes em uma ponte, para a análise de fadiga objetivada neste trabalho, as cargas consideradas são as permanentes

verticais (peso próprio estrutural e cargas permanentes não estruturais) e as cargas móveis verticais (do TB 450 e dos veículos reais das rodovias analisadas).

2.3 VEÍCULOS DE CARGA NAS RODOVIAS BRASILEIRAS

A heterogeneidade e o crescimento do fluxo de veículos que trafegam nas rodovias têm despertado, ao longo dos anos, o interesse de pesquisadores e engenheiros estruturais acerca da mais apropriada determinação do trem-tipo normativo para dimensionamento de pontes e viadutos. Portanto, “há diversos aspectos a serem considerados no que diz respeito aos veículos que trafegam nas rodovias, dependendo da natureza dos estudos em análise e de sua finalidade” (DNIT, 2006, p. 29).

A Resolução nº 210 de 2006 do Conselho Nacional de Trânsito (CONATRAN) estabelece as dimensões máximas para veículos com ou sem carga, sendo:

Art. 1º As dimensões autorizadas para veículos, com ou sem carga, são as seguintes:

- I – largura máxima: 2,60m;
- II – altura máxima: 4,40m;
- III – comprimento total:
 - a) veículos não-articulados: máximo de 14,00 metros;
 - b) veículos não-articulados de transporte coletivo urbano de passageiros que possuam 3º eixo de apoio direcional: máximo de 15 metros;
 - c) veículos articulados de transporte coletivo de passageiros: máximo 18,60 metros;
 - d) veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão-trator e semirreboque: máximo de 18,60 metros;
 - e) veículos articulados com duas unidades do tipo caminhão ou ônibus e reboque: máximo de 19,80;
 - f) veículos articulados com mais de duas unidades: máximo de 19,80 metros.

§ 1º Os limites para o comprimento do balanço traseiro de veículos de transporte de passageiros e de cargas são os seguintes:

- I – nos veículos não-articulados de transporte de carga, até 60 % (sessenta por cento) da distância entre os dois eixos, não podendo exceder a 3,50m (três metros e cinquenta centímetros);
- II – nos veículos não-articulados de transporte de passageiros:
 - a) com motor traseiro: até 62% (sessenta e dois por cento) da distância entre eixos;
 - b) com motor central: até 66% (sessenta e seis por cento) da distância entre eixos;
 - c) com motor dianteiro: até 71% (setenta e um por cento) da distância entre eixos.

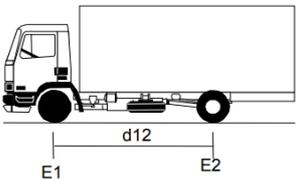
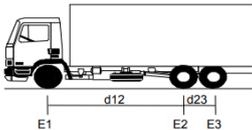
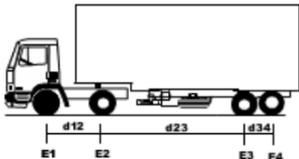
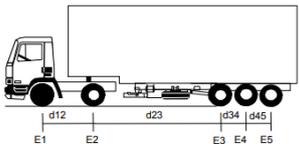
§ 2º À distância entre eixos, prevista no parágrafo anterior, será medida de centro a centro das rodas dos eixos dos extremos do veículo.

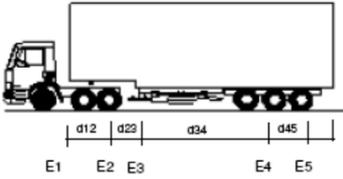
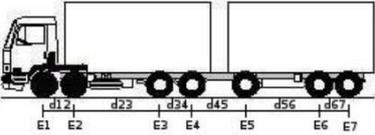
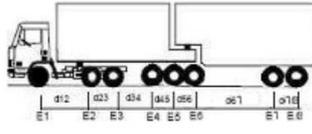
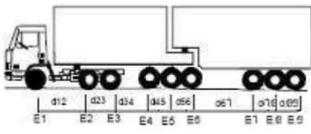
§ 3º O balanço dianteiro dos semirreboques deve obedecer a NBR NM ISO 1726.

§ 4º Não é permitido o registro e licenciamento de veículos, cujas dimensões excedam às fixadas neste artigo, salvo nova configuração regulamentada pelo CONTRAN (BRASIL, 2006).

A tabela 2.2 apresenta as silhuetas de alguns veículos com seus respectivos limites legais de peso, de acordo com o estabelecido pelo DNIT.

Tabela 2.2 – Silhuetas dos veículos e limites legais de peso

ESQUEMA DO VEÍCULO (SILHUETA)	NÚMERO DE EIXOS	PESO BRUTO TOTAL (PBT) (kN)	CARACTERIZAÇÃO
	2	160	CAMINHÃO E1 = eixo simples; carga máxima 60 kN E2 = eixo duplo; carga máxima 100 kN d12 > 3,50 m
	3	230	CAMINHÃO TRUCADO E1 = eixo simples; carga máxima 60 kN E2E3 = conjunto de eixos em tandem duplo; carga máxima 170 kN d12 > 2,40 m 1,20 < d23 < 2,40 m
	4	330	CAMINHÃO TRATOR + SEMIREBOQUE E1 = eixo simples; carga máxima 60 kN E2 = eixo duplo; carga máxima 100 kN E3E4 = conjunto de eixos em tandem duplo; carga máxima 170 kN d12, d23 > 2,40 m 1,20 m < d34 < 2,40 m
	5	415	CAMINHÃO TRATOR + SEMIREBOQUE E1 = eixo simples; carga máxima 60 kN E2 = eixo duplo; carga máxima 100 kN E3E4E5 = conjunto de eixos em tandem triplo; carga máxima 255 kN d12, d23 > 2,40 m 1,20 m < d34, d45 < 2,40 m

	6	<p>485</p> <p>Res. Contran 210/06</p> <p>Caso tenha comprimento total igual ou superior a 16 m (comprimento máximo = 18,60m)</p>	<p>CAMINHÃO TRATOR TRUCADO+ SEMI-REBOQUE</p> <p>E1 = eixo simples; carga máxima 60 kN</p> <p>E2E3 = conjunto de eixos em tandem duplo; carga máxima 170 kN</p> <p>E4E5E6 = conjunto de eixos em tandem triplo; carga máxima 255 kN</p> <p>$d_{12}, d_{34} > 2,40$ m</p> <p>$1,20$ m $< d_{23}, d_{45}, d_{56} < 2,40$ m</p>
	7	<p>560</p> <p>Caso tenha comprimento total até 19,80m. Superior a 19,80m será necessário portar AET (somente para reboques registrados até 30 dias após e publicação desta Portaria) (comprimento máximo = 25,0m)</p>	<p>CAMINHÃO TRUCADO + REBOQUE</p> <p>E1E2 = conjunto de eixos direcionais; carga máxima 120 kN</p> <p>E3E4 = conjunto de eixos em tandem duplo; carga máxima 170 kN</p> <p>E5 = eixo duplo; carga máxima 100 kN</p> <p>E6E7 = conjunto de eixos em tandem duplo; carga máxima 170 kN</p> <p>$d_{23}, d_{45}, d_{56} > 2,40$ m</p> <p>$1,20$ m $< d_{12}, d_{34}, d_{67} < 2,40$ m</p>
	8	<p>655</p> <p>Comprimento entre 25 m e 30 m</p>	<p>CAMINHÃO TRATOR TRUCADO + DOIS SEMI-REBOQUES</p> <p>E1 = eixo simples; carga máxima 60 kN</p> <p>E2E3 = conjunto de eixos em tandem duplo; carga máxima 170 kN</p> <p>E4E5E6 = conjunto de eixos em tandem triplo; carga máxima 255 kN</p> <p>E7E8 = conjunto de eixos em tandem duplo; carga máxima 170 kN</p> <p>$d_{12}, d_{34}, d_{67} > 2,40$ m</p> <p>$1,20$ m $< d_{23}, d_{45}, d_{56}, d_{78} < 2,40$ m</p>
	9	<p>740</p> <p>Comprimento entre 25 m e 30 m</p>	<p>CAMINHÃO TRATOR TRUCADO + DOIS SEMI-REBOQUES</p> <p>E1 = eixo simples; carga máxima 60 kN</p> <p>E2E3 = conjunto de eixos em tandem duplo;</p>

			carga máxima 170 kN E4E5E6 = conjunto de eixos em tandem triplo; carga máxima 255 kN E7E8E9 = conjunto de eixos em tandem triplo; carga máxima 255 kN d12, d34, d67 > 2,40 m 1,20 m < d23, d45, d56, d78, d89 < 2,40 m
--	--	--	---

Fonte: Adaptado de DNIT (2012).

As dimensões e os pesos dos veículos considerados nos cálculos neste trabalho são apresentados no capítulo 6, já as cargas móveis do veículo normativo atual, o TB 450, são apresentadas no item seguinte, especificamente no item 2.4.4.

O subcapítulo seguinte (2.4 Norma brasileira de pontes) discorre sobre a evolução da norma brasileira de pontes até a norma atual, objeto de estudo desta dissertação. Portanto, é apresentado nesse subcapítulo as especificidades e caracterização dos respectivos trens-tipos e, quando pertinente, disserta-se acerca dos motivos que motivaram a atualização da norma.

2.4 NORMA BRASILEIRA DE PONTES

No Brasil, há duas Normas em vigor atualmente que tratam especificamente do dimensionamento de OAEs: ABNT NBR 7188:2013, “Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras estruturas”; e a ABNT NBR 7187:2003, “Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento”. Luchi (2006) e Rossigali (2013) explicam que a precursora da atual NBR 7188 foi a NB-6, de 1943, “Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias”, e da atual NBR 7187, a pioneira foi a NB-2, de 1941, “Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado”.

Desde seu surgimento a NBR 7188 pode ser analisada através de quatro períodos distintos: de 1943 a 1960, de 1960 a 1982, de 1982 a 2013 e de 2013 até os dias atuais (PFEIL, 1983; LUCHI, 2006; ROSSIGALI *et al.*, 2015). A tabela 2.3 mostra a evolução dos trens-tipo normativos brasileiros ao longo desses quatro períodos.

Tabela 2.3 – Evolução dos trens-tipo normativos brasileiros

Períodos	1943-1960					1960-1982			1982-2013			2013-Atual	
Trens-tipo (kN)	60	70	90	160	240	120	2400	36	120	300	450	240	450

Fonte: PFEIL (1983); LUCHI (2006); ROSSIGALI *et al* (2015).

Em função da variabilidade e do regime de ocorrência das cargas móveis, utiliza-se o trem-tipo para o dimensionamento de pontes e viadutos. De acordo com Timerman (2015, p. 123), trem-tipo é “o conjunto do carregamento móvel a ser aplicado à estrutura em sua posição mais desfavorável para cada seção de cálculo e combinação de carregamento”. Os trens-tipo ao longo da evolução das normas têm apresentado características e configurações diferentes, sendo já composto por compressores, caminhões, um veículo representativo (norma atual) e cargas de multidão.

A referida carga de multidão representa o tráfego de veículos de pequeno porte que possivelmente pode estar acompanhando o trem-tipo principal empregado e essa carga é considerada distribuída na área do pavimento da ponte a ser analisada.

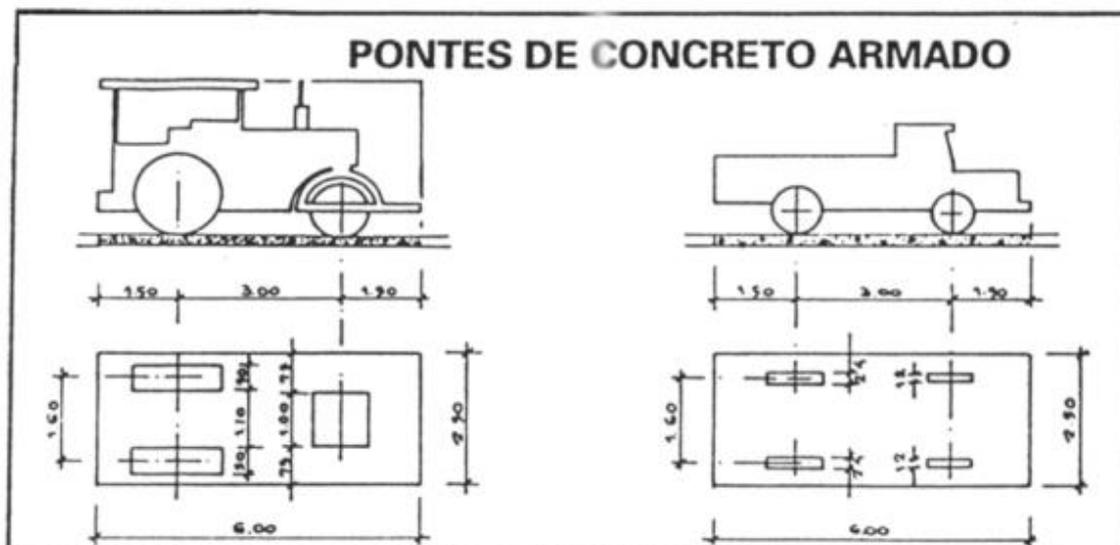
Luchi (2006), Rossigali (2013) e Timerman (2015) esclarecem que a NB-6, de 1943 (NB-6/43) tem suas origens e fundamentações teóricas encontradas e retiradas, respectivamente, das antigas normas alemãs com destaque para a DIN 7072, que tinha como trem-tipo tanques de guerra e compressores.

Luchi (2006, p. 3) explica que “diversos autores comentam o fato de as cargas utilizadas no Brasil serem cópias das cargas alemãs”, entretanto, “pouco esforço se faz até hoje em termos de pesquisas para se ter um trem-tipo genuinamente nascido em terras brasileiras”.

2.4.1 Norma NB-6, de 1943

A antiga NB-6/43 classificava as pontes rodovias em três classes distintas: I, II e III. Essas classes variavam de acordo com os veículos que trafegavam nas rodovias. As pontes rodovias de Classe I eram consideradas as mais importantes e eram “situadas em estradas-tronco federais ou nas estradas principais de ligação entre esses troncos”. Por sua vez, as cargas de caminhões, compressões e de multidão compunham o trem-tipo (CAVALCANTI, 2006, p. 2). A Figura 2.4 apresenta o caminhão e o compressor utilizados como trens-tipos na prescrita NB-6, de 1943 e as tabelas 2.4 e 2.5 contêm as respectivas cargas.

Figura 2.4 – Trens-tipo da NB-6/43



Fonte: NB-6/43 apud CAVALCANTI (2006, p. 3).

Tabela 2.4 – Compressores

Compressores	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Unidades
Peso total	70	160	270	kN
Peso da roda dianteira	50	70	100	kN
Peso da roda traseira	10	45	70	kN
Largura da roda dianteira	1	1	1	m
Largura da roda traseira	10	40	50	cm
Distância entre os eixos dianteiro e traseiro	3	3	3	m
Distância entre os meios das rodas traseiras	160	160	160	cm

Fonte: Adaptado de NB-6/43 apud CAVALCANTI (2006, p. 4).

Tabela 2.5 – Caminhões

Compressores	Tipo A	Tipo B	Unidades
Peso total	60	90	kN

Peso da roda dianteira	7,5	15	kN
Peso da roda traseira	22,5	30	kN
Largura da roda dianteira	8	12	cm
Largura da roda traseira	18	24	cm
Distância entre os eixos dianteiro e traseiro	3	3	m
Distância entre os meios das rodas traseiras	160	160	cm

Fonte: Adaptado de NB-6/43 apud CAVALCANTI (2006, p. 4).

Calvacanti (2006, p. 5) ainda explica que o trem-tipo das pontes Classe I possui uma carga de multidão g_0 de $4,5 \text{ kN/m}^2$, “de um compressor do Tipo B e de tantos caminhões Tipo B forem as faixas de tráfego, menos uma”, colocado na posição mais desfavorável, sempre na direção do tráfego, nunca se colocando mais de um veículo por faixa de tráfego. Além disso, faz-se necessário empregar o compressor do Tipo C para se verificar a resistência da estrutura (CAVALCANTI, 2006).

Já as pontes rodoviárias consideradas como Classe II pela NB-6/43 eram aquelas “situadas em estradas de ligação secundárias, mas em que, atendendo as circunstâncias especiais do local, haja conveniência em se prever a passagem de veículos pesados” (CAVALCANTI, 2006, p. 2). O trem-tipo para esses tipos de pontes é composto por uma carga de multidão g_0 de $4,0 \text{ kN/m}^2$, “de um compressor Tipo A e de tantos caminhões do Tipo A quantas forem as faixas de tráfego, menos um”, entretanto, a resistência da estrutura é ainda verificada com um compressor do Tipo B (CAVALCANTI, 2006, p. 5). As regras para posicionamento desse trem-tipo seguem as mesmas para as pontes Classe I.

A Classe III abrange “pontes situadas em estradas de ligação secundárias não incluídas na Classe II” (CAVALCANTI, 2006, p. 2). O trem-tipo é constituído por uma carga de multidão g_0 de $4,0 \text{ kN/m}^2$, “de um compressor Tipo A e de tantos caminhões do Tipo A quantas forem as faixas de tráfego, menos um” (CAVALCANTI, 2006, p. 5). Além disso, as regras para posicionamento desse trem-tipo seguem as mesmas para as pontes Classe I.

Além disso, para as três classes, a carga de multidão varia de acordo com o vão e o membro da construção, em metros, da estrutura, da seguinte forma:

- Para o cálculo dos arcos ou vigas principais:
 - Com menos de 25 m de vão teórico ----- g_0
 - Com vão L, em metros, entre 25 e 125 m ----- $g_0 - (L - 25)$
 - Com mais de 125 m de vão teórico ----- $g_0 - 100$
- Para o cálculo dos demais elementos da construção ----- g_0

Timerman (2015, p. 124) esclarece que a multidão “distribui-se sobre os passeios e sobre a parte do tabuleiro não ocupada pelos veículos”. Para tanto, a área que o veículo tipo ocupa, seja o caminhão ou o compressor, é tida como retangular, com 2,5 m de largura e 6,0 m de comprimento, “com o centro sobre o eixo longitudinal do veículo e a igual distância dos eixos dianteiro e traseiro” (TIMERMAN, 2015, p. 124).

2.4.2 NB-6, de 1960

A NB-6, de 1960 (NB-6/60), ficou em vigor entre os anos de 1960 e 1984 e estabelecia três classes de pontes: Classe 36, Classe 24 e Classe 12, respectivamente, em rodovias com características da Classe I, II e III, mencionadas no item anterior. As tabelas 2.6 e 2.7 e as figuras 2.5 e 2.5 apresentam o trem-tipo da NB6/60.

Tabela 2.6 – Valores para obtenção do trem-tipo de acordo com a NB-6/60

Classe da ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída			Classe da rodovia
	Tipo	Peto total (kN)	p (kN/m ²)	p' (kN/m ²)	Disposição da carga	
36	36	360	5,0	3,0	* Carga p à frente e atrás do veículo.	I
24	24	240	4,0	3,0	* Carga p' no restante da pista e passeios.	II
12	12	120	3,0	3,0		III

Fonte: Adaptado de NB-6/60 apud CAVALCANTI (2006, p. 6).

Tabela 2.7 – Valores característicos para os trens-tipo segundo a NB-6/60

Características	Tipo 36	Tipo 24	Tipo 12	Unidades
Quantidade de eixos	3	3	2	Eixo
Peso total do veículo	360	240	120	kN
Peso de cada roda dianteira	60	40	20	kN
Peso de cada roda traseira	60	40	20	kN
Peso de cada roda intermediária	60	40	-	kN
Largura de contato b_1 de cada roda dianteira	0,45	0,35	0,25	m
Largura de contato b_3 de cada roda traseira	0,45	0,35	0,25	m
Largura de contato b_2 de cada roda intermediária	0,45	0,35	-	m
Comprimento de contato de cada roda	0,20	0,20	0,20	m
Área de contato de cada roda	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b	m ²
Distância entre eixos	1,50	1,50	3,00	m
Distância entre os centros de roda de cada eixo	2,00	2,00	2,00	m

Fonte: Adaptado de NB-6/60 apud CAVALCANTI (2006, p. 6).

Figura 2.5 – Vista superior do trem-tipo e da carga de multidão da NB-6, de 1960

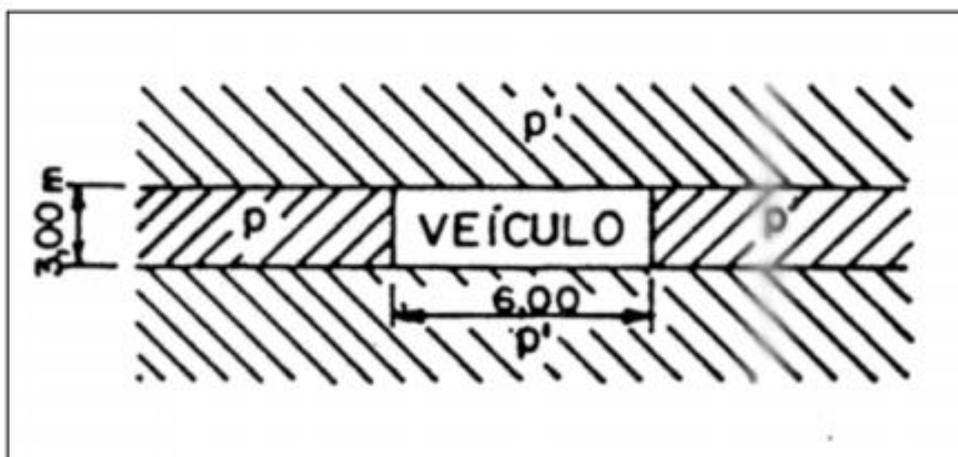
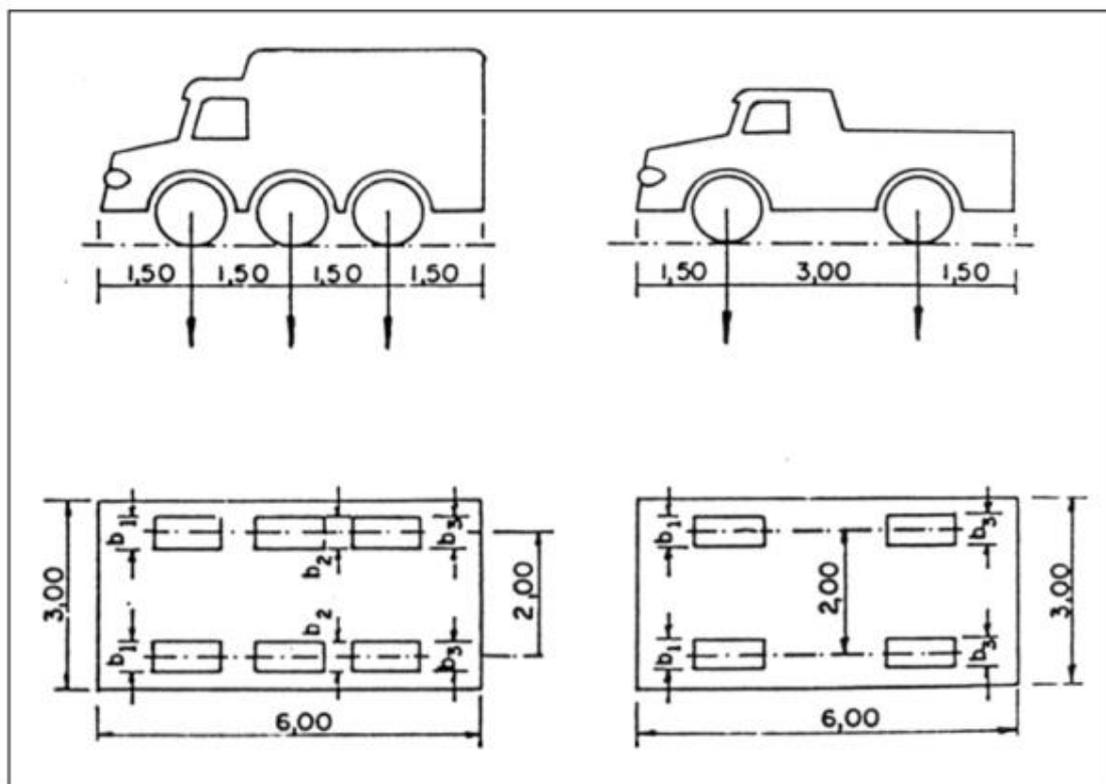


Figura 2.6 – Trens-tipo e multidão da NB-6, de 1960



(a) Classes 36 e 24

(b) Classe 12

Fonte: NB-6/60 *apud* CAVALCANTI (2006, p. 7).

A NB-6/60 ainda estipulava, segundo citado por Cavalcanti, que:

O trem-tipo, sempre orientado na direção do tráfego, deve ser colocado na posição mais desfavorável para o cálculo do elemento, não se considerando a carga do eixo ou da roda que produza redução de esforços solicitantes. Para o cálculo de placas, longarinas e transversinas juntos às bordas do estrado, é obrigatório encostar a roda do veículo-tipo (trem-tipo) no guarda-rodas (NB-6/60 *apud* CAVALCANTI, 2006, p. 7).

A norma permitia a substituição das cargas concentradas do veículo-tipo, por cargas uniformemente distribuídas sobre área retangular de área de 2,5 m de largura e 6,0 m de comprimento, no caso de arcos ou vigas principais com vãos superiores ou iguais a 30 m (CAVALCANTI, 2006).

Para se contabilizar os efeitos dinâmicos, a NB-2, de 1960, considerava o fator ϕ em função do vão teórico L, conforme a equação 2.1.

$$\varphi = 1,4 - 0,007L$$

(Equação 2.1)

Essa ponderação ainda se encontra presente na NBR 7187:2003, entretanto, o mesmo fora substituído com a publicação da ABNT NBR 7188:2013, sobre a qual será discorrido com mais detalhes mais à frente.

2.4.3 NBR 7188, de 1984

Em 1984 entrou em vigor a NBR 7188, “Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias e Passarelas para Pedestres”, a qual vigorou até 2013

. Em 1966 o Código Nacional de Trânsito (CNT) entrou em vigor e o peso bruto total (PBT) dos veículos foi elevado e passou a ser 400 kN, maior que o até então máximo peso total de 360 kN, do veículo-tipo Classe 36 da então NB-6/60. Já em 1978, “o CNT autorizou a circulação de caminhões com PBTC de até 450 kN” (ROSSIGALI, 2013, p. 19).

Além disso, segundo o Sindicato Nacional da Indústria de Componentes para Veículos Automotores (Sindipeças), o número de caminhões em 1960 era de 126.768, passando para 422.879 em 1970 e para 1.064.540 em 1980, o que representa um aumento de cerca de 740% entre 1980 e 1960. Informação essa que também pode ser analisada como um dos subsidiadores da modificação da norma.

Face ao explicado nos parágrafos anteriores, viu-se a necessidade de se modificar a NB-6/60 em vigência, a qual foi reeditada em 1982 e, em 1984 foi publicada como a NBR 7188/84.

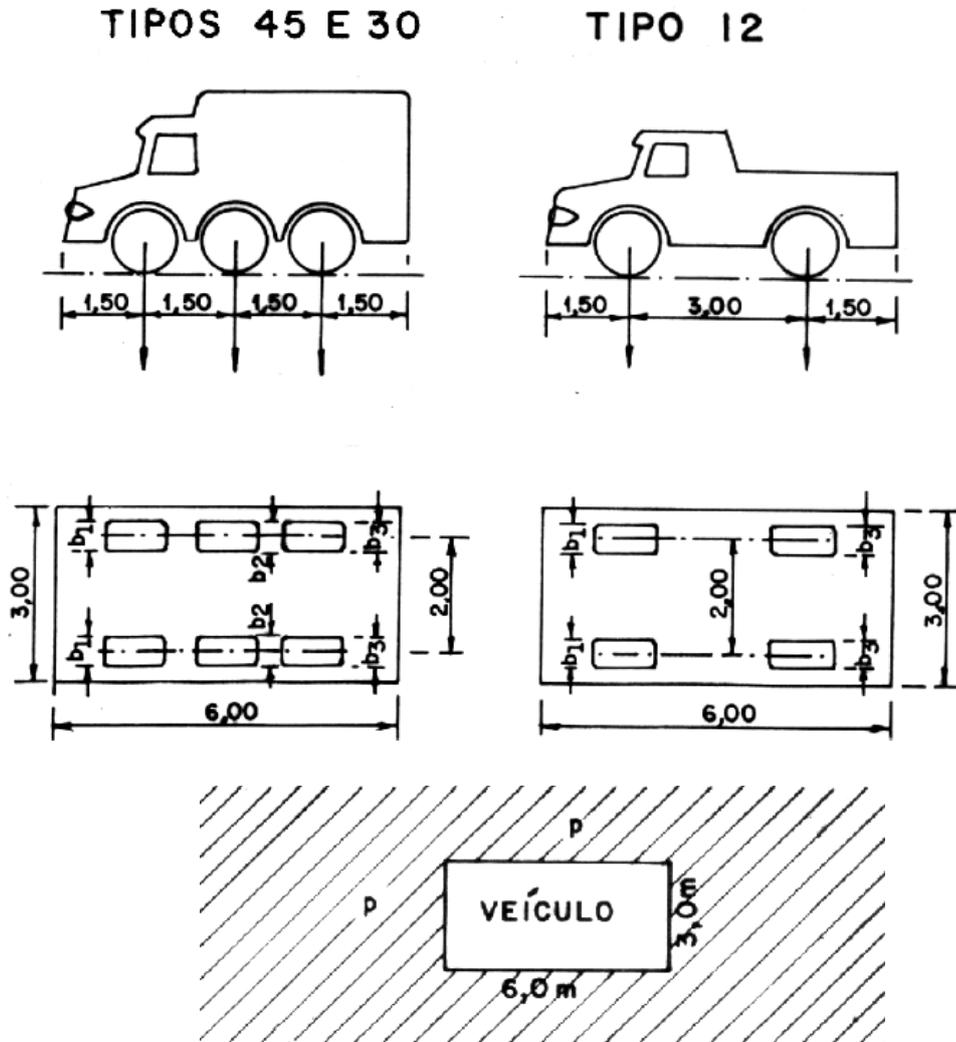
As antigas Classes de veículos 36, 24 e 12 deram lugar a duas novas classes, mantendo-se a Classe 12:

- Classe 45: a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total;
- Classe 30: a base do sistema é um veículo-tipo de 300kN de peso total;
- Classe 12: a base do sistema é um veículo-tipo de 120kN de peso total.

A norma não mais utiliza critérios para utilização dos diferentes tipos de veículos, ficando a critérios dos órgãos e suas respectivas jurisprudências.

O trem-tipo passou a ser composto por um veículo-tipo mais a carga de multidão uniformemente distribuída no tabuleiro da ponte, conforme a Figura 2.7 e tabelas 2.8 e 2.9.

Figura 2.7 – Trens-tipo e multidão da NBR 7188, de 1984



Fonte: NBR 7188 (1984).

Tabela 2.8 – Valores para obtenção do trem-tipo de acordo com a NBR 7188:1984

Classe da ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída		
	Tipo	Peto total (kN)	p (kN/m ²)	p' (kN/m ²)	Disposição da carga
45	45	450	5,0	3,0	* Carga p em toda a pista

30	30	300	5,0	3,0	* Carga p' nos passeios.
12	12	120	3,0	3,0	

Fonte: NBR 7188 (1984).

Tabela 2.9 – Valores característicos para os trens-tipo segundo a NBR 7188:1984

Características	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12	Unidades
Quantidade de eixos	3	3	2	Eixo
Peso total do veículo	450	300	120	kN
Peso de cada roda dianteira	75	50	20	kN
Peso de cada roda traseira	75	50	40	kN
Peso de cada roda intermediária	75	50	-	kN
Largura de contato b_1 de cada roda dianteira	0,50	0,40	0,20	m
Largura de contato b_3 de cada roda traseira	0,50	0,40	0,020	m
Largura de contato b_2 de cada roda intermediária	0,50	0,40	-	m
Comprimento de contato de cada roda	0,20	0,20	0,20	m
Área de contato de cada roda	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b	m ²
Distância entre eixos	1,50	1,50	3,00	m
Distância entre os centros de roda de cada eixo	2,00	2,00	2,00	m

Fonte: NBR 7188 (1984).

2.4.4 NBR 7188, de 2013

Em 2013 fora publicada a mais recente e em vigor versão da ABNT NBR 7188, “Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas”. Timerman e Beier (2012) pontuam que a mudança da norma ocorreu em função da magnitude das ações acidentais, da crescente densidade do tráfego, das anomalias observadas nas OAEs, tendo, sobretudo, dois trabalhos subsidiados tal mudança:

- “Reavaliação do Trem-Tipo a Luz das Cargas Reais nas Rodovias Brasileiras” – Tese de Doutorado de Lorenzo A. Ruschi e Luchi em 2006;
- “Análise das Consequências do Tráfego de CVCs (Combinações de Veículos de Cargas) sobre as Obras de Artes Especiais da Rede Viária do DER/SP” – Relatório Técnico desenvolvido pelo Corpo Técnico da Escola de Engenharia de São Carlos em 2001.

Desde 1990, a frota circulante de caminhões apresentou crescimentos significativos, conforme observa-se na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Evolução da frota de caminhões

Ano	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996
Número de Caminhões	1.238.376	1.239.672	1.222.967	1.215.178	1.216.953	1.222.403	1.208.156
Ano	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003
Número de Caminhões	1.200.856	1.186.424	1.164.540	1.152.937	1.148.456	1.143.396	1.146.854
Ano	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010
Número de Caminhões	1.170.074	1.188.042	1.202.653	1.239.999	1.301.375	1.377.736	1.456.649
Ano	2011	2012	2013	2014	2015	2017	2017
Número de Caminhões	1.577.072	1.664.778	1.769.624	1.859.642	1.881.936	1.883.864	1.887.883

Fonte: Sindipeças (2018).

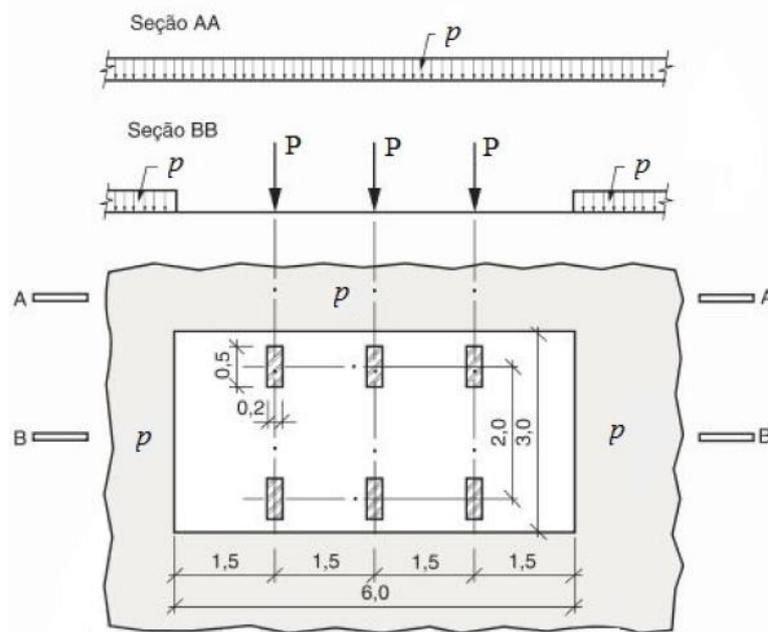
Com isso, a atual NBR 7188:2013 apresenta apenas duas classes de veículos:

- Classe 450: com um veículo-tipo de 450 kN;

- Classe 240: com um veículo-tipo de 240 kN, para estradas vicinais municipais de uma faixa e obras particulares.

A Figura 2.8 apresenta o modelo de cargas móveis TB-450, da NBR 7188:2013, com seis rodas, ocupando uma área de 18,0 m², e a tabela 2.11 as informações, onde p é a parcela de cargas uniformemente distribuídas e vale 5 kN/m², e P são as cargas concentradas nos eixos das rodas do trem-tipo normativo e vale 75 kN.

Figura 2.8 – Modelo de cargas móveis segundo a NBR 7188:2013



Fonte: ABNT (2013)

Tabela 2.11 – Valores para obtenção do trem-tipo de acordo com a NBR 7188:2013

Classe da ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída		
	Tipo	Peso total (kN)	p (kN/m ²)	p' (kN/m ²)	Disposição da carga
45	45	450	5,0	3,0	*Carga p em toda a pista
12	12	120	3,0	3,0	*Carga p' nos passeios

Fonte: NBR 7188 (2013).

Apesar da natureza do carregamento móvel ser dinâmico, as diferentes normas de projetos de pontes e viadutos abordam, de forma geral, abordam esse carregamento como se o mesmo fosse estático (JUNGES, 2017). Para corrigir tal abordagem analítica, existem fatores de impacto que amplificam os efeitos do carregamento estático (ABNT, 2013).

O fator de impacto ϕ apresentado na equação 2.1 manteve-se em vigor até a NBR 7188:1984. Já na NBR 7188:2013, esse fator passou a apresentar valores e equações diferentes para se determiná-lo.

Tais fatores são o Coeficiente de impacto vertical (CIV), o Coeficiente do número de faixas (CNF) e o Coeficiente de impacto adicional (CIA), conforme item 5.1.2 da NBR 7188:2013. De acordo com Silva *et al.* (2014, p. 3-4):

CIV - Tem a função de amplificar a ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. Porém não simula e/ou elimina a necessidade de análise dinâmica nas estruturas sensíveis e/ou de baixa rigidez, em especial estruturas de aço e estruturas estaiadas.

CNF - Relaciona a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas (exceto acostamento e faixas de segurança);

CIA - Consiste em majorar a carga móvel devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, no caso de juntas de dilatação e nas extremidades da obra, estruturas de transição e acessos (SILVA *et al.*, 2014, p. 3-4).

Segundo a NBR 7188:2013, os coeficientes são obtidos da seguinte forma:

$$CIV = 1,35, \text{ para estruturas com vão menor do que } 10,0 \text{ m} \quad (\text{Equação 2.2})$$

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{Liv + 50} \right), \text{ para estruturas com vão entre } 10,0 \text{ m e } 200,0 \text{ (Equação 2.3)}$$

Onde:

Liv é o vão em metros para o cálculo do CIV, conforme o tipo de estrutura, sendo:

Liv L usado para estruturas de vão isostático é a média aritmética dos vãos nos casos dos vãos contínuos,

Liv é o comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço,

L é o vão em metros.

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 \quad \text{(Equação 2.4)}$$

Onde:

n é um número (inteiro) que representa a quantidade de faixas de tráfego a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

A NBR 7188:2013 ainda destaca que este coeficiente não se aplica para o dimensionamento de elementos estruturais ao sentido do tráfego (lajes, transversinas, etc.).

$$CIA = 1,25, \text{ para obras em concreto e mistas} \quad \text{(Equação 2.5)}$$

$$CIA = 1,15, \text{ para obras de aço} \quad \text{(Equação 2.6)}$$

Esses coeficientes devem majorar as cargas, conforme as equações seguintes:

$$Q = P \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad \text{(Equação 2.7)}$$

$$q = p \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad \text{(Equação 2.8)}$$

Onde:

Q é o valor estático de uma roda do veículo, acrescido de todos os coeficientes de ponderação;

P é o valor estático de uma roda do veículo;

p é o valor da carga móvel uniformemente distribuída;

q é o valor da carga móvel uniformemente distribuída, acrescido de todos os coeficientes de ponderação.

Análises conduzidas por Silva et al. (2014) mostraram que a introdução dos novos coeficientes (CIV, CNF e CIA) na NBR 7188:2013, representam um aumento de cerca de 45% em relação ao fato de impacto vigente até a NBR 7188:1984. Além disso, os autores observaram que com a atualização da norma, foi “acrescida uma margem de segurança à intensidade das cargas, devido ao impacto, de 62,5 % a mais para cada roda do trem-tipo, como também às cargas distribuídas atuantes na estrutura” (SILVA *et al.*, 2014, p. 10).

Por sua vez, Albuquerque *et al.* (2018, p. 9-10) concluíram para os estudos por eles conduzidos que o CIV, “equivalente ao recomendado pela ABNT NBR 7187:2003, que é função do vão teórico de cada elemento carregado, pode sofrer um aumento de até 19%”. Ademais, “em pontes com quantidade de faixas de tráfego superiores a 2, o coeficiente de número de faixas (CNF) reduz o efeito da carga móvel em até 10%” (ALBUQUERQUE *et al.*, 2018, p. 10).

Por fim, os autores concluem que há “a adequação da norma brasileira às normas europeia e norte-americana, que utilizam o coeficiente, que é função do número de faixas de tráfego carregadas” (ALBUQUERQUE *et al.*, 2018, p. 10).

Carneiro e Bittencourt (2018, p. 9) concluíram que “a norma brasileira é bastante conservadora (apresenta a maior majoração) no que diz respeito à amplificação dinâmica para força cortante no apoio e momento fletor no meio do vão de 10 m”. Já para vãos com mais de 10 m, os autores concluíram que a norma brasileira apresentou valores próximos às normas dos Estados Unidos, Japão, Nova Zelândia e ao Eurocode, entretanto, ainda conservadores. (CARNEIRO; BITTENCOURT, 2018).

Carneiro e Bittencourt (2018, p. 9) explicam que:

A NBR 7188 (2013) apresenta avanços importantes em relação aos coeficientes de impacto, haja visto que coeficiente de impacto antigo da NBR 7187 (2003) apresenta, em geral, valores menores que os demais códigos estudados. No entanto, os coeficientes de impacto da NBR 7188 (2013) precisam ser avaliados com base em estudos de análise dinâmica que visem a obtenção amplificações representativas baseadas na natureza do tráfego e nas condições das rodovias no país (CARNEIRO; BITTENCOURT, 2018, p. 9)

Além das novidades apresentadas acima, esta norma apresenta em seu Anexo A (Normativo), “Carga de veículos especiais”, que, “a critério do órgão com jurisdição sobre a rodovia as obras a serem implementadas devem ser verificadas para o transporte de carga especial” (ABNT, 2013, p. 11). Logo, a verificação deve ser feita para os estados-limites últimos, utilizando como veículo-tipo o apresentado no referido anexo da Norma.

Por fim, é relevante mencionar que a atual NBR 7188:2013 encontra-se em processo de revisão e atualização.

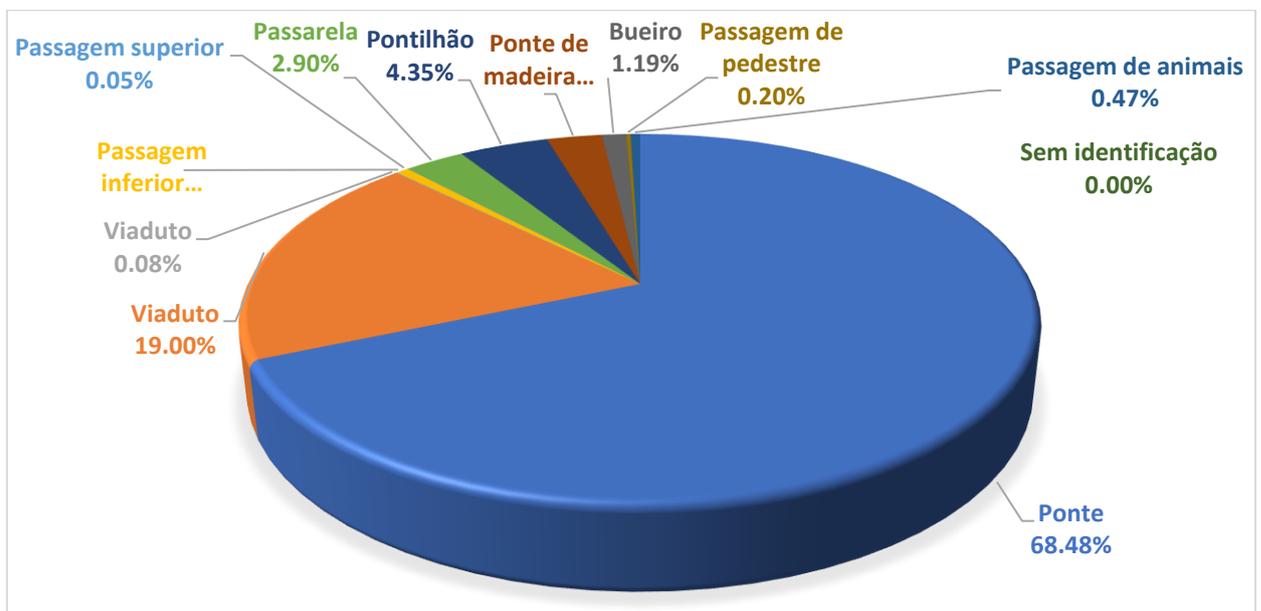
2.5 AS OBRAS DE ARTE ESPECIAIS NO BRASIL

Este subcapítulo tem por objetivo apresentar um panorama das OAEs. Este item contém a apresentação e a interpretação dos dados colhidos na Base de Dados de Obras de Artes Especiais do DNIT, portanto, não houve a inspeção das mesmas pelo autor desta dissertação.

Essa base de dados apresenta respectivas localizações geográficas (latitude e longitude), extensão e largura (em metros) e tipologia estrutural das OAEs, bem como em quais rodovias e estados da federação elas estão localizadas. Ademais, a base de dados traz quadros resumos acerca das condições e notas das OAEs brasileiras, por unidade federativa, seguindo o estabelecido pela Norma DNIT 010/2004 – Pro e pela NBR 9452/2016.

O DNIT (2017), em seu relatório, identificou a existência de 8.336 obras dentre pontes, viadutos, túneis, passagens inferiores e superiores, passarelas, pontilhão, bueiros, passagem de pedestres e animais, sob administração do DNIT, de rodovias concedidas, estaduais e convênios administrativos. A distribuição percentual de cada tipo de obra pode ser vista no Gráfico 2.1 abaixo, sendo pontes e viadutos correspondentes a quase 88% do total de OAEs.

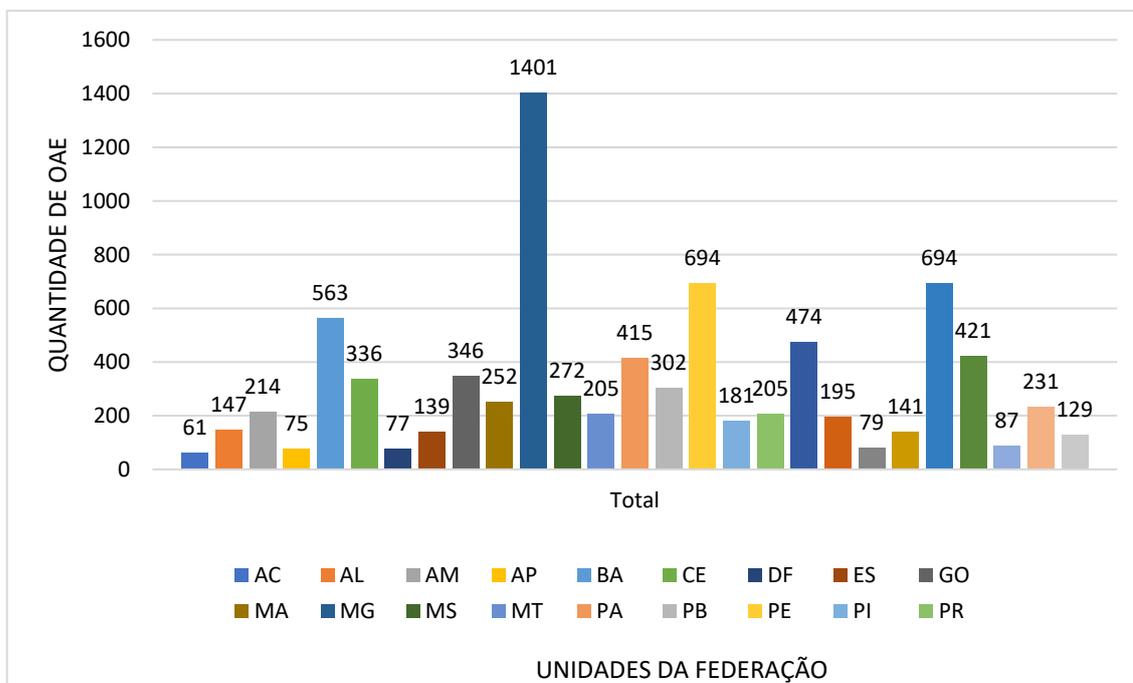
Gráfico 2.1 – Tipo de estrutura



Fonte: Adaptado de DNIT (2017).

Do total de OAEs analisados, 231 encontram-se no estado de São Paulo. Minas Gerais é o estado com maior número de obras, são 1.401, 16,81% do total, e o Acre possui o menor número, com 61 OAEs, 0,73% do total, conforme observa-se no Gráfico 2.2.

Gráfico 2.2 – Quantidade de OAEs por estado



Fonte: DNIT (2017).

Das 8.336 OAEs analisadas, 4.064 são de concreto armado, sendo dessas 2.993 (74,65%) construídas com vigas de concreto armado (DNIT, 2017). A Tabela 2.12 apresenta o tipo sistema estrutural das OAEs analisadas.

Tabela 2.12 – Tipo de estrutura

Tipo de Estrutura	Porcentagem
Concreto armado	48,75
Concreto protendido	9,29
Metálica	0,71
Mista	1,49
Madeira	2,69
Não informado	37,08

Fonte: DNIT (2017).

Excluindo-se as estruturas não informadas e contabilizando-se apenas as demais, tem-se a Tabela 2.13.

Tabela 2.13 – Tipo de estrutura exceto não informado

Tipo de Estrutura	Porcentagem
Concreto armado	77,48
Concreto protendido	14,76
Metálica	1,12
Mista	2,36
Madeira	4,27

Fonte: DNIT (2017).

Analisando-se a Tabela 2.13 é possível concluir que mais de três quartos das pontes são de concreto armado. Além disso, considerando os dados sem contabilizar o número de OAEs não informadas, as estruturas construídas utilizando-se vigas de concreto armado representam 57,06% do total.

No que concerne a extensão das pontes e dos viadutos brasileiros, cerca de 68% têm menos de 50 metros, conforme pode ser analisado na Tabela 2.14 a seguir (DNIT, 2017).

Tabela 2.14 – Extensão das pontes e dos viadutos brasileiros

Extensão (m)	Frequência relativa (%)	Frequência acumulada (%)
0 a 10	12,95	-
10,1 a 20	16,40	29,35
20,1 a 30	14,90	44,25
30,1 a 40	14,48	58,73
40,1 a 50	9,31	68,05
50,1 a 60	7,34	75,39
60,1 a 70	4,80	80,19
70,1 a 80	3,38	83,57
80,1 a 90	2,68	86,24
90,1 a 100	1,76	88,01
mais de 100	11,99	100,00

Fonte: DNIT (2017).

No quesito largura, cerca de 87% das pontes e dos viadutos catalogados pelo DNIT (2017) possuem menos de 13 metros, conforme a Tabela 2.15.

Tabela 2.15 – Largura das pontes e dos viadutos brasileiros

Largura (m)	Frequência relativa (%)	Frequência acumulada (%)
0 a 10	45,19	-
10,1 a 11	18,15	63,34
11,1 a 12	9,64	72,98
12,1 a 13	13,30	86,28
13,1 a 14	7,16	93,45
14,1 a 15	1,43	94,88
15,1 a 20	2,47	97,35
20,1 a 30	1,96	99,31
30,1 a 40	0,41	99,73
40,1 a 50	0,08	99,80
mais de 50	0,20	100,00

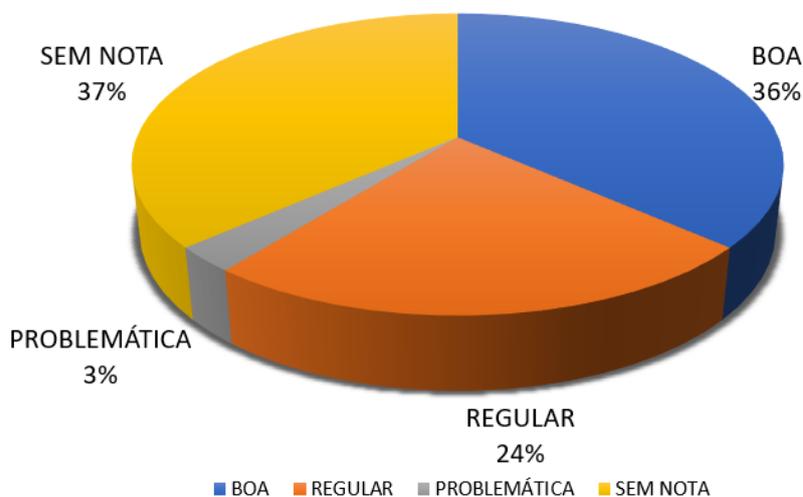
Fonte: DNIT (2017).

Silva, Barreto Monteiro e Vitória (2018) inspecionaram 332 Obras de Arte Especiais nas rodovias federais do estado de Pernambuco com o intuito de se identificar as condições estruturais, funcionais, de durabilidade e período de construção das mesmas. Das OAEs analisadas, 50,60% foram projetadas utilizando-se o trem-tipo de 360 kN, 7,83% com o trem-tipo de 240 kN e 28,31% com o trem-tipo de 450 kN e em 13,25% das obras não foi possível estabelecer (SILVA; MONTEIRO; VITÓRIO, 2018).

No que se refere aos danos nas OAEs, segundo o estudo conduzido pelos autores, os fatores que contribuíram “para a ocorrência e a evolução dos danos” por eles estudadas são quatro. A falta de políticas, estratégias e informações suficientemente atualizadas por parte do poder público. A falta de conhecimento aprofundado acerca dos “desempenhos dos materiais utilizados nas construções”. Cita-se, também, “fato de muitas delas terem sido projetadas e construídas em épocas nas quais as normas não consideravam os conceitos voltados para a garantia de uma maior durabilidade”. Por fim, destaca-se a “progressiva evolução do fluxo e do peso dos veículos, com significativo aumento das cargas móveis transmitidas às estruturas, que não foram dimensionadas para tais valores” (SILVA; MONTEIRO; VITÓRIO, 2018, p. 91).

Ainda de acordo com o DNIT (2017), as OAEs foram classificadas de acordo com suas condições de conservação, seguindo os critérios estabelecidos na Norma DNIT 010/2004 – Pro, conforme tabela D1 que se encontra no Anexo D. Aplicando-se os critérios da referida tabela, tem-se o Gráfico 2.3.

Gráfico 2.3 - Condição das OAEs levantadas no Brasil segundo Norma DNIT 010/2004



Fonte: Adaptado de DNIT (2017).

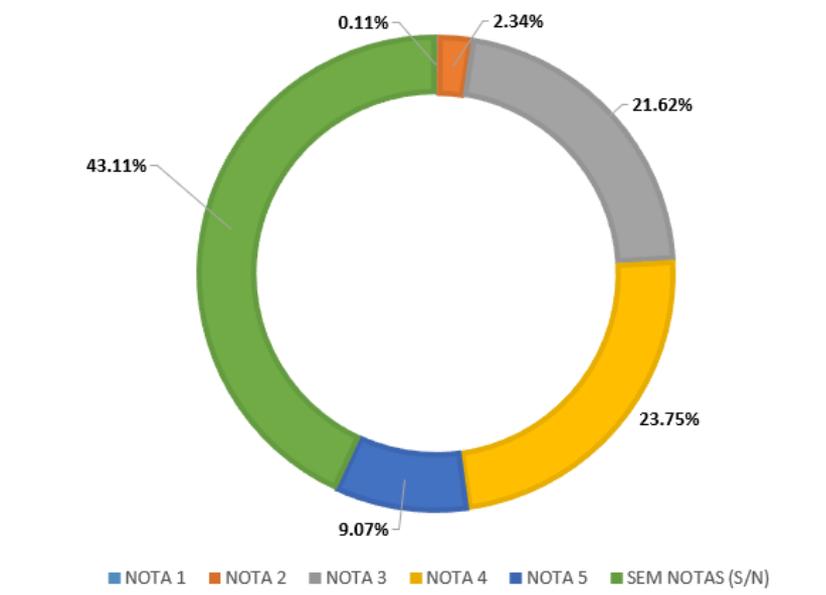
Analisando-se o Gráfico 2.3 verifica-se mais de um terço das obras analisadas não possuem nota, o que pode refletir a falta de informações acerca dessas obras. O estado de Minas Gerais aquele com o maior número de OAEs sem nota, 542 obras, seguido do estado do Rio de Janeiro, 465 OAEs e do estado de Rio Grande do Sul, com 375 OAEs.

Minas Gerais é também o estado com o maior número de OAEs em condição “Boa”, com 554 obras, seguido de Santa Catarina, com 308 OAEs e Pernambuco com 293 obras. Já a Bahia possui o maior número de OAEs em condição “Problemática”, são 44, seguido de Minas Gerais com 29 e da Paraíba com 23 obras. Por sua vez, São Paulo, estado do qual se utiliza os dados de tráfego nesta dissertação, 6% estão em condição “Boa”, 3% em “Regular” e 90% não tem nota, reflexo da falta de informação sobre elas.

Seguindo os critérios da NBR 9452/2016 também se avaliou as 8.336 OAEs levantadas pelo DNIT seguindo os critérios e notas da na tabela D2 presente no Anexo D.

O Gráfico 2.4 apresenta os resultados da avaliação encontrados seguindo-se os critérios da NBR 9452/2016.

Gráfico 2.4 - Condição das OAEs levantadas no Brasil segundo NBR 9452/2016



Fonte: Adaptado de DNIT (2017).

Para a ABCR (2019):

Todas as rodovias concedidas, federais, estaduais ou municipais, tem em seus contratos previsão de inspeções periódicas em 100% das pontes, viadutos, túneis e passarelas que compõem cada trecho concedido. Via de regra, quando se inicia um novo contrato, a concessionária realiza uma inspeção cadastral inicial e classifica a obra em termos de risco estrutural, funcional e de durabilidade. Esta inspeção inicial é então atualizada anualmente, onde a classificação é reavaliada. Caso esta classificação atinja um patamar crítico, a OAE em questão passa por uma Inspeção Especial, que avalia integralmente todas as Patologias e propõe Terapias correspondentes. Todos esses relatórios são compartilhados com o Poder Público e as intervenções passam por aprovação das Agências Reguladoras (ABCR, 2019).

Baroni (2010, p. 25) esclarece que “o crescente volume de tráfego de cargas pesadas acelera o processo de consumo de vida útil” de pontes e viadutos, pois atinge-se mais rapidamente “o número de ciclos críticos que pode levar à falha por fadiga”.

Vitório (2008) realizou a inspeção de 40 pontes e viadutos de rodovias federais para avaliar o risco estrutural das mesmas. Ele analisou pontes nos estados de Pernambuco, Piauí, Bahia e Ceará, estados que atualmente possuem 1774 OAEs (21,21% do total) (DNIT, 2017). O autor observou que 52,5% das 40 pontes analisadas possuem fissuras nas vigas principais (VITORIO, 2008)

Vitório e Barros (2013) realizaram a inspeção em 100 pontes “ de oito rodovias federais brasileiras, cuja finalidade inicial foi identificar as manifestações patológicas e diagnosticar as

condições de estabilidade estrutural para a elaboração de projetos de recuperação, reforço e alargamento, conforme cada caso”, entre os anos de 2010 e 2011 (VITÓRIO; BARROS, 2013, p. 69).

Ou autores avaliaram pontes construídas desde 1940, das quais apenas 29% foram construídas após os anos 2000. Como o artigo dos autores é de 2013, ano no qual a Norma atual entrou em vigor, pode-se inferir que todas as 100 pontes por eles analisadas foram construídas utilizando-se a Norma anterior (VITÓRIO; BARROS, 2013).

Os principais danos estruturais encontrados por Vitório e Barros (2013) nas 100 pontes analisadas e verificou-se que os principais problemas eram infiltrações e eflorescências, desprendimento do concreto do tabuleiro e armações expostas e oxidadas nos tabuleiros (VITÓRIO; BARROS, 2013).

3. O PROCESSO DA FADIGA

A norma americana “LRFD Bridge design specifications”, da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO, 2014) define a fadiga como sendo “um fenômeno de falha material causada por aplicações repetidas de uma carga. Quando aplicadas com pouca frequência, essas cargas não causariam efeitos indesejáveis, mas, quando aplicadas repetidamente, podem levar a falhas” (AASHTO, 2014, p. 3.18).

A despeito disso, Baroni (2010, p. 30) esclarece que sob o olhar da engenharia a fadiga pode ser compreendida como “a ruptura que envolve a formação e o crescimento de uma fissura em um componente estrutural” oriundas das deformações que os carregamentos variantes ao longo no tempo causam. Logo, após um “determinado número de ciclos” pode ocorrer a fratura da estrutura ou do membro estrutural em função do “acúmulo de danos e coalescência de defeitos da estrutura cristalina” (BARONI, 2010, p. 32).

Os fatores que influenciam as variações de tensões na fadiga são: a geometria dos veículos, as cargas por eixos, as dimensões dos veículos, a composição do tráfego (o histórico do tráfego no local analisado) e os efeitos dinâmicos desse tráfego (EUROCODE 1, 2003). Belisário (2015, p. 4) esclarece que:

De maneira geral pode-se separar o processo de ruptura por fadiga em três etapas, são elas: (a) origem da fissura ou fratura – localizado nos pontos de concentração de tensão, nesta etapa os danos na peça se desenvolvem de forma lenta; (b) propagação da fissura – o dano é incrementado a cada ciclo de tensão suportado pelo material; (c) ruptura final – ocorre quando a fissura atinge um estado de abertura crítica (BELISÁRIO, 2015, p. 4).

Sendo a fadiga “a progressiva deterioração de uma estrutura pelo crescimento de fissuras devido às variações de tensões (ciclos) resultantes da aplicação de cargas repetidas, tais como induzidas em componentes de pontes sob cargas” reais de veículos pesados, esses ciclos podem ser baixos ou altos (HABEEBA; SIBEENA; ANJUSHA, 2015, p. 2561).

No caso dos ciclos baixos “predominam variações de tensão com pequenas amplitudes, deformações elásticas e um número alto de ciclos até a falha do elemento estrutural” (JUNGES, 2017, p. 58). Já nos ciclos altos “predominam variações de tensão com grandes amplitudes, deformações plásticas e um número baixo de ciclos até a falha do elemento” (JUNGES, 2017, p. 58). A variação de tensão é dada pela diferença entre as tensões máxima e a mínima, sendo essa variação expressa pela equação 3.1:

$$\Delta\sigma = \sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n} \quad (\text{Equa\c{c}\~{a}o 3.1})$$

Onde:

$\Delta\sigma$ é a varia\c{c}\~{a}o de tens\~{a}o

$\sigma_{m\acute{a}x}$ é a tens\~{a}o m\acute{a}xima

$\sigma_{m\acute{i}n}$ é a tens\~{a}o m\acute{i}nima

J\~{a} a amplitude da tens\~{a}o σ_a e a tens\~{a}o m\acute{e}dia σ_m s\~{a}o dadas respectivamente por:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n}}{2} \quad (\text{Equa\c{c}\~{a}o 3.2})$$

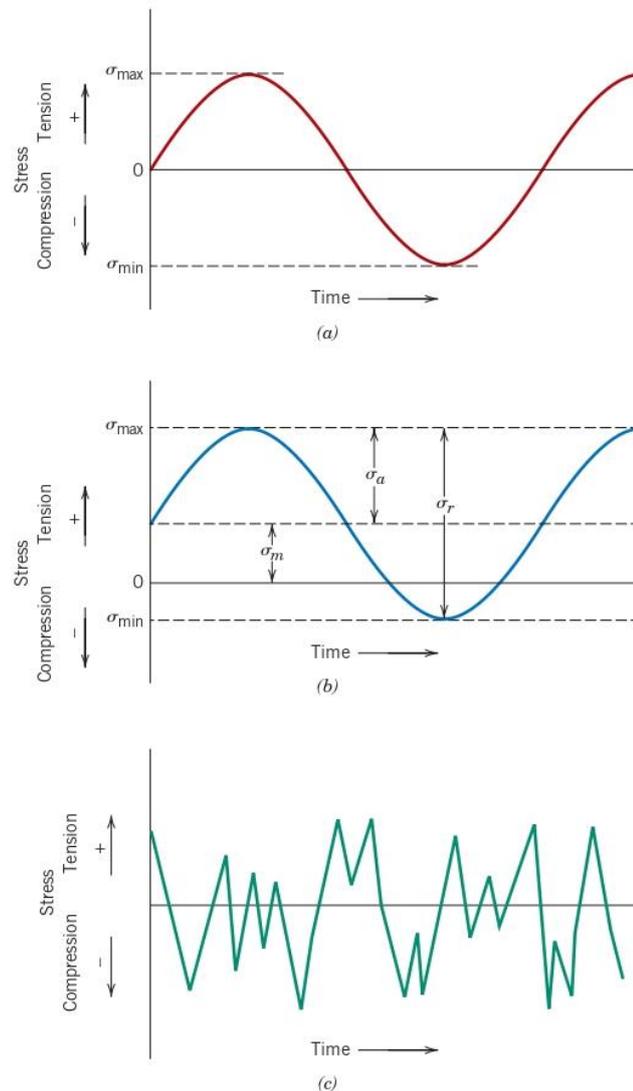
$$\sigma_m = \frac{\sigma_{m\acute{a}x} + \sigma_{m\acute{i}n}}{2} \quad (\text{Equa\c{c}\~{a}o 3.3})$$

A raz\~{a}o R entre as tens\~{o}es é expressa por:

$$R = \frac{\sigma_{m\acute{i}n}}{\sigma_{m\acute{a}x}} \quad (\text{Equa\c{c}\~{a}o 3.4})$$

Ao longo do tempo as tens\~{o}es podem apresentar tr\~{e}s modos distintos, conforme Figura 3.1, onde os termos em ingl\~{e}s “stress”, “tension”, “compression” e “time” significam, respectivamente, “tens\~{a}o”, “tra\c{c}\~{a}o”, “compress\~{a}o” e “tempo”. Al\~{e}m disso, σ_r significa o mesmo que varia\c{c}\~{a}o de tens\~{a}o apresentado na equa\c{c}\~{a}o 3.1. A parte (a) da figura apresenta o ciclo reverso de tens\~{a}o, no qual h\~{a} varia\c{c}\~{a}o nas tens\~{o}es m\acute{a}xima de tra\c{c}\~{a}o e m\acute{i}nima de compress\~{a}o de igual magnitude, resultando em uma tens\~{a}o m\acute{e}dia igual a zero. A parte (b) da figura mostra um ciclo de tens\~{a}o repetido, no qual as m\acute{a}ximas e m\acute{i}nimas tens\~{o}es s\~{a}o assim\~{e}tricas em rela\c{c}\~{a}o ao eixo de tens\~{a}o nula. A parte (c) da figura apresenta ciclos de tens\~{a}o vari\~{a}veis, nos quais a amplitude e a frequ\~{e}ncia variam aleatoriamente (CALLISTER, 2007).

Figura 3.1 – Variação de tensão com o tempo



Fonte: CALLISTER (2007).

Zhang, Li e Stang (2001) e Baroni (2010) explicam que ao longo dos anos o fenômeno da fadiga tem sido estudado por diversos pesquisadores. No século XIX Wohler e Spangenberg apresentou as chamadas Curvas S-N (Stress-Number); em 1874 Gerber apresentou métodos para o cálculo da vida de fadiga para diversos ciclos de tensão. Basquin, em 1910, apresentou a expressão matemática que correlacionava os dados das Curvas S-N; já em 1945 Miner propôs uma equação linear com a qual se verificava o dado acumulado por fadiga de forma a se obter a probabilidade de ruptura.

Em 1960, Coffin e Manson apresentaram uma relação empírica entre a vida de fadiga e valores das deformações plásticas; na década de 60, Paris explicou o funcionamento do surgimento e crescimento de uma trinca devido à fadiga no concreto; além dos estudos de

Peterson que permitiram o estabelecimento da relação entre os níveis de tensão e a resistência à fadiga (ZHANG; Li; STANG, 2001; BARONI, 2010).

Conforme colocado por Brighenti, Carpinteri e Corbari (2013) e Keerthana e Chandra Kishen (2018), há diferentes metodologias para se analisar o efeito da fadiga nos materiais, dentre eles menciona-se a Lei de Paris-Erdoga, a Mecânica da Fratura e o princípio ou mecânica do Dano Acumulado. Keerthana e Chandra Kishen (2018) destacam a importância das últimas duas abordagens ao afirmar que as mesmas têm sido amplamente empregadas pelo meio científico para “caracterizar o comportamento à fadiga do concreto” (KEERTHANA; CHANDRA KISHEN, 2018, p. 278).

Dentre as diferentes metodologias adotadas na análise de fadiga, neste trabalho é utilizado o princípio do Dano Acumulado, ou regra de Palmgren-Miner. Essa abordagem é adotada devido ao fato de que na fadiga de pontes ocorrerem variações não uniformes de tensões (SANTOS; PFEIL, 2014), conforme demonstrado Figura 3.1 (c). Segundo Pimentel, Bruhwiler e Figueiras (2008) e Wang, Zhai e Wang (2015), o dano acumulado D relaciona linearmente o número de ciclos experimentados n com o número de ciclos necessários para levar à estrutura à ruptura N :

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (\text{Equação 3.5})$$

Onde:

- D dano acumulado
- n_i número de ciclos experimentados
- N_i número N de ciclos necessários para levar a estrutura à ruptura por fadiga

Wang, Zhai e Wang (2015, p. 3) explicam que o dano acumulado de fadiga D é “linearmente proporcional a n_i para cada variação de tensão $\Delta\sigma_i$ ”. Freitas (2014, p. 24-25) comenta que “a aplicação do Método do Dano Acumulado tem como principal vantagem o seu rigor, dada a ausência de fórmulas de conversão e simplificação”. A autora ainda completa ao afirmar que “quando o estudo se foca num número reduzido de elementos, a aplicação deste método pode ser viável”, como é o caso deste trabalho que analisa vigas longarinas de concreto armado (FREITAS, 2014, p. 24-25).

Branco, Fernandes e Castro (1999) pontuam as seguintes conclusões acerca dos resultados obtidos para o dano acumulado D :

- $D > 1$ – A vida útil real à fadiga da peça estrutural analisada é inferior à prevista, portanto, a falha estrutural por fadiga ocorrerá durante a vida útil estimada, o que requer que medidas sejam adotadas para se retardar e/ou controlar tal processo;
- $D = 1$ – A vida útil real à fadiga da peça estrutural analisada é a prevista;
- $D < 1$ – A vida útil real à fadiga é superior à prevista, portanto, a peça estrutural possui um tempo de vida útil, ou vida residual (VR).

Com isso, pode-se determinar o tempo de vida útil à fadiga, aqui denominado VU:

$$VU = \frac{\text{tempo_de_análise}}{D} \quad (\text{Equação 3.6})$$

Onde:

VU é a vida útil à fadiga

tempo_de_análise refere-se ao período de dados coletados

Neste contexto, faz-se relevante esclarecer os conceitos de Vida Funcional da Obra e Vida Útil de Projeto (VUP). Branco e Paulo (2012, p. 2) explicam que “a caracterização da vida de uma ponte tem de começar pela definição da sua vida funcional, ou seja, pela caracterização da máxima capacidade de tráfego pretendida” durante a vida funcional das OAEs.

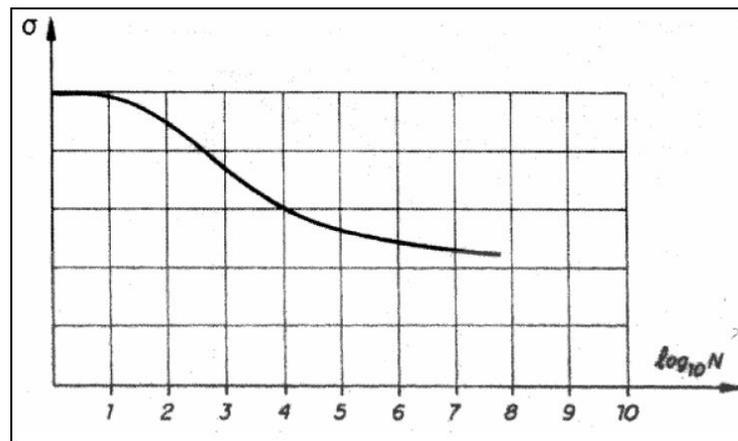
Os autores ainda pontuam que a “vida funcional é frequentemente inferior à vida estrutural da ponte” e, uma vez que os problemas comecem a ocorrer nessas estruturas devem passar por processo de reabilitação, “por exemplo aumentando a sua largura ou construindo uma nova ponte perto” daquela com problemas, “de modo a garantir a manutenção da qualidade funcional da travessia” (BRANCO, PAULO, 2012, p. 2).

De acordo com Branco, Paulo e Garrido (2013, p. 5), a VUP “está associada às condições de segurança e de utilização da estrutura, nomeadamente garantindo que não ocorram situações de colapso, deformações excessivas, etc.”. Ozyildirim (2007) e Branco e Paulo (2012) esclarecem que pontes e viadutos costumavam ser projetados para uma VUP de 50 anos e que atualmente esse tempo passou para 75 anos e em alguns países e a depender da significância da obra, de 100 a 120 anos. Portanto, a vida útil à fadiga está relacionada à vida útil estrutural da ponte sob o aspecto da fadiga.

Nesse contexto, a vida útil à fadiga (VU) refere-se ao tempo de serviço de uma ponte frente às condições de tráfego analisadas, sendo o tempo durante o qual a estrutura tem desempenho satisfatório, sob certas condições de uso e exposição. Ademais, a VU é definida em função do número de ciclos até a ruptura.

Além disso, quando se aborda o fenômeno da fadiga, um conceito de grande relevância deve ser discutido, as chamadas Curvas S-N ou Curvas de Wöhler. Essas curvas são representações gráficas que relacionam o módulo da tensão (S) com o número de ciclos (N) necessários para se levar um material à ruptura e são traçadas a partir de dados experimentais (BARONI, 2010). Ademais, para alguns materiais elas são construídas empregando-se escala logarítmica (JUNGES, 2017). A figura 3.2 apresenta um exemplo de Curva S-N. Na verificação à fadiga nas armaduras, essas curvas são amplamente empregadas, como é discutido mais à frente.

Figura 3.2 – Exemplo de Curva S-N



Fonte: BARONI (2010)

Portanto, para que se possa estimar o tempo de vida útil à fadiga é necessário que se disponha do histórico de cargas, sua sequência e “informações sobre os materiais empregados” (JUNGES, 2017, p. 61). Junges (2017, p. 60) explica que “no caso de avaliação de fadiga em pontes, não se tem informações do histórico de carregamento e as sequências de carga às quais a estrutura foi submetida até aquele ponto”. Nesse sentido, emprega-se as curvas S-N como informações iniciais (Stephens *et al.*, 2001 *apud* JUNGES, 2017).

3.1 FADIGA NOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO – ABNT NBR 6118

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 192) estabelece que a verificação da fadiga em pontes seja feita através da determinação da combinação frequente de ações, mesmo que o fenômeno “seja controlado pela acumulação do efeito deletério de solicitações repetidas”, isto é, pelo processo do dano acumulado. Para tanto, a combinação frequente de ações é dada pela equação 3.7.

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gik} + \psi_1 \cdot F_{q1k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot F_{qjk} \quad (\text{Equação 3.7})$$

Onde:

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações em Estado Limite de Serviço (ELS)

F_{gik} são as ações permanentes

F_{q1k} são as ações variável principal

F_{qjk} são as ações variáveis secundárias

ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente, sendo igual a 0,5 para verificação de vigas

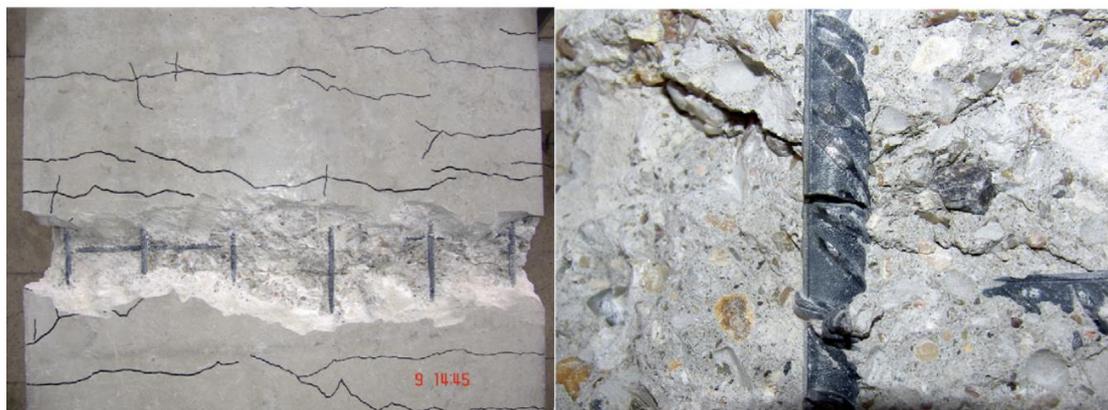
ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente

Ações de fadiga de alta intensidade, isto é, capazes de provocar danos com menos de 20.000 ciclos não são abordadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo apenas as ações de média e baixa intensidade e número de repetições de até 2.000.000 de ciclos tratados pela norma. Ainda de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 193), “para a consideração do espectro de ações, admite-se que podem ser excluídas aquelas de veículos com carga total até 30 kN, para o caso de pontes rodoviárias”.

Schlaflí e Bruhwiler (1998), Ray e Kishen (2014) e Ruiz *et al.* (2015) sustentam que o comportamento mecânico de elementos de concreto armado está intimamente ligado ao comportamento da armação. Com isso, a ruptura do elemento está associada à ruptura da armação, que na maioria das vezes ocorre à flexão (SCHLAFLI; BRUHWILER, 1998, RAY; KISHEN; 2014, RUIZ *et al.*, 2015).

A Figura 3.3 apresenta a ruptura por fadiga de um elemento de concreto armado. Conforme observa-se na figura, o concreto está bastante fissurado, mas a ruptura deu-se na armação.

Figura 3.3 – Falha por fadiga em um elemento de concreto armado



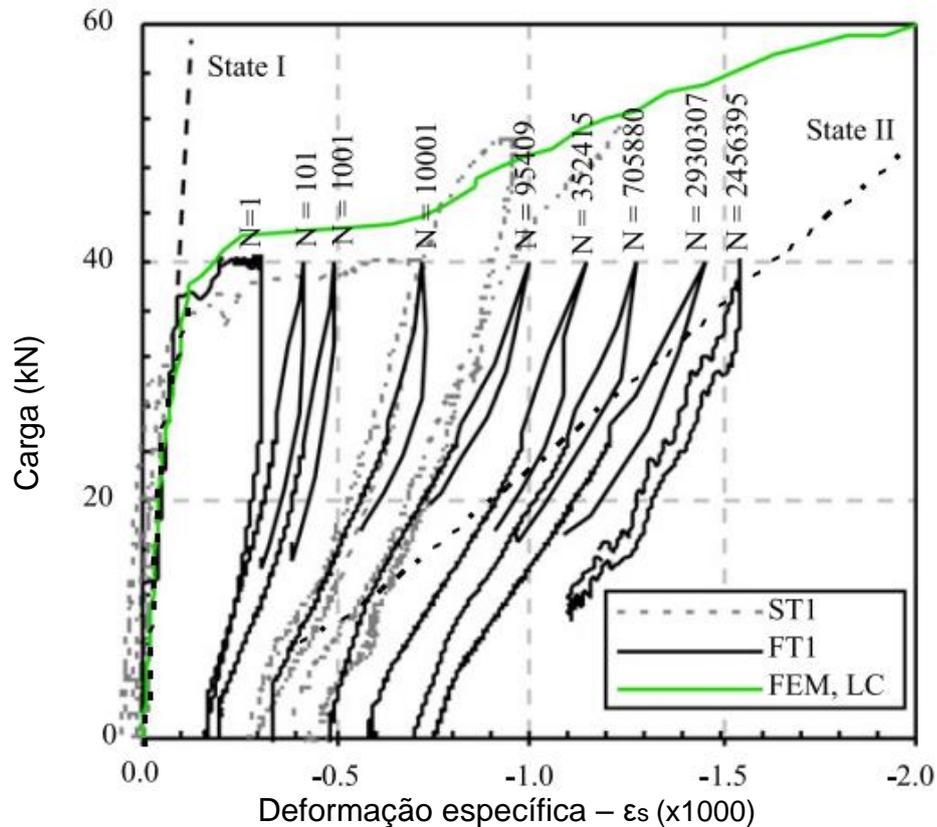
Fonte: ZANUY, MAYA, FLUENTE. (2011)

Maggi (2004, p. 8) explica que a fadiga no concreto “começa em uma escala microscópica e é associada ao aumento da abertura das fissuras e à redução da rigidez”. Dentre os fatores que influenciam a resistência do concreto à fadiga citam-se: “variação de tensão, histórico das ações, propriedades dos materiais, frequência das ações, gradiente de tensão e períodos de folga” (MAGGI, 2004, p. 8).

Zanuy, Maya e Fluente (2011) pontuam que em termos gerais os ciclos repetidos atuantes em um membro estrutural fazem com que o mesmo perca rigidez em função das fissuras excessivas e das deformações. Essa perda de rigidez deve-se à degradação do concreto em sua região comprimida e à redução do chamado “*tension stiffening*”. Junges (2017, p. 91) explica que “o termo *tension stiffening* refere-se à capacidade do concreto em suportar tensões de tração entre fissuras devido à transferência de forças das barras para o concreto por meio da aderência”.

A figura 3.4 apresenta a redução do *tension stiffening* à medida que se aumenta o número de ciclos, baseado nos ensaios realizados por Zanuy, Maya e Fluente (2011). Destacam-se dois fatos relevantes acerca da figura: primeiramente, à medida que se aumenta o número de ciclos mais se aproxima do Estádio II puro; e a redução gradual do *tension stiffening* é fruto da perda de aderência entre as barras de aço e o concreto. Por esse motivo, nos cálculos analíticos para se determinar as tensões no concreto e no aço emprega-se o momento de inércia do Estado II. Na figura 3.4, o termo em inglês “State I” significa “Estádio I” e o termo “State II” significa “Estádio II”. Além disso, ST1 e FT1 são as vigas testadas e FEM, LC é um modelo com a ação de cargas controladas modelado em um software de elementos finitos.

Figura 3.4 – Falha por fadiga em um elemento de concreto armado



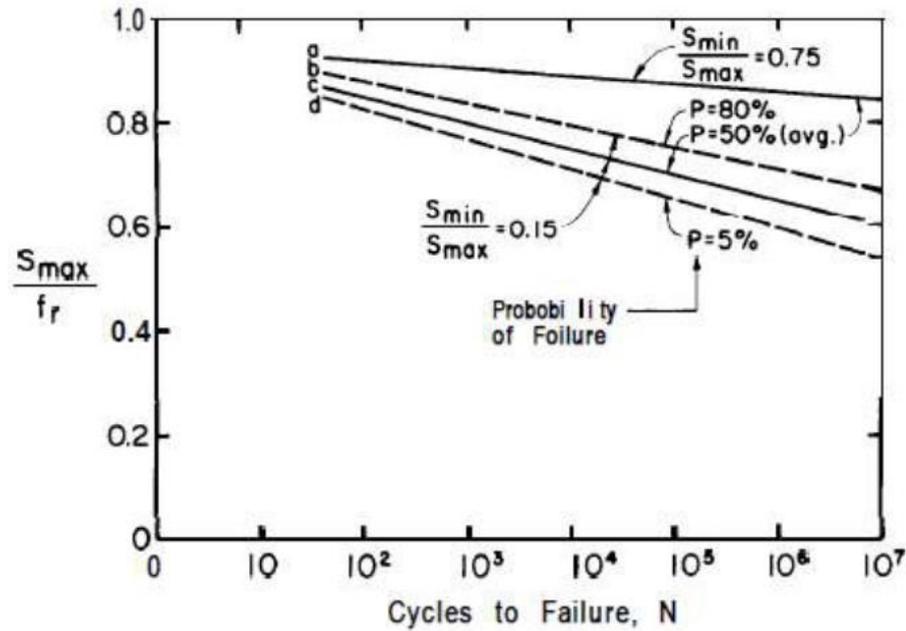
Fonte: Adaptado de Zanuy, Maya, Fluyente. (2011).

3.2 FADIGA NO CONCRETO

De acordo com o Instituto Americano de Concreto, através da norma ACI 215R-74 “Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading”, “quando o concreto é submetido a repetidas cargas, ele pode apresentar fissuras excessivas e, eventualmente, pode apresentar ruptura após um número suficiente de cargas repetidas”, mesmo que a carga máxima aplicada seja menor que a resistência estática no membro estrutural analisado (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI, 1997, p. 2).

A Figura 3.5, retirada do Manual ACI 215R-74 (1997), mostra um gráfico que relaciona a razão entre a tensão máxima $S_{m\acute{a}x}$ e resistência estática f_r , interpretada como resistência à fadiga, com o número de ciclos necessários para a ruptura N . Ao se analisar a figura é possível observar que quanto menor a razão entre a tensão mínima $S_{m\acute{i}n}$ e a tensão máxima $S_{m\acute{a}x}$, em outras palavras, quanto maior amplitude de tensões para um mesmo número N de ciclos, menor a resistência à fadiga. Ademais, P representa a probabilidade de falha.

Figura 3.5 – Resistência à fadiga para viga de concreto simples



Fonte: ACI 215R (1997).

Ray e Kishen (2011) e Keerthana e Kishen (2018) alegam que ao contrário de materiais metálicos e cerâmicos, a fratura por fadiga no concreto ainda é uma área que requer estudos. Os autores ainda explicam que isso ocorre porque o concreto é um material heterogêneo e que possui “uma região em processo de fissuração em larga escala” (RAY; KISHEN, 2011, p. 75).

De acordo com a NBR 6118:2014 a verificação à fadiga para o concreto à compressão é realizada utilizando-se a equação 3.8:

$$\eta_c \cdot \gamma_f \cdot \sigma_{c,máx} \leq f_{cd,fad} \quad (\text{Equação 3.8})$$

Onde:

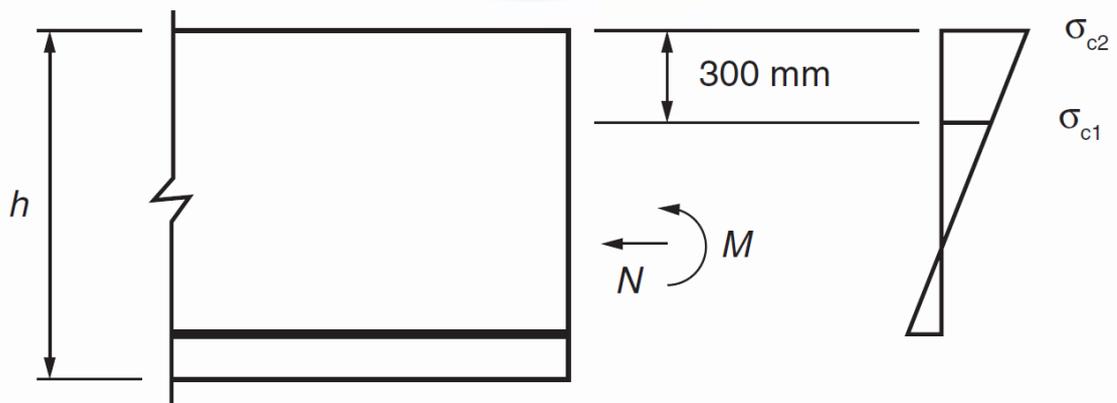
$$f_{cd,fad} = 0,45 \cdot f_{cd} \quad (\text{Equação 3.9})$$

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \left(\frac{|\sigma_{c1}|}{|\sigma_{c2}|} \right)} \quad (\text{Equação 3.10})$$

Onde:

η_c	fator que considera o gradiente de tensões de compressão no concreto
γ_f	coeficiente de ponderação das ações
$\sigma_{c,máx}$	tensão de compressão máxima no concreto
$f_{cd,fad}$	resistência de cálculo à compressão do concreto na fadiga
f_{cd}	resistência de cálculo à compressão do concreto
σ_{c1}	é o menor valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob a combinação relevante de cargas
σ_{c2}	é o maior valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob a mesma combinação de carga usada para cálculo de $ \sigma_{c1} $

Figura 3.6 – Definição das tensões σ_{c1} e σ_{c2}



Fonte: ABNT (2014).

Conforme pontuado por Baroni (2010, p. 42-43), “quando os dados da curva S-N se aproximam de uma reta na escala log-linear” a equação matemática da curva é dada por:

$$\sigma_a = C + D \cdot \log N \quad (\text{Equação 3.11})$$

Onde C e D são valores constantes determinados.

De acordo com Thun (2006, p. 22), Aas-Jakobsen (1970) realizou melhorias nas Curvas S-N ao examinar “a influência da tensão da tensão mínima” na resistência à fadiga.

Ainda segundo o autor, Aas-Jakobsen (1970) demonstrou que a relação entre a tensão máxima e a resistência estática $\left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{f_c}\right)$ e a tensão mínima e a resistência estática $\left(\frac{\sigma_{m\acute{i}n}}{f_c}\right)$ para um ciclo $2 \cdot 10^6$ de é linear. Partindo dessas colocações e da relação R entre as tensões, obtém-se a equação 3.12 válida para $0 < R < 1$:

$$\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{f_c} = 1 - \beta \cdot (1 - R) \cdot \log N \quad (\text{Equação 3.12})$$

Onde:

β é a inclinação da Curva S-N e para R=0 valor 0,064

Já estudos conduzidos por Tepfers e Kutti (1979) (THUN, 2006) mostraram que para um valor de ciclos de 10^6 a equação 3.12 passa a ser:

$$\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{f_{cm}} = 1 - \beta \cdot (1 - R) \cdot \log N \quad (\text{Equação 3.13})$$

Onde:

f_{cm} é a resistência média do concreto à compressão

β é a inclinação da Curva S-N e nos cálculos realizados neste trabalho será utilizado igual a 0,0800

As tensões máxima e mínima no concreto podem ser determinadas através das equações:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x} \cdot x_s}{I_{II}} \quad (\text{Equação 3.14})$$

$$\sigma_{c,mín} = \frac{M_{mín} \cdot x_s}{I_{II}} \quad (\text{Equação 3.15})$$

Onde:

$\sigma_{c,máx}$	máxima tensão de compressão no concreto
$\sigma_{c,mín}$	mínima tensão de compressão no concreto
$M_{máx}$	momento máximo
$M_{mín}$	momento mínimo
x_s	distância da linha neutra até à face superior
I_{II}	momento de inércia no Estádio II

Portanto, sabendo-se as tensões atuantes no material, pode-se determinar o número de ciclos com o qual o membro estrutural apresentará falha quanto à fadiga

3.3 FADIGA NA ARMADURA

Schlaflí e Bruhwiler (1998) esclarecem que a propagação da fadiga na armadura pode ser dividida em duas fases. Na primeira fase a propagação das trincas dá-se de forma estável, já na segunda fase observa-se uma fratura frágil na seção restante (SCHLAFLI; BRUHWILER, 1998). O manual ACI 215R-74 ainda acrescenta que a fadiga na armação é o que gera maiores preocupações para os projetistas (ACI, 1997).

Baroni (2010, p. 42) esclarece que “os fatores que influenciam a resistência das barras de aço à fadiga são: tensão mínima, diâmetro das barras, tipo de viga, geometria das deformações, curvatura e emenda das barras”.

Nas barras de aço para o concreto armado, a verificação da fadiga é feita através da equação 3.16, segundo a NBR 6118:2014:

$$\gamma_f \cdot \Delta\sigma_s \leq \Delta f_{sd, fad} \quad (\text{Equação 3.16})$$

Onde:

γ_f é o coeficiente de ponderação das ações, dado pelo item 11.7 da NBR 6118:2014.

$\Delta f_{sd, fad}$ é a variação de tensão resistente do aço na fadiga

$\Delta \sigma_s$ é a variação de tensão no aço

Sendo que os valores de $\Delta f_{sd, fad}$ são dados segundo a Tabela 23.2 da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), apresentados através das tabelas 3.1 e 3.2.

Tabela 3.1 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços de armadura passiva dentro do concreto

Armadura passiva – Aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd, fad, mín}$, para 2×10^6 ciclos (MPa)									
Caso (D é o diâmetro da dobra)	ϕ (mm)								Tipo
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25\phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25\phi$ $D = 5\phi < 20$ mm $D = 8\phi \geq 20$ mm	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos $D = 3\phi$ 10 mm	85	85	85	-	-	-	-	-	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄

Fonte: Adaptado de ABNT (2014).

Tabela 3.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços de armadura ativa dentro do concreto

Armadura ativa		
Caso	Valores de $\Delta f_{sd, fad, mín}$, para 2×10^6 ciclos (MPa)	Tipo
Pré-tração, fio ou cordoalha retos	150	T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110	T ₂
Cabos retos	150	T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70	T ₃

Fonte: Adaptado de ABNT (2014).

A vida útil à fadiga no aço pode ser determinada através da equação 3.17, segundo Santos e Pfeil (2014, p. 41):

$$N = N_{fad} \left(\frac{\Delta \sigma_{fad}}{\Delta \sigma} \right)^m \quad (\text{Equação 3.17})$$

Onde:

N_{fad} é dado pela Tabela 3.3

$\Delta \sigma_{fad}$ é igual ao $\Delta f_{sd, fad}$

m é a inclinação do trecho, dada pela NBR 6118:2014, item 23.5.5, como pode ser visto na Figura 3.7 (Figura 23.2 da NBR 6118:2014)

Tabela 3.3 – Tipos de curva S-N

Tipo	N_{fad}	k_1	k_2
T ₁	10^6	5	9
T ₂	10^6	3	7
T ₃	10^6	3	5
T ₄	10^7	3	5

Fonte: Adaptado de ABNT (2014).

As tensões máxima e mínima no aço podem ser determinadas através das equações:

$$\sigma_{s,máx} = \alpha_E \cdot \frac{M_{máx} \cdot x_i}{I_{II}} \quad (\text{Equação 3.18})$$

$$\sigma_{s,mín} = \alpha_E \cdot \frac{M_{mín} \cdot x_i}{I_{II}} \quad (\text{Equação 3.19})$$

Onde:

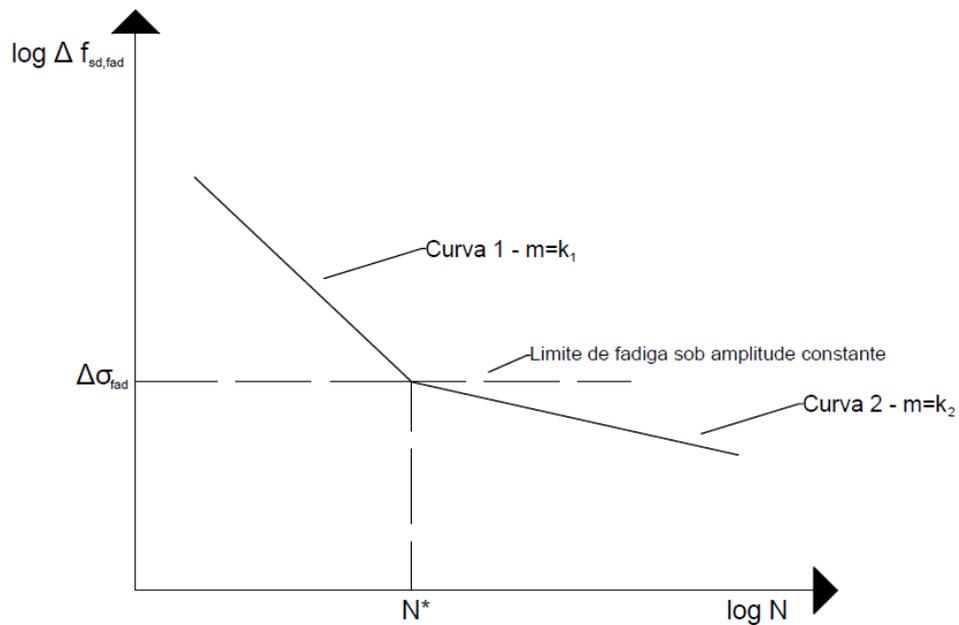
$\sigma_{s,máx}$ máxima tensão de compressão no aço

$\sigma_{s,mín}$ mínima tensão de compressão no aço

x_i distância da linha neutra até à face inferior

α_E relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto

Figura 3.7 - Formato das curvas de resistência característica à fadiga (curvas S-N) para o aço



Fonte: Adaptado ABNT (2014)

Como neste trabalho serão empregadas armaduras passivas, a curva S-N pode assumir dois valores, $k_1 = 5$ e $k_2 = 9$. Partindo disso, pode-se determinar as constantes $Const_1$ e $Const_2$ para ambas as curvas através das seguintes equações:

$$Const_1 = (\Delta\sigma_{sd,fad})^5 \cdot N \quad (\text{Equação 3.20})$$

$$Const_2 = (\Delta\sigma_{sd,fad})^9 \cdot N \quad (\text{Equação 3.21})$$

Para diferentes valores de $\Delta f_{sd,fad}$, para 10^6 ciclos tem-se os valores das constantes conforme tabela 3.4

Tabela 3.4 – Valores de $\Delta f_{sd,fad}$

$\Delta f_{sd,fad,min}$ (MPa)	$Const_1$	$Const_2$	$\Delta f_{sd,fad}$ (MPa)
190	3,64E+17	6,45E+26	205,21
185	3,18E+17	5,08E+26	199,81
180	2,78E+17	3,97E+26	194,41
175	2,41E+17	3,08E+26	189,01
165	1,80E+17	1,81E+26	178,21
150	1,12E+17	7,69E+25	162,01

Fonte: Próprio Autor (2019).

Portanto, toda vez que $\Delta\sigma_s$ for maior que $\Delta f_{sd,fad}$, as áreas de aço devem ser multiplicadas pelo coeficiente de fadiga k .

$$k = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta f_{sd,fad}} \quad (\text{Equação 3.22})$$

3.4 ESTUDOS RELEVANTES

Neste item serão elencados os estudos mais relevantes por ordem cronológica, apresentando as respectivas conclusões obtidas.

Luchi (2006) realizou análises em pontes celulares com vãos variados de 30 a 200 metros (m), com o intuito de verificar “os momentos fletores no meio do vão, e forças cortantes adjacentes aos apoios, em obras isostáticas, e momentos fletores no apoio central de pontes contínuas de dois vãos” (LUCHI, 2006, p. xvii). Tais verificações foram realizadas utilizando-se os antigos trens-tipos normativos TB 360 (360 kN de peso total) e TB 450 (450 kN de peso total), da extinta NBR 7188, de 1984, e com base nos dados obtidos dos veículos reais da rodovia SP-310, no ano de 2005.

O Luchi (2006) concluiu que, no período analisado, o TB 450 era o mais adequado para representar o tráfego de veículos reais, uma vez que até aquele momento o mais empregado era o TB 360. Ademais, frente aos resultados encontrados, o autor concluiu que “a existência do acostamento, ou de qualquer espaço adicional onde não há tráfego regular, é de fundamental importância” (LUCHI, 2006, p. 171). Isso porque, ao se projetar, aplica-se a carga ao longo de toda a extensão do tabuleiro que forneça efeitos desfavoráveis para o efeito estudado (LUCHI, 2006).

Rossigali (2006) conduziu seus estudos no âmbito de comparar as cargas reais de tráfego e os então veículos tipo normativos, segundo a antiga NBR 7188, de 1948 (ABNT, 1984). Os dados dos veículos utilizados foram coletados entre 1999 e 2002. O autor analisou “pontes em grelha com duas longarinas típicas da malha rodoviária brasileira, com vãos entre 10 m e 40 m, sujeitas à passagem de veículos isolados” (ROSSIGALI, 2006, p. iii).

De acordo com os resultados obtidos, Rossigali (2006) concluiu que no caso do antigo veículo de 360 kN, os esforços solicitantes reais eram maiores que os oriundos do veículo normativo. Já os resultados obtidos da comparação entre o veículo de 450 kN e os veículos reais mostram que o TB 450 era representativo à época dos resultados.

Carvalho, Lima e Ferreira (2007) analisaram o momento fletor em três tipos de pontes diferentes com vão de 36 m empregando o TB 450 e uma combinação de veículos pesados, tendo-se utilizado o rodotrem de 740 kN. Foram analisadas pontes com duas e três vigas e seção celular e em todas as análises o “momento máximo quando são considerados os novos caminhões é maior que os do veículo padrão” da então norma de pontes em vigor [NBR 7188:1984] (CARVALHO; LIMA; FERREIRA, 2007, p. 1).

Ademais, considerando-se que significativo número das OAEs brasileiras foram projetadas com a NBR 7188 (ABNT, 1984) a conclusão dos autores de que “a liberação de veículos nas pontes rodoviárias brasileiras de grandes vãos pode trazer graves consequências” faz-se pertinente mesmo o trabalho sendo de 2007 (CARVALHO; LIMA; FERREIRA, 2007, p. 15). Conforme explicado pelo DEER-MG (2019), pontes com mais de 40 anos de idade “já apresentam problemas decorrentes de insuficiência de capacidade de carga

por terem sido dimensionadas para carga móvel inferior ao TB-450”, entretanto, as mesmas “têm sido alargadas e reforçadas para o TB-450 já com as novas considerações de coeficiente de impacto e verificação do Estado Limite Último de Fadiga”.

Cabe citar também o trabalho desenvolvido por Pimentel, Brühwiler e Figueiras (2008) no qual analisaram analiticamente os danos devido à fadiga na armação de vigas simplesmente apoiadas de pontes rodoviárias de concreto armado de pequenos vãos. Os principais objetivos dos autores era “avaliar as consequências do aumento das cargas de tráfego” e, utilizando-se o Eurocode determinar as condições mais propícias à ocorrência da fadiga (PIMENTEL; BRÜHWILER; FIGUEIRAS, 2008, p. 215).

Para tanto, os autores aplicaram o método do Dano Acumulado e as curvas S-N para se estimar o dano e a vida útil à fadiga na armadura longitudinal das vigas simplesmente apoiadas de três pontes de concreto armado com 5,0, 7,5 e 10,0 m (PIMENTEL; BRÜHWILER; FIGUEIRAS, 2008).

Os autores concluíram que o aumento do valor das cargas por eixos dos veículos é algo mais preocupante que o aumento no volume de tráfego em si. A armadura longitudinal é a mais afetada pelo fenômeno da fadiga frente ao número elevado de veículos pesados. Além disso, eles chamam atenção para a importância de se conhecer o fluxo real de veículos para cada ponte para se obter uma determinação de vida útil à fadiga mais precisa (PIMENTEL; BRÜHWILER; FIGUEIRAS, 2008).

Os autores ainda advogam que faz-se necessário a existência de mais pesquisas sobre o real comportamento dinâmico de pontes de concreto armado de curtos a médios vãos, a fim de se “definir um coeficiente de amplificação dinâmico mais apropriado e realista para os cálculos de fadiga” (PIMENTEL; BRÜHWILER; FIGUEIRAS, 2008, p. 221).

Vitório (2008) realizou a inspeção de 40 pontes e viadutos de rodovias federais para avaliar o risco estrutural dos mesmos. Ele analisou pontes nos estados de Pernambuco, Piauí, Bahia e Ceará, estados que atualmente possuem 1774 OAEs (DNIT, 2018). O autor observou que 52,5% das 40 pontes analisadas possuem fissuras nas vigas principais (VITORIO, 2008).

Uma vez que o processo de fadiga está associado ao surgimento de fissuras, sendo essas em um primeiro momento microscópicas, as quais vão aumentando de diâmetro até levar a estrutura ao colapso (GONÇALVES, 2003), o surgimento de fissuras em vigas pode ser um indicativo da ocorrência da fadiga. Para Costa (2009), a evolução de cargas rodoviárias causa fadiga, que por sua vez manifesta patologias como fissuras e deformações.

Baroni (2010) conduziu um estudo analítico sobre as consequências na redução da vida útil à fadiga no concreto fruto do aumento no número de veículos pesados. Para tanto, ela comparou os esforços resultantes de veículos reais que trafegavam na BR 290 entre os

períodos de 2002 a 2009. A autora analisou dois modelos de pontes com duas longarinas de seção retangular constante, transversinas seções transversais diferentes, uma com 10 m e outra com 13 m e com vãos de 10, 15 e 20 m (BARONI, 2010).

A autora concluiu que o TB 450 era “inadequado para o dimensionamento de vigas com balanços submetidas a fluxos de veículos” reais (BARONI, 2010, p. 204). Além disso, “o crescimento do volume de fluxo de veículos pesados está acelerando os danos e reduzindo a vida útil de fadiga no concreto esperada de vigas de tabuleiro de pontes, sendo especialmente sensíveis as vigas de pequenos vãos com balanço (projetadas para trem-tipo 360 kN e 450 kN)” (BARONI, 2010, p. 205).

No que tange à verificação dos danos causados por veículos pesados em vigas de pontes de concreto armado, Pircher *et al.* (2011) investigaram experimentalmente os danos relativos à fadiga em três pontes, por meio das deformações medidas. A análise se concentrou na análise da fadiga na armação utilizando-se o princípio do Dano Acumulado (PIRCHEER *et al.*, 2011).

Os autores monitoraram as três pontes por 8 semanas, sendo uma das pontes em laje, a outra com duas vigas contínuas e a terceira também em laje, mas com três vãos. Os resultados obtidos pelos autores indicaram que:

Os danos causados por eventos singulares, como a passagem de veículo pesado, em relação aos efeitos nocivos do tráfego cotidiano diferiram significativamente entre as pontes consideradas. Para uma das pontes, o maior dano de eventos de tráfego singular foi computado para passagens de veículos especiais de transporte. A mesma ponte também foi encontrada para exibir o maior dano por uma única passagem em relação ao tráfego médio diário. Passagens de caminhões curtos e pesados com quatro e cinco eixos foram identificados como os eventos de tráfego mais prejudiciais nas outras duas pontes (PIRCHEER *et al.*, 2011, p. 3555).

Albuquerque (2012) focou seus estudos no “cálculo da vida útil à fadiga de uma ponte sujeita a passagem de veículos reais de rodovias brasileiras através da consideração do acúmulo de danos conforme a regra de Palmgren-Miner” (ALBUQUERQUE, 2012, p. v). O autor realizou os cálculos para estimar os danos à fadiga utilizando os veículos reais apenas para a armadura longitudinal. O autor concluiu que “o aumento progressivo do tráfego e a má conservação da rodovia reduzem bastante a vida útil à fadiga das estruturas das pontes” (ALBUQUERQUE, 2012, p. 58).

Zhang, Xin e Cui (2012) pontuam que o crescimento econômico pelo qual a China tem passado nos últimos anos contribui de maneira direta para o aumento expressivo no tráfego de veículos pesados nas rodovias do país. Tal fato implica na resistência à fadiga de pontes

e viadutos rodoviários. Com isso, os autores analisaram pontes de concreto armado simplesmente apoiadas de 4 a 60 m de vão, em 54 estradas chinesas entre os anos de 1988 e 2005.

Os autores objetivavam avaliar se o coeficiente de fadiga proposto pelo código chinês para cargas móveis estava em conformidade com as cargas reais nas pontes. Através dos estudos conduzidos, os autores obtiveram algumas conclusões. Primeiramente, eles afirmam que o princípio do Dano Acumulado, ou regra de Palmgren-Miner, é um “método prático para se determinar o dano à fadiga” para vigas simplesmente apoiadas (ZHANG, XIN, CUI, 2012, p. 793).

Os autores também concluíram que “é recomendado que o coeficiente de dano relativos à fadiga seja atualizado para o novo” código chinês de cargas móveis de pontes rodoviárias, para pontes com vãos menores que 20 m (ZHANG, XIN, CUI, 2012, p. 793).

Estudos conduzidos por professores de universidade chinesas e americanas, Han *et al.* (2015), realizaram o monitoramento do tráfego em um longo período de tempo com o intuito de identificar as principais características de veículos extrapesados, tais como “tipo de veículo, distribuição de faixa, velocidade, peso do eixo, distância do eixo e a variação da taxa de fluxo ao longo do tempo” (HAN *et al.*, 2015, p. 1).

Os autores investigaram numericamente “a resposta de pontes e os fatores de amplificação dinâmica (DAFs)” para pontes típicas de 13 m de extensão e 25 m de comprimento (HAN *et al.*, 2015, p. 1). Os resultados obtidos dessas análises foram contrastados com aqueles especificados na norma americana AASHTO LRFD e com a chinesa. Para o fluxo de veículos por eles analisados, os autores concluíram que os momentos devido aos veículos pesados são inferiores quando comparados com aquele obtido pela normatização americana.

Habeeba, Sabeena e Anjusha (2015) estudaram a vida útil à fadiga de vigas “T” de pontes rodoviárias de concreto armado através de análises não-lineares com elementos finitos usando o ANSYS e o SAP-2000. A ponte escolhida para os estudos está localizada sobre o rio Iruvanjippuzha, na Índia. Os autores concluíram que o tempo remanescente de vida útil da laje da ponte era de 60 anos e das transversinas e vigas eram, respectivamente, 68 e 72 anos.

Rossigali *et al.* (2015, p. 124) relatam que é crescente a preocupação e a busca por modelos de cargas mais compatíveis com a realidade “para o projeto de pontes rodoviárias no Brasil” e tais modelos “estão em desenvolvimento com a montagem de um banco de dados de tráfego real, simulações de tráfego, modelagem analítico-numérica da interação dinâmica veículo-estrutura e extrapolações”. Considerando tal fato, os autores analisam pontes de

concreto armado de pequenos vãos, de 10 a 40 m, com pistas simples e duas faixas sob diferentes cenários de tráfego.

Os autores empregaram técnicas de confiabilidade estrutural e distribuições de probabilidade para se analisar o fluxo de veículos. Ao fim, eles concluíram que o modelo de cargas atual proposto pela NBR 7188:2013, “não é adequado para representar as solicitações reais e pode estar, em alguns casos, contra a segurança” (ROSSIGALI *et al.*, 2015, p. 124).

Almeida e Fortes (2016) monitoraram um viaduto na cidade de Salvador, construído entre 1989 e 1992 e fizeram análises utilizando-se os diferentes carregamentos recomendados pelas Normas de pontes brasileiras até o período atual. Além disso, “as considerações dos efeitos do carregamento móvel são analisadas por meio de modelos que têm como base o processo estocástico, para simulação estatística do tráfego ou na simulação do tráfego real” (ALMEIDA; FORTES, 2016, p. 4).

Os autores concluíram que há uma necessidade eminente de se avaliar a condição estrutural de pontes e viadutos projetados com normas anteriores à norma em vigência atualmente, “com o intuito de verificação da segurança estrutural” delas (ALMEIDA; FORTES, 2016, p. 10).

A Concessionária Rota do Oeste S.A. (2016) realizou levantamos e análises em 19 OAEs do quilômetro 000 ao quilômetro 835 da rodovia BR163, no Mato Grosso, com o objetivo de avaliar e analisar os “impactos gerados pelas cargas dos veículos que trafegam nas OAEs nos elementos portantes principais de suas estruturas, para quantificação dos efeitos da redução da vida útil” (ROTA DO OESTE S.A., 2016, p. 7). Ainda segundo a concessionária, tal estudo:

Visa gerar conhecimento científico-tecnológico para que se possa avaliar a condição atual de OAEs existentes, na ausência dos documentos de projeto e construção, e mensurar o impacto dos diferentes veículos que utilizam as rodovias, e suas respectivas cargas, na vida útil destas estruturas (ROTA DO OESTE S.A., 2016, p. 9).

Dentre as conclusões obtidas pelo estudo, observou-se que, para que as pontes atingissem o tempo de vida útil de 30 anos, período de concessão da rodovia, o número diário de veículos deveria ser de 9.000. Ademais:

A deterioração das estruturas das OAEs com o tempo em função do tráfego contínuo de veículos faz com que a resposta da estrutura para veículos com mesmo nível de carga seja amplificada. Com isso, é necessário o acompanhamento periódico do comportamento das estruturas das OAEs com intuito de avaliar e quantificar esse incremento nas deformações para mesmo

nível de carga a fim de corrigir a capacidade remanescente de vida útil em função do fluxo de veículos na rodovia e limitar o nível de carga que possa trafegar nas OAEs, caso necessário (ROTA DO OESTE S.A., 2016, p. 19).

Osumeje *et al.* (2016) conduziram estudos analíticos em uma ponte de concreto armado simplesmente apoiada com dois vãos de 15 m cada, totalizando 30 m, com o intuito de se analisar o comportamento das vigas de concreto armado à fadiga.

Dentre as conclusões obtidas, os autores pontuam que “fora claramente estabelecido que a falha na superestrutura de pontes de concreto armado submetida à fadiga é um problema de durabilidade bastante sério que não pode ser ignorado” sobretudo se a “estrutura está localizada em uma área de alta densidade de tráfego” (OSUMEJE *et al.*, 2016, p. 517).

Partindo do princípio que “o crescimento constante do tráfego pode representar um risco de segurança para as pontes em serviço, especialmente para as pontes de grandes vãos submetidas a impactos simultâneos devido à presença de vários caminhões pesados”, Lu *et al.* (2017) conduziram seus estudos (LU *et al.*, 2017, p. 1).

Os autores utilizaram metodologias de extrapolação estatística para se determinar o efeito dos veículos em pontes de grandes vãos. Dois exemplos numéricos foram desenvolvidos pelos autores e os resultados numéricos demonstraram que o incremento no tráfego “resulta em um rápido aumento das deflexões extrapoladas e na probabilidade de se exceder os limites de deflexões” (LU *et al.*, 2017, p. 12).

Jang e Mohammadi (2017) afirmam que os danos relativos à fadiga podem ser mais críticos em OAEs mais antigas visto que elas foram projetadas e construídas utilizando-se trens-tipo normativos concebidos para um volume de tráfego de caminhões inferior ao que se encontra nas rodovias atualmente.

Junges (2017) realizou pesquisas com o objetivo de “avaliar o comportamento à fadiga de pontes curtas de concreto armado considerando o tráfego normal dos veículos a partir de dados de monitoramento” (JUNGES, 2017, p.197). Para tanto, o autor analisou 2 pontes de concreto armado e o volume de veículos que trafegaram por elas entre 2013 e 2014. A primeira ponte analisada é sobre o rio Lambari, “formada por quatro longarinas apoiadas sobre pilares, resultando em um vão de aproximadamente 15 m, apresentando balanços nas extremidades, que totalizam um comprimento de 22,5 m” (JUNGES, 2017, p. 145). A outra ponte é sobre o rio Itinguijada e sua “superestrutura é apoiada em quatro pilares circulares, formando um vão central de aproximadamente 20 m e dois balanços em suas extremidades, totalizando aproximadamente 29,70 m” (JUNGES, 2017, p.173).

Em suas análises o autor concluiu que ambas as pontes, frente ao fluxo de veículos analisados, possuem tempo de vida útil à fadiga acima do qual elas foram projetadas. Além disso, ele concluiu que “caso a média das tensões equivalentes utilizadas”, isto é, dos veículos que trafegam na pontes, “leve a um valor de limites de fadiga para amplitude variável (VAFL) inferior a 30%, não se espera que ocorra fadiga em pontes de concreto armado durante a vida útil para a qual essas estruturas foram projetadas (50 anos)” (JUNGES, 2017, p.198).

Ao fim, Junges (2017) recomenda que se façam as mesmas análises com diferentes períodos com a finalidade de se observar a variação da fadiga com um número maior de dados de tráfego, ao longo dos anos.

Trabalhos mais recentes como o desenvolvido por Deng e Yang (2018) trataram da formulação de métodos para determinação da permissão e dos limites legais de pesos dos veículos pesados levando-se em consideração o dano acumulado de fadiga nas pontes. Os autores obtiveram resultados relativos ao dano por fadiga para diferentes variações de tensões em seus estudos e informam que tais resultados “podem ser usados para determinar o carga limite para pontes novas e antigas” (DENG; YAN, 2018, p. 7).

Como este trabalho de mestrado analisa o efeito da fadiga em vigas de concreto armado de diferentes vãos, o trabalho desenvolvido por Schneider e Marx (2018b) apresenta-se como fonte teórica relevante. Os autores advogam que pontes com vigas contínuas, simplesmente apoiadas, são “as mais desfavoráveis” a serem empregadas em pontes rodoviárias com veículos em alta velocidade (SCHNEIDER; MARX, 2018b, p. 396).

Apesar das pontes e dos viadutos construídos a partir de 2013 já utilizarem o trem-tipo de 450 kN, estudos conduzidos por Camargo, Lopes e Tolentino (2018) demonstram o conservadorismo da Norma brasileira de pontes. Entretanto, “a condição de comboio pode ocasionar solicitações maiores que aquelas pertinentes a um veículo-tipo da norma brasileira dependendo da distribuição das cargas e seus respectivos valores” (CAMARGO; LOPES; TOLENTINO, 2018, p. 10).

Braz *et al.* (2018, p.1; 4) analisaram “quatro modelos de ponte de concreto armado de duas longarinas à luz das normatizações brasileiras e europeias” e as quatro pontes são “hiperestáticas, com f_{ck} de 50 MPa, aço CA-50 e vãos principais de 20 m”. Ao se realizar a análise e comparação dos resultados, os autores verificaram que:

O tratamento normativo europeu se mostrou mais conservador que o brasileiro no que diz respeito à fadiga das armaduras e ao dimensionamento. Este comportamento é um reflexo do rigor normativo europeu que adota veículos de projeto e coeficientes de majoração das cargas específicos para a fadiga, bem como um único valor de resistência à fadiga para as diferentes bitolas de armadura (BRAZ *et al.*, 2018, p. 10).

Por fim, para o DEER-MG (2019):

O fenômeno [da fadiga] é conhecido e matematicamente avaliado devendo ser obrigatoriamente considerado nos dimensionamentos das peças estruturais. Contudo as profundas discrepâncias existentes entre os carregamentos móveis adotados pela NBR 7188 e os carregamentos reais impostos pelos veículos de carga nacionais podem gerar importantes distorções (DEER-MG, 2019).

4. METODOLOGIA

Para o mais efetivo desenvolvimento desta pesquisa, bem como para que a mesma se desenvolva de forma clara e científica, permitindo sua análise e posterior compreensão dos resultados, será apresentada a metodologia empregada na mesma.

4.1 PESQUISA BIBLIOGRÁFICA

À luz dos procedimentos técnicos esse trabalho fundamenta-se em uma vasta e profunda pesquisa bibliográfica a fim de se conhecer trabalhos prévios significantes. Como referencial teórico, são utilizados artigos científicos digitais provenientes de periódicos e congressos tanto em Línguas Portuguesa e Inglesa. Como exemplo, cita-se o Periódico Capes como ferramenta para tais buscas. Teses frutos de doutorados em inglês e português também serão usadas a fim de se obter um entendimento teórico mais aprofundando e amplo.

Os critérios para escolha dos artigos têm ocorrido da seguinte forma:

- Relevância e adequação ao tema da pesquisa. Tem-se procurado artigos, dissertações e teses que tratassem do tema abordado, com o foco para artigos científicos. Portanto, analisou-se a pertinência deles à questão principal e objetivos da pesquisa.
- Experiências acadêmicas e profissionais na área pesquisada. Procura-se por artigos que tenham sido escritos por profissionais com vasta experiência acadêmica na área. Seja através de grupos de pesquisa e/ou de outros trabalhos correlatos.
- Tipo e ano de publicação. Uma vez analisados os itens anteriores, levou-se em consideração o meio de publicação, sendo escolhidos artigos de periódicos e de anais de eventos, respectivamente.
- Língua de Publicação. Procurou-se artigos não apenas em língua portuguesa, mas também em língua inglesa a fim de ampliar o campo de buscas e analisar trabalhos e pesquisas que têm sido desenvolvidas fora do Brasil. Com isso, conferindo mais credibilidade ao tema dessa pesquisa.

Outrossim são empregados livros que sejam referência na área, bem como as Normas pertinentes, a exemplo citam-se a Norma de Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas, NBR 7188:2013, e a Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014, sobre o Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Nessa etapa os trabalhos analisados são apresentados de forma a fornecer informações sobre o estado da arte e, nos momentos pertinentes, análises críticas acerca do assunto apresentado. São estudados e elencados os métodos e formulações normativos pertinentes para o devido cálculo da fadiga de vigas de concreto armado, tanto no concreto quando no aço.

Além disso, também são realizadas entrevistas via e-mail, com a aplicação de um questionário com perguntas dissertativas aos órgãos responsáveis em âmbito estadual e nacional. Menciona-se a entrevista realizada com o DEER-MG, pois Minas é o estado com o maior número de OAEs, são 1.401, o que corresponde a 16,81% do total (DNIT, 2017), com a ABCR, por representar o setor de concessões de rodovias e com o DNIT, por ser uma autarquia federal vinculada ao Ministério dos Transportes, com o objetivo de “implementar a política de infraestrutura do Sistema Federal de Viação, compreendendo sua operação, manutenção, restauração ou reposição, adequação de capacidade e ampliação mediante construção de novas vias e terminais” (DNIT, 2019a). As íntegras das respostas concedidas por todos entrevistados encontram-se nos Anexos A, B e C desta dissertação.

4.2 DELINEAMENTO DA PESQUISA

No que concerne os objetivos, este trabalho é desenvolvido de forma descritiva já que contém coleta de dados e posterior caracterização e análise dos mesmos. Acrescenta-se, ainda, que esta pesquisa também apresenta um caráter explicativo visto que são investigados os efeitos na vida útil de fadiga nas vigas de pontes de concreto armado frente à variação do fluxo real de veículos pesados na mesma.

Esta pesquisa aborda o problema analisado de forma quantitativa uma vez que são realizados os levantamentos de dados acerca do volume anual de veículos pesados que trafegam em algumas rodovias paulistas. São analisados três trechos rodoviários, portanto, os dados numéricos anuais serão apresentados agrupados de acordo com cada trecho analisado. Tais dados foram coletados a partir das informações fornecidas pela ARTESP sobre os valores anuais de veículos de carga de 2 a 6 eixos de trechos rodoviários no estado de São Paulo.

Para tanto, os veículos são classificados de acordo com seu número de eixos e veículos especiais, segundo a Portaria do DENATRAN nº 63/2009 (capítulo 2). Com isso, são

utilizados os volumes anuais de fluxo dos mesmos dos últimos 9 anos (entre 2009 e 2017), conforme é apresentado no capítulo 6 desta dissertação.

A escolha do período de análise de 9 anos fora feita por três motivos. Primeiramente, esse é um período com significativo aumento no número de veículos pesados trafegando nas rodovias, conforme apresentado na Introdução (capítulo 1). Segundo, não há muitos trabalhos recentes no Brasil que tratem do processo de fadiga em vigas de pontes de concreto armado associado ao crescimento do fluxo de veículos pesados nesse intervalo de tempo e nas rodovias do estado de São Paulo. Terceiro, para que se tenha dados representativos para serem utilizados nos cálculos.

Acrescenta-se, ainda, o caráter numérico deste trabalho, visto que para o estudo da vida útil de fadiga em vigas de pontes são concebidas estruturas teóricas representativas para os cálculos. Nessa etapa são determinadas as características, geometrias e propriedades dos materiais das pontes escolhidas.

Logo, para se determinar ao tempo de vida útil à fadiga nas vigas, tanto no aço quanto no concreto, algumas variáveis são mantidas constantes e outras têm seus valores alternados (não constantes), conforme é possível analisar na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Variáveis analisadas

Constantes	Não constantes
Sistema estrutural da ponte	Vãos livres das vigas
Resistência característica de escoamento do aço	Número de vigas por tabuleiro
Resistência característica à compressão do concreto	Geometria da seção transversal das vigas
Número de faixas por tabuleiro	Número de veículos reais pesados
Módulos de elasticidade do concreto e do aço	Cargas móveis oriundas dos veículos reais de carga e cargas distribuídas
Trem-tipo Normativo (TB 450)	

Fonte: Próprio Autor (2019).

4.3 PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO

Como neste trabalho de mestrado não são realizadas investigações experimentais, o mesmo foca apenas nas análises numéricas do tema abordado. Para tanto, as avaliações numéricas aqui realizadas são através de Métodos Analíticos com a utilização das equações matemáticas descritas no capítulo 3 desta dissertação.

Sendo a vida útil à fadiga determinada através da metodologia do Dano Acumulado, são determinados os momentos fletores nas vigas (no meio do vão) de concreto armado através da utilização de análise estrutural 2D Ftool (Two-dimensional Frame Analysis Tool), que utiliza o Método da Rigidez Direta para a análise, idealizado pelo “professor Luiz Fernando Martha do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio” (FTOOL, 2008).

A escolha pela utilização do Ftool deve-se ao fato de ser uma ferramenta gratuita e por ser amplamente empregado em trabalhos técnicos e no meio acadêmico, seja como ferramenta pedagógica ou no meio científico. Ademais, destaca-se que a opção pelo Ftool advém do alto custo computacional que outros softwares de análise estrutural 3D e/ou baseados em modelos de cascas ou elementos finitos apresentam. O Ftool permite transformar elementos 3D como as pontes e as próprias vigas em elementos de barras e tal simplificação reduz o custo computacional requerido para se realizar as análises necessárias.

Nesse sentido citam-se alguns exemplos de documentos técnicos e científicos nos quais empregou-se o Ftool para se realizar as análises estruturais de cargas móveis em OAEs, evidenciando que apesar da simplificação adotada por ele, os resultados são compatíveis com aqueles obtidos em programas mais robustos de elementos finitos.

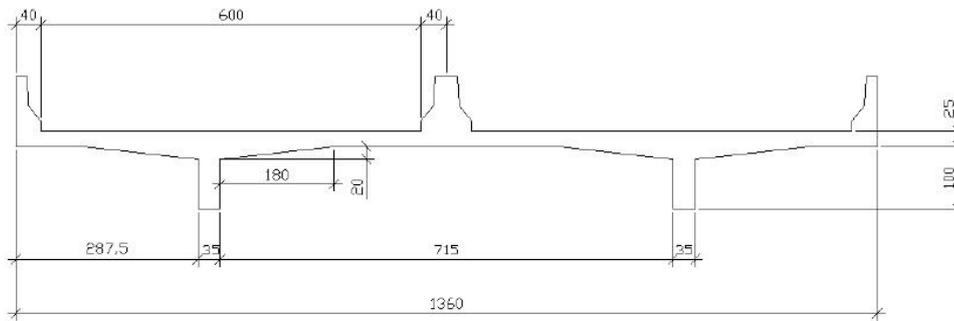
Primeiramente, menciona-se o relatório técnico elaborado pela concessionária de rodovias Rota do Oeste S.A. emitido para a Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT). Em seu relatório intitulado “Análise do impacto do tráfego na vida útil das OAEs”, a avaliação dos impactos oriundos das cargas dos veículos reais que “trafegam nas OAEs nos elementos portantes principais de suas estruturas, para quantificação dos efeitos da redução da vida útil” foi realizada (ROTA DO OESTE S.A., 2016, p. 7). A determinação da envoltória de momentos fletores das cargas permanentes e móveis analisadas deu-se por meio da utilização do Ftool.

Destaca-se, também, o trabalho de doutorado desenvolvido por Baroni (2010), mencionado anteriormente. Em seus estudos a autora empregou o Ftool na determinação dos momentos fletores atuantes nas vigas das pontes por ela analisadas. Mencionam-se também os trabalhos de Cruz Santos (2016), Turmina (2016), Medeiros (2016) e Moura *et al.* (2016) que utilizaram o Ftool como ferramenta de análise estrutural nas pontes por eles analisadas.

Além disso, para ratificar a escolha do Ftool como o software para determinação dos momentos fletores devido às cargas móveis, evidenciando sua aplicabilidade e eficiência, utilizou-se a ponte de concreto armado verificada à fadiga por Albuquerque (2012), mostrada na figura 4.1. Em seu trabalho, o autor determinou os mesmos momentos fletores devido às cargas móveis no meio do vão da viga de uma ponte de concreto armado de vão de 10 metros

com duas longarinas. Para tanto, o autor utilizou o software de elementos finitos SAP 2000, versão 14, Structural Analysis Program.

Figura 4.1 – Seção transversal da ponte analisada por Albuquerque



Fonte: Albuquerque (2012).

Com isso, realizou-se a determinação dos momentos fletores das mesmas cargas empregadas por Albuquerque, nas mesmas configurações por ele utilizadas, mas usando-se o Ftool. Fez-se a verificação para 5 tipos de veículos diferentes, cada qual com dois valores de cargas totais diferentes. Os resultados de ambas as análises se encontram na Tabela 4.2 a seguir. Já a tabela 4.3 apresenta os erros médios para cada tipo de veículo.

Tabela 4.2 – Comparação entre os momentos fletores no meio do vão: SAP 2000 (1) e Ftool (2)

Veículo	Carga total (kN)	Momentos (kN.m)		Variação entre os esforços pelos programas (1) e (2) (%)
		SAP 2000	Ftool	
O3C	229	392,9	396,3	0,88
2C	164	320,6	313,7	2,14
3C	229	441,6	433,3	1,88
2S2	338	400,1	389,0	2,77
2S3	426	623,2	632,4	1,48
O3C	332	569,6	575,1	0,96
2C	263	514,2	500,7	2,62
3C	332	640,3	650,8	1,64

2S2	392	464,0	451,0	2,80
2S3	549	803,2	814,8	1,44

Fonte: Próprio Autor (2019).

Tabela 4.3 – Erro médio entre os resultados do SAP 2000 e do Ftool

Veículo	O3C	2C	3S	2S2	2S3
Erro (%)	0,92	2,38	1,76	2,79	1,46

Fonte: Próprio Autor (2019).

O software gratuito Uni Calco, que é uma ferramenta computacional desenvolvida para o dimensionamento, detalhamento e verificação de seções retangulares e em “T”, de concreto armado, submetidas a flexão normal, desenvolvido por Marquesi e Carvalho (2019), é empregado na determinação do momento de inércia da seção fissurada no Estádio II e altura da linha neutra dos perfis “T” analisados. (<http://www.deciv.ufscar.br/calco/>)

Para que se possa fazer a determinação dos momentos fletores, é necessário que se conheça os carregamentos característicos verticais permanentes e as cargas móveis atuantes sobre a ponte e, por sua vez, nas vigas analisadas. Para a determinação dos momentos fletores na viga oriundos das cargas permanentes, são considerados todos carregamentos oriundos dos elementos constituintes da superestrutura da ponte analisada. Esses momentos calculados são característicos, isto é, sem a ponderação pelos coeficientes normativos.

São analisados três trechos rodoviários com volumes anuais de veículos de carga diferentes e para cada trecho rodoviário analisado, os procedimentos de cálculo seguintes apresentados na Figura 4.2 são realizados:

Etapa 1) Dimensionamento. Primeiramente, realiza-se o dimensionamento das vigas utilizando-se o veículo normativo brasileiro, TB 450, para as diferentes pontes com seus respectivos tamanhos de vãos variando, mantendo-se a extensão da seção transversal para todas. Feito isso, parte-se para as verificações.

Etapa 2) Determinação do tempo de vida útil no concreto e na armadura longitudinal. Nesta etapa, utilizando-se os valores obtidos nos dimensionamentos das pontes, calcula-se as envoltórias dos momentos fletores dos veículos reais analisados, categorizados de acordo com o número de eixos. Para cada trecho rodoviário analisado,

estima-se o tempo de vida útil à fadiga no concreto e na armadura longitudinal (à flexão) para as diferentes pontes analisadas.

Para que se possa avaliar o impacto dos veículos reais superestrutura da ponte, os carregamentos móveis característicos são utilizados para que sejam traçadas as respectivas envoltórias de momentos fletores, no Ftool. Destaca-se que os momentos aqui calculados são ponderados apenas pelo coeficiente de ponderação de cargas verticais, aqui denominado de CPCV, que é igual ao produto do CIV e do CNF obtendo-se, assim, novos valores de momentos, os quais são empregados nos cálculos da vida útil à fadiga da estrutura. Destaca-se que pelo elemento estrutural analisado ser viga, não se aplica o coeficiente CIA.

$$M_{CP} = M_k \cdot CIV \cdot CNF \quad (\text{Equação 4.1})$$

$$M_{CP} = M_k \cdot CPCV \quad (\text{Equação 4.2})$$

Onde:

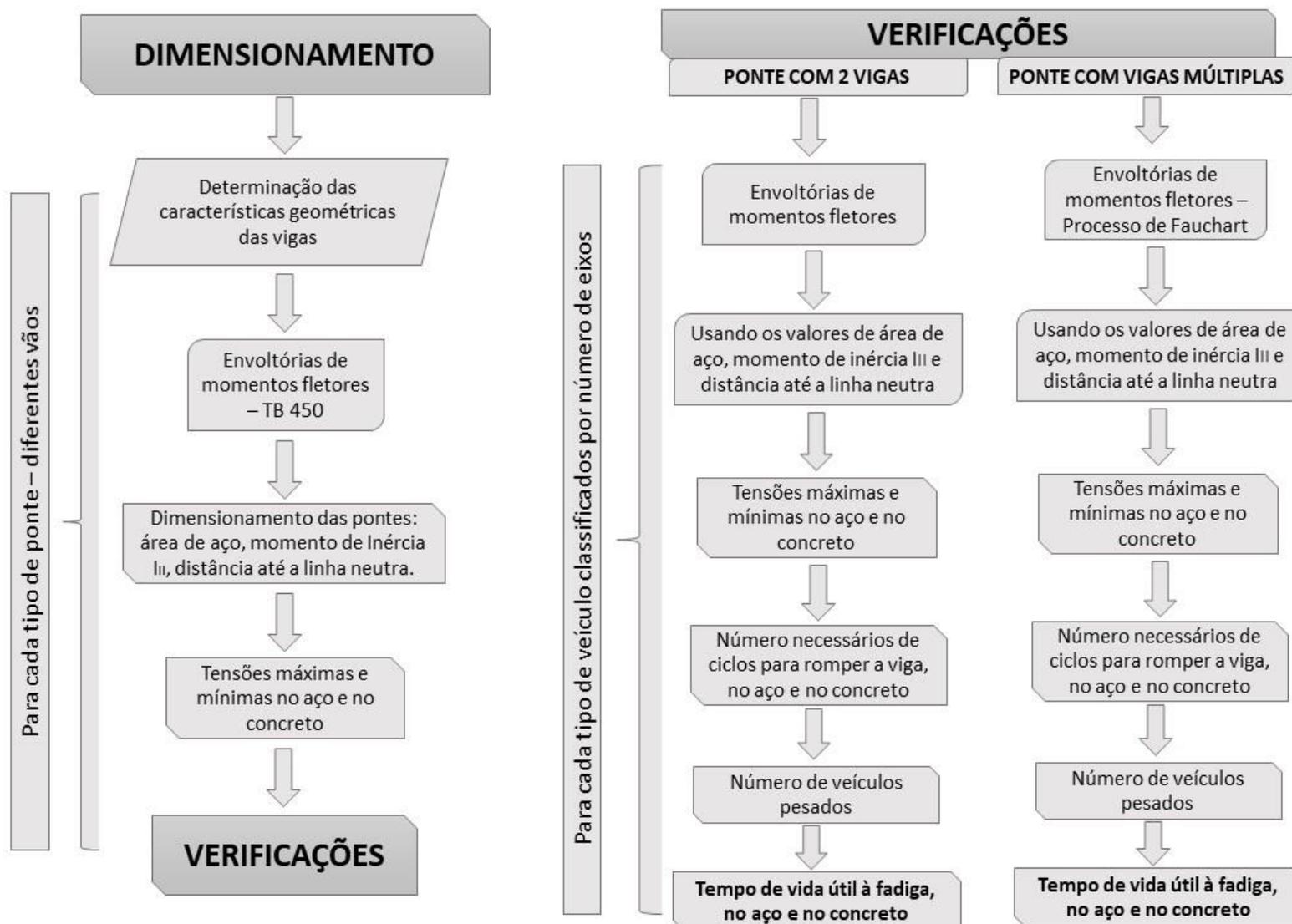
M_{CP} é o momento acrescido de todos os coeficientes de ponderação;

M_k é o momento característico.

Em seguida, utilizando-se as equações apresentadas no capítulo 3, são calculadas as tensões máximas e mínimas no concreto e no aço, respectivamente, para, então, possa-se determinar tempo de vida útil à fadiga em ambos os materiais, de acordo o número de veículos pesados em cada trecho rodoviário estudado. O fluxograma apresentado na Figura 4.2 sintetiza tais procedimentos.

Maiores informações acerca dos procedimentos de cálculos, considerações, dimensões das pontes, perfis transversais e propriedades dos materiais empregados encontram-se no capítulo 5.

Figura 4.2 - Procedimentos para os cálculos



Fonte: Próprio Autor (2019).

4.4 ANÁLISE DOS DADOS

Tendo-se realizado os cálculos explicados no item anterior deste capítulo, são analisados e discutidos os resultados obtidos para os diferentes tempos de vida útil à fadiga no concreto e na armadura longitudinal para as diferentes pontes teóricas analisadas com os variados números de vigas por tabuleiros. Sendo possível, dessa forma, responder às questões aqui debatidas.

4.5 DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO

Baseado nos procedimentos metodológicos explanados acima, apresenta-se, resumidamente, as seguintes etapas de desenvolvimento deste trabalho.

- 1) Levantamento e análise do referencial teórico.
- 2) Arrolamento das informações sobre a quantidade, tipologia estrutural e condições de conservação das pontes e viadutos brasileiros.
- 3) Levantamento do número anual de veículos pesados comerciais que trafegam em alguns trechos rodoviários do estado de São Paulo junto às concessionárias que operam nos respectivos trechos. Feito isso, os veículos serão agrupados por ano de análise, de acordo com a quantidade de eixos.
- 4) Concepção arquitetônica e estrutural das pontes de concreto armado a serem analisadas. Nesta etapa são estabelecidos a geometria da ponte, valores característicos dos materiais constituintes, número de vigas e o peso próprio dos elementos constituintes da ponte. São empregadas pontes com 2, 3 e 5 vigas de concreto armado por ponte. Vigas essas com seções transversais diferentes para os diferentes vãos adotados seguindo as diretrizes normativas da NBR 6118:2014 e dos manuais técnicos do DNIT.
- 5) Cálculo dos momentos fletores devido ao peso próprio da estrutura usando o Ftool.
- 6) Cálculo dos momentos fletores devido às cargas móveis, tanto para o trem-tipo normativo atual quanto para os veículos reais analisados, também se empregando o Ftool.
- 7) Utilização das equações analíticas para determinação do tempo de vida útil à fadiga do concreto e da armadura longitudinal das vigas da ponte analisada.

- 8) Como as análises são realizadas para pontes com 2, 3 e 5 vigas, as etapas 4 a 7 serão realizadas para cada sistema estrutural.
- 9) Análise crítica e comparação dos resultados obtidos para os diferentes sistemas estruturais empregados, comparando-se os resultados entre si.
- 10) Retoma-se os objetivos e as questões a serem respondidas e verifica-se se com os resultados obtidos os objetivos foram atendidos e as perguntas respondidas.

5. PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO

Este capítulo apresenta os procedimentos e as hipóteses de cálculo e os dados básicos usados na verificação da fadiga dos modelos numéricos de pontes fictícias apresentados em capítulos posteriores. Inicialmente se apresenta os dados geométricos e as características dos materiais que são empregados nos modelos. Depois mostra-se como é feito o cálculo da ação permanente e a determinação do trem tipo longitudinal (máxima carga móvel máxima atuante nas vigas). No caso de pontes com duas vigas é usado uma técnica usual e simplificada de cálculo analítico; já no caso das pontes com vigas múltiplas utiliza-se o Processo de Fauchart. Conclui-se esta parte inicial do capítulo apresentando a determinação da armadura longitudinal à flexão no estado limite último no meio do vão. O cálculo desta armadura é necessário para se obter a variação de tensões que ocorrem nas vigas de concreto armado estudadas nos diversos modelos de pontes.

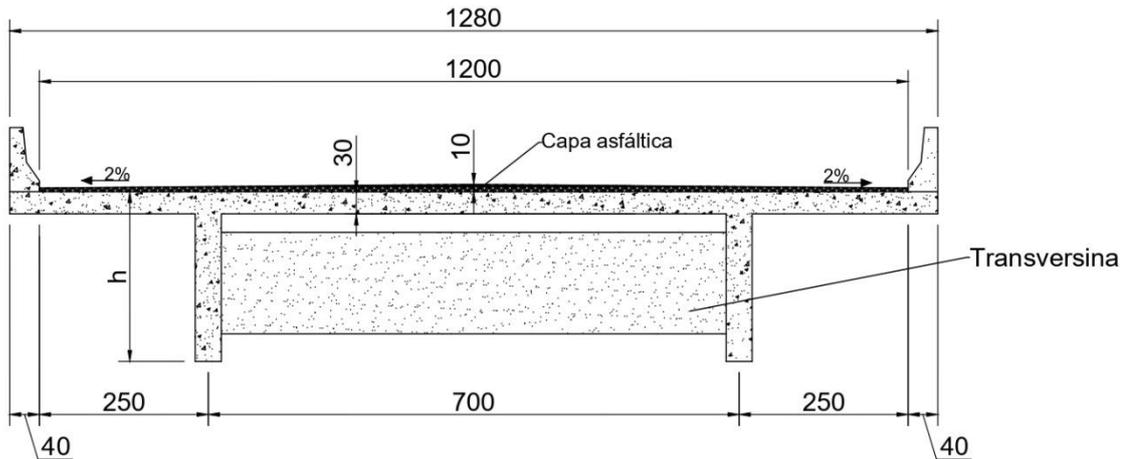
Após a descrição dos procedimentos para os cálculos básicos, são apresentados no item 5.6 os pesos e dimensões dos veículos usuais que trafegam nas rodovias brasileiras utilizados neste trabalho. No item 5.8 é mostrado um roteiro de como, usando a teoria já desenvolvida, pode-se determinar a vida útil à fadiga de uma ponte que será aplicada aos modelos de pontes escolhidos.

5.1 SISTEMA ESTRUTURAL E CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA

Para os cálculos e verificação à fadiga são utilizados três modelos teóricos com sistemas estruturais de acordo com exposto a seguir, sendo que todas seguem a seguinte nomenclatura $__L __T CA __$, onde L representa o número de longarinas, T de transversinas intermediárias e CA, que significa concreto armado, apresenta o vão da ponte. Além disso todas as pontes são isostáticas, conforme apresentado:

- **Pontes com duas vigas biapoias** – Essas estruturas apresentam vãos L de 10 m, 15 m e 20 m, respectivamente denominados 2L 1T CA 10, 2L 2T CA 15, 2L 3T CA 20, conforme a figura 5.1. A distância de 7,0 m adotada entre os eixos das vigas segue o recomendado pelo “Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais” (DNER, 1996), que indica que o espaçamento máximo para esse tipo de estrutura com duas vigas esteja entre 7,0 e 8,0 m.

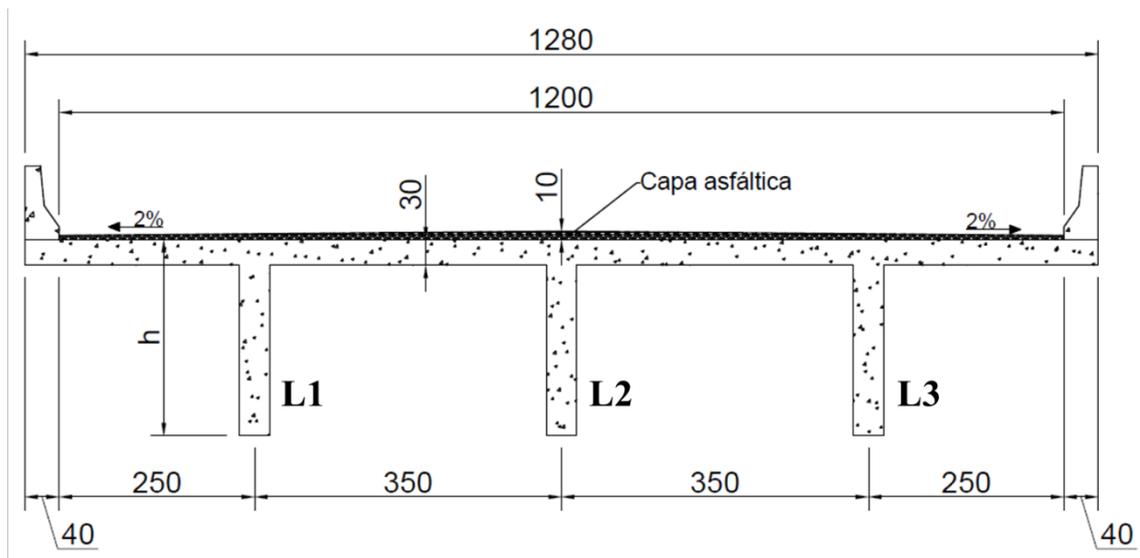
Figura 5.1 – Seção transversal da ponte com 2 vigas – cotas em centímetros



Fonte: Próprio Autor (2019).

- **Pontes com três vigas biapoiadas** – As pontes têm vãos L de 10 m, 15 m e 20 m, respectivamente denominados 3L OT CA 10, 3L OT CA 15, 3L OT CA 20, conforme a figura 5.2. A distância entre os eixos das vigas recomendada pelo “Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais” (DNER, 1996) é de 2,0 a 3,5 m, portanto, para as três pontes aqui estudadas é adotada a distância de 3,5 m entre os eixos das vigas.

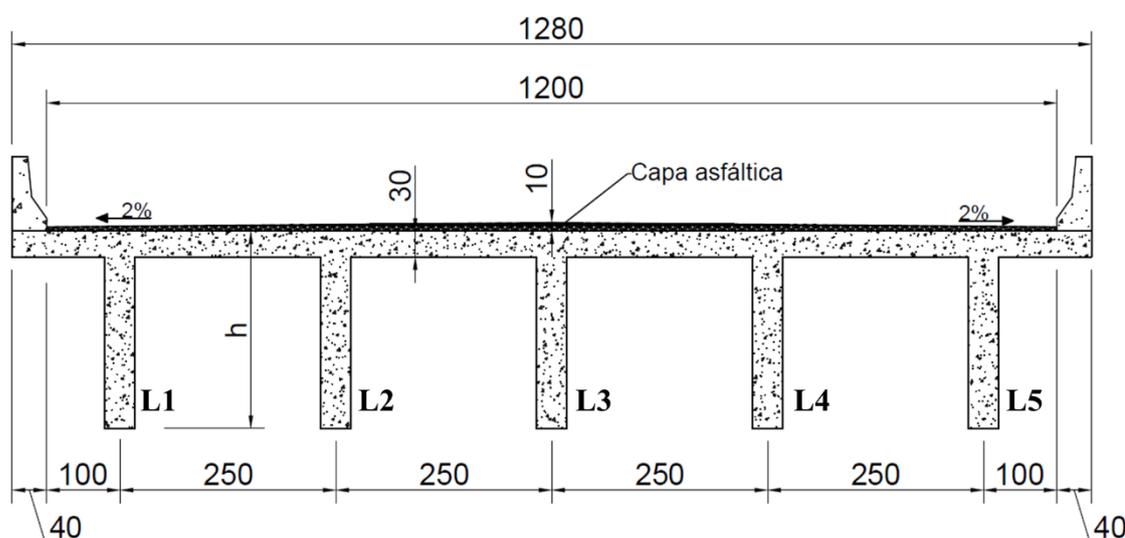
Figura 5.2 – Seção transversal da ponte com 3 vigas – cotas em centímetros



Fonte: Próprio Autor (2019).

- Pontes com cinco vigas biapoiadas** – Essas pontes apresentam vãos L de 10 m, 15 m e 20 m, respectivamente denominados 5L 0T CA 10, 5L 0T CA 15, 5L 0T CA 20, conforme a figura 5.3. A distância entre os eixos das vigas recomendada pelo “Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais” (DNER, 1996) é de 2,0 a 3,5 m, logo, nestes modelos de pontes com vigas adota-se a distância de 2,5 m entre eixos.

Figura 5.3 – Seção transversal da ponte com 5 vigas – cotas em centímetros

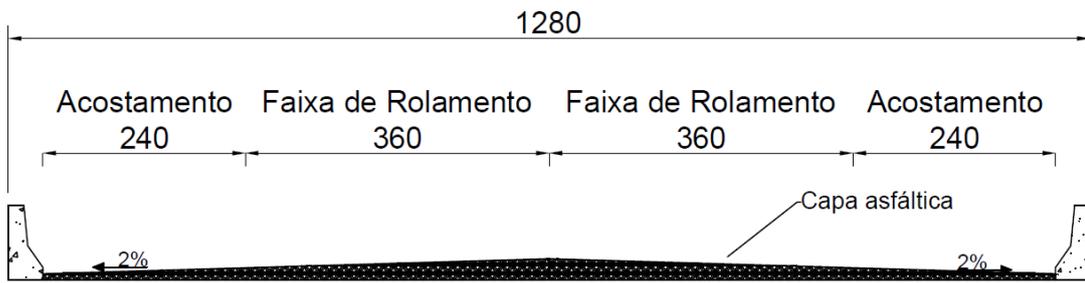


Fonte: Próprio Autor (2019).

Conforme apresentado no capítulo 2, 86,28% das pontes e dos viadutos brasileiros tem largura de até 13 m. Já o “Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias” (DNIT, 2004) esclarece que as OAEs projetadas após 1985 devem ter seção transversal com largura total de 12,80 m e largura da pista de 12,00 m. Baseado nisso, será adotada a seção transversal de 12,80 m para todas as pontes analisadas.

São assumidas 2 faixas de tráfego para todas as pontes analisadas. Ademais, seguindo as diretrizes do “Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais” (DNER, 1996), cada faixa terá dimensão adotada de 3,60 m, totalizando 7,20 m de largura da pista, e 2,40 m cada um dos acostamentos, conforme figura 5.4.

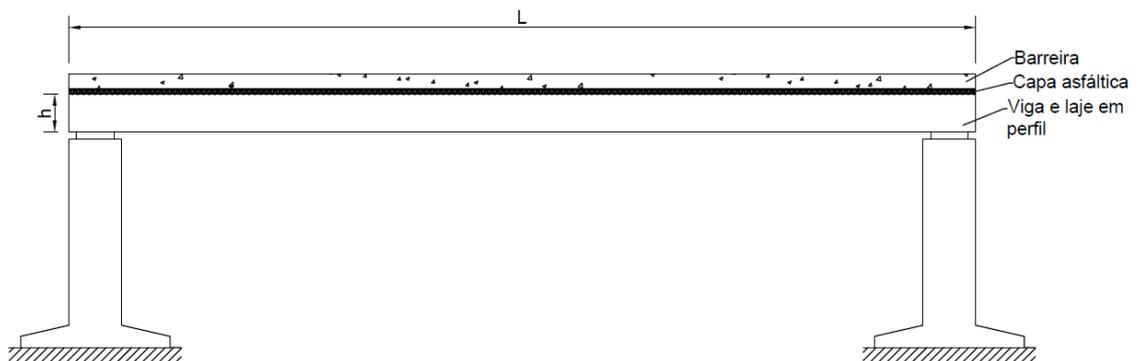
Figura 5.4 – Seção transversal da rodovia de pista simples adotada para as pontes



Fonte: Próprio Autor (2019).

Em função da simplificação dos cálculos, adota-se as seguintes hipóteses: a laje da ponte não costuma ser de espessura constante, mas neste trabalho a espessura da laje será adotada como constante; apenas as pontes com duas vigas apresentam transversinas, sendo essas adotadas como as intermediárias; além disso, apesar de a capa asfáltica representada na figura acima apresentar declive de 2%, é adotada espessura constante para a mesma de 10 cm. A figura 5.5 a seção longitudinal genéricas dos modelos de pontes estudados.

Figura 5.5 – Vista longitudinal da ponte



Fonte: Próprio Autor (2019).

Todas as pontes possuem transversinas de apoios, entretanto, apenas nas estruturas com duas vigas há vigas transversinas intermediárias colocadas a cada 5 m com largura constante de 0,30 m e altura de 0,80 m. As transversinas não estão ligadas nas lajes, logo, elas têm a função apenas de travamento. Portanto, as cargas oriundas das lajes são transferidas apenas para as vigas longarinas. Já nas estruturas com vigas múltiplas não são empregadas transversinas intermediárias, sobretudo devido ao método de análise empregado para as vigas, o Método de Fauchart.

Em todos os modelos teóricos analisados as vigas empregas possuem seção transversal em forma de “T”, e suas dimensões do flange são adotadas, para efeito de cálculo nos estados limites na flexão, de acordo com as equações e a figura seguintes prescritas na NBR6118:2014. Ademais, as alturas das vigas variam de acordo com a extensão da ponte. Para as seções transversais das vigas longarinas moldadas no local, projetadas de concreto armado, a altura “h” da viga seguem a relação de $L/10$, onde “L” e “a” são o vão teórico, sendo isostáticas as vigas analisadas, conforme especificações do “Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais” (DNER, 1996). Apesar de na prática as pontes com vigas múltiplas apresentarem alturas diferentes das de duas vigas, premissa essa também indicada pelo “Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais” (DNER, 1996), neste estudo, para os mesmos vãos teóricos são adotadas alturas iguais para as pontes com duas, três e cinco longarinas com o intuito de se permitir análises mais claras entre os resultados.

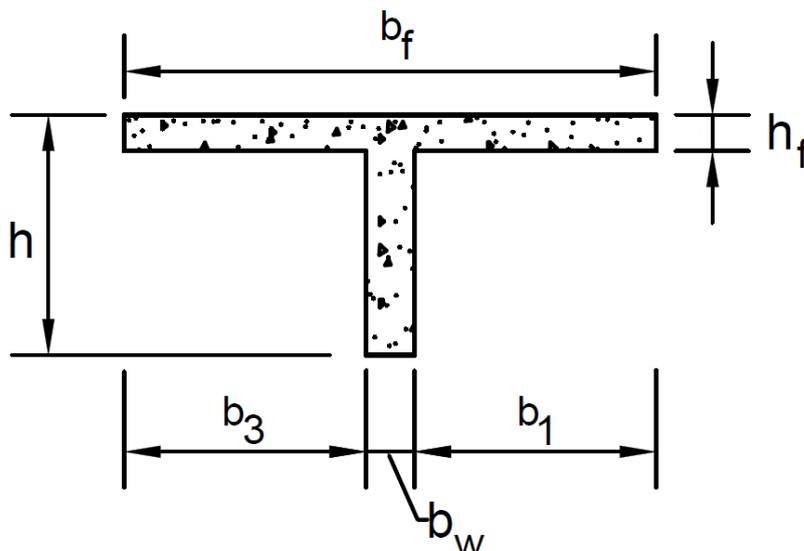
$$b_f = b_1 + b_w + b_3 \quad (\text{Equação 5.1})$$

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,5.b_2 \\ 0,10.a \end{cases} \quad (\text{Equação 5.2})$$

$$b_3 \leq \begin{cases} b_4 \\ 0,10.a \end{cases} \quad (\text{Equação 5.3})$$

As variáveis indicadas nas equações anteriores (5.1, 5.2 e 5.3) são indicadas na figura 5.6.

Figura 5.6 – Seção transversal das vigas



Fonte: Próprio Autor (2019).

A Tabela 5.1 mostra os valores adotados para as seções transversais das pontes em análise.

Tabela 5.1 – Valores das dimensões das seções transversais das vigas das pontes

Ponte	b_1 (cm)	b_3 (cm)	b_2 (cm)	b_4 (cm)	b_w (cm)	b_f (cm)	h_f (cm)	h (cm)
2L 1T CA 10	100	100	665	232,5	35	235	30	100
2L 2T CA 15	150	150	665	232,5	35	335	30	150
2L 3T CA 20	200	200	665	232,5	35	435	30	200
3L 0T CA 10	100	100	315	157,5	35	235	30	100
3L 0T CA 15	150	150	315	157,5	35	335	30	150
3L 0T CA 20	157,5	157,5	315	157,5	35	350	30	200
5L 0T CA 10	82,5	82,5	165	82,5	35	200	30	100
5L 0T CA 15	82,5	82,5	165	82,5	35	200	30	150
5L 0T CA 20	82,5	82,5	165	82,5	35	200	30	200

Fonte: Próprio Autor (2019).

Considera-se, ainda, a hipótese de cálculo de que nas pontes de vigas múltiplas as vigas internas apresentam as mesmas geometrias nos apoios e no centro, por serem moldadas no local e não pré-moldadas. Hipótese essa também adotada para as vigas internas.

5.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS UTILIZADOS

A Tabela 5.2 apresenta as propriedades dos materiais empregados nos cálculos do dimensionamento de todas as pontes e das verificações à fadiga. Além disso, será considerada a capa asfáltica com massa específica de 24,0 kN/m³.

Tabela 5.2 – Propriedades dos materiais

Propriedade	Concreto	Armadura passiva
Resistência característica (MPa)	$f_{ck} = 35$	$f_{yk} = 500$
Módulo de elasticidade – E_s (MPa)	21.000	210.000
Coefficiente de Poisson – ν	0,2	0,3
Coefficiente de dilatação térmica – α (°C ⁻¹)	$1,0 \times 10^{-5}$	$1,2 \times 10^{-5}$
Peso específico – γ (kN/m ³)	25,0 (concreto armado)	78,5

Fonte: Próprio Autor (2019).

5.3 CARREGAMENTO PERMANENTE

Os carregamentos permanentes neste estudo são caracterizados pelo peso próprio dos elementos estruturais, as barreiras e a pavimentação, todas essas como cargas distribuídas ao longo das vigas. Ademais, as transversinas também são computadas neste cálculo, mas como cargas concentradas, para as pontes com duas vigas.

Nesse sentido, a Tabela 5.3 apresenta os valores dos diferentes carregamentos permanentes atuantes nas longarinas das pontes com 2 vigas, na tabela 5.4 das pontes de 3 vigas e na tabela 5.5 das pontes de 5 vigas.

Tabela 5.3 – Carregamentos permanentes das pontes de 2 vigas

Carregamento	2L 1T CA 10	2L 2T CA 15	2L 3T CA 20
Laje (kN/m)	48,00	48,00	48,00
Longarinas (kN/m)	6,13	10,50	14,88

Capa asfáltica (kN/m)	26,40	26,40	26,40
Barreiras (kN/m)	5,83	5,83	5,83
Transversina (kN)	19,95	19,95 (2x)	19,95 (3x)

Fonte: Próprio Autor (2019).

Tabela 5.4 – Carregamentos permanentes das pontes de 3 vigas

Carregamento	3L 0T CA 10	3L 0T CA 15	3L 0T CA 20
Laje (kN/m ²)	7,50	7,50	7,50
Longarinas (kN/m)	6,13	10,50	14,88
Capa asfáltica (kN/m ²)	2,40	2,40	2,40
Barreiras (kN/m)	5,83	5,83	5,83

Fonte: Próprio Autor (2019).

Tabela 5.5 – Carregamentos permanentes das pontes de 5 vigas

Carregamento	5L 0T CA 10	5L 0T CA 15	5L 0T CA 20
Laje (kN/m ²)	7,50	7,50	7,50
Longarinas (kN/m)	6,13	10,50	14,88
Capa asfáltica (kN/m ²)	2,40	2,40	2,40
Barreiras (kN/m)	5,83	5,83	5,83

Fonte: Próprio Autor (2019).

5.4 DETERMINAÇÃO DO TREM-TIPO DA PONTE COM DUAS VIGAS

Por se tratarem de cargas móveis, faz-se necessário utilizar a técnica de linhas de influência para se obter as reações de apoio e os esforços internos nas vigas de pontes com apenas duas vigas ou mesmo vigas múltiplas. Pereira (1994, p. 1) esclarece que:

A zona da estrutura onde se considera a possível atuação de cargas móveis é habitualmente designada por caminho de rolamento. No caso de estruturas compostas por peças lineares o caminho de rolamento é uma linha, enquanto

que no caso de estruturas constituídas por peças bidimensionais pode corresponder a uma superfície (PEREIRA, 1994, p. 1).

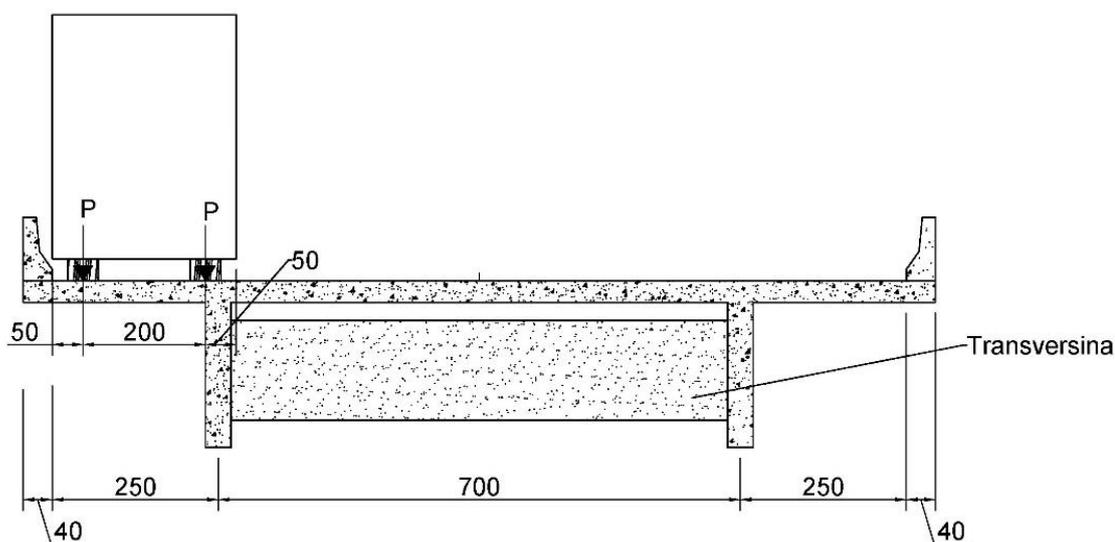
Sussekind (1981, p. 301) define linha de influência “de um efeito elástico E em uma dada seção S” como “a representação gráfica ou analítica do valor deste efeito, naquela seção S, produzido por uma carga unitária, de cima pra baixo, que percorre a estrutura”.

Pereira (1994, p. 2) acrescenta ao informar que:

No caso do caminho de rolamento corresponder a uma linha, é possível fazer a representação da função de influência através do traçado de um gráfico em que as abcissas representam a posição da carga ao longo do caminho de rolamento, e as ordenadas o valor da função de influência. A linha obtida nesta representação designa-se por linha de influência (PEREIRA, 1994, p. 2).

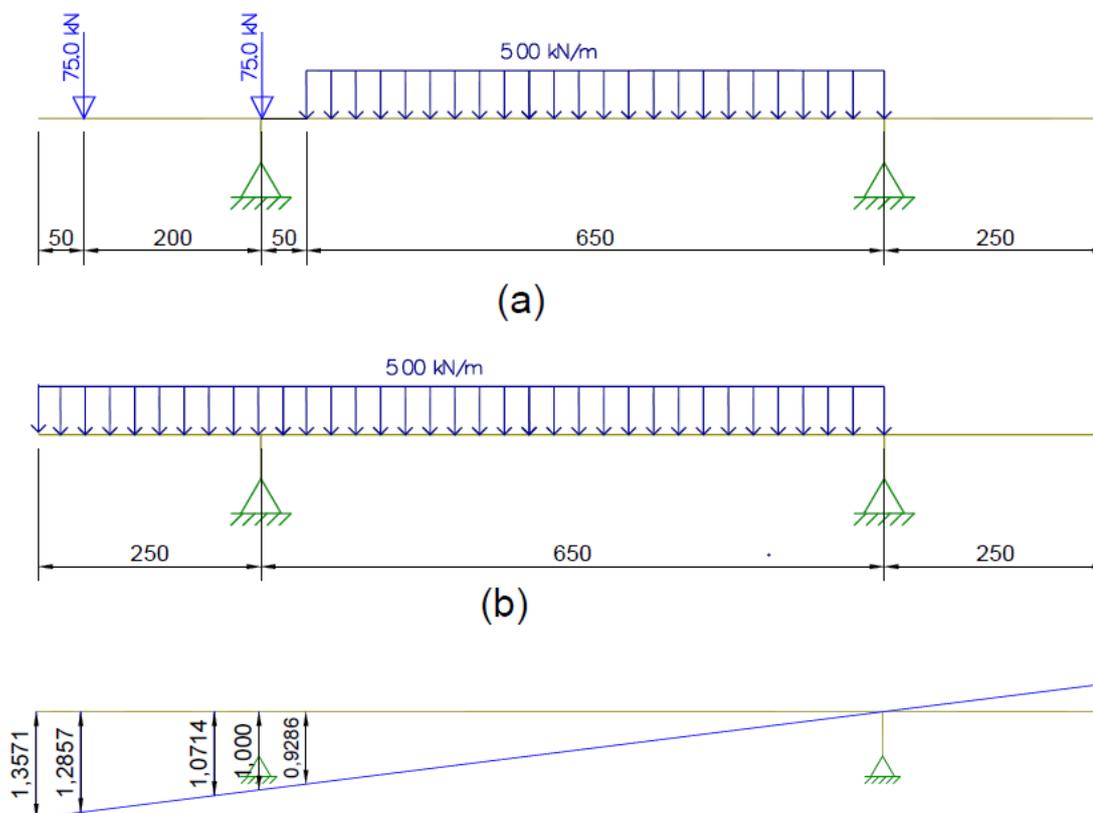
Conforme apresentado no capítulo 2, o trem-tipo normativo é o TB 450, com as características e configurações já apresentadas. No que concerne o posicionamento dele, a NBR 7188:2013 esclarece que a carga móvel pode assumir qualquer posição ao longo de toda a seção transversal da ponte onde se tenha pista rodoviária, desde que as rodas estejam na posição mais desfavorável, “inclusive acostamento e faixas de segurança”. A carga distribuída também deve ser aplicada na posição mais desfavorável, “independentemente das faixas rodoviárias” (ABNT, 2013, p. 4). A figura 5.7 apresenta o veículo do TB 450 posicionado na seção mais desfavorável da seção transversal da ponte com 2 longarinas. Por sua vez, a figura 5.8 (a) e (b) demonstra o posicionamento dessas cargas na mesma seção transversal, já a parte (c) da figura mostra as linhas de influência ao longo da seção transversal da ponte.

Figura 5.7 – Veículo tipo TB 450 na seção transversal da ponte de 2 longarinas, para a situação de esforço máximo na viga da esquerda da figura – cotas em centímetros



Fonte: Próprio Autor (2019).

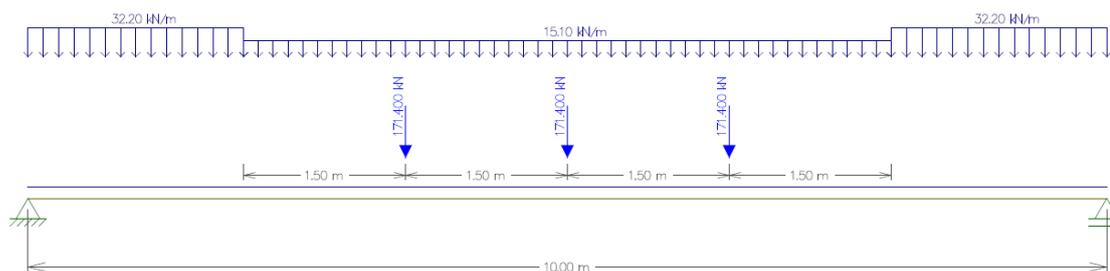
Figura 5.8 – Posição da carga móvel para a situação esforço máximo na viga da esquerda da figura para a ponte com 2 longarinas



Fonte: Próprio Autor (2019).

Essa posição crítica é determinada utilizando-se a técnica de linhas de influência e um modelo simplificado já consagrado que pode ser visto em inúmeras publicações tais como Carvalho (2017). Neste caso usa-se a linha de influência de reação de apoio, desta forma, considerando-se o trem-tipo na posição que leva a maior reação da viga estudada chega-se ao conjunto de cargas chamados de trem-tipo longitudinal (TTL), com o qual os esforços de momento fletor das vigas serão determinadas. O TTL para a ponte de 10 m de vão com 2 vigas é apresentado na figura 5.9.

Figura 5.9 – Trem-tipo longitudinal genérico para ponte de 2 longarinas



Fonte: Ftool (2019).

No que se refere a determinação dos esforços, neste caso o momento fletor, oriundos do TB 450, faz-se as seguintes considerações:

- a) Seguindo as diretrizes da NBR 6118:2014, item 23.5.3, a combinação de ações a ser considerada é a frequente. Portanto, os momentos máximos e mínimos oriundos das combinações das cargas permanentes e móveis no meio do vão da viga serão dados pela combinação frequente das ações;
- b) Coeficiente de ponderação das cargas verticais ($CPCV = CNF \cdot CIV$) de acordo com a tabela 5.6:

Tabela 5.6 – Valores de CPCV

Vão da ponte (m)	10	15	20
CPCV	1,35	1,33	1,27

Fonte: Próprio Autor (2019).

- c) Por se tratar de uma ponte cujo peso próprio não é maior que 75% da ação permanente, seguindo as recomendações das Tabelas 2 e 3 da NBR 8661:2003, “Ações e segurança nas estruturas – Procedimento”, na verificação do Estado Limite Último (ELU), são adotados os seguintes coeficientes para pontes para majoração das ações na equação:

$$M_d = \gamma_g \cdot M_{gk} + \gamma_q \cdot M_{qk} \quad (\text{Equação 5.4})$$

Onde:

M_{gk} é o momento característico permanente

M_{qk} é o momento característico da carga móvel, já ponderado com CPCV

Os coeficientes de ponderação das cargas móveis e permanentes estão descritos na tabela 5.7, sendo utilizados os coeficientes considerando-se as situações como desfavoráveis.

Tabela 5.7 – Coeficientes de ponderação do ELU

Coeficiente	Desfavoráveis	Favoráveis
Coeficiente de ponderação de cargas permanentes - γ_g	1,35	1,00
Coeficiente de ponderação de cargas móveis - γ_q	1,50	0,00

Fonte: Próprio Autor (2019).

5.5 DETERMINAÇÃO DO TREM-TIPO DA PONTE COM VIGAS MÚLTIPLAS

No caso de pontes cujos tabuleiros se apoiam em várias longarinas e, possivelmente transversinas, elas acabam formando um sistema estrutural em forma de grelha, a qual tem alto grau de hiperestaticidade, o que acarreta maior complexidade na obtenção dos esforços e reações de apoio dessas vigas.

Existem diversos métodos simplificados que permitem a análise estrutural manual de pontes com vigas múltiplas (STUCCHI, 2006; SOUZA, 2015; HEINEN, 2016; MAURA *et al.*, 2016). Alves, Almeida e Judice (2004, p. 49) esclarecem que “em função da sua elevada hiperestaticidade, a análise do comportamento estrutural de grelhas constituiu-se no passado em uma tarefa complexa para os projetistas”, o que acabou motivando o desenvolvimento “de diversos processos simplificados de cálculo manual”.

Todos esses métodos visam analisar a distribuição transversal dos esforços sobre a laje e qual a parcela dessa solicita cada viga da seção transversal (ALVES, ALMEIDA, JUDICE, 2004). Dentre os métodos existentes cita-se o Método de Engesser-Courbon que tem como premissas básicas conceitos da teoria das estruturas, tais como “comportamento linear elástico, pequenos deslocamentos, seções planas e Princípio de Saint-Venant” e hipóteses como:

- a) As longarinas são paralelas, ligadas entre si perpendicularmente por transversinas e possuem inércia constante.
- b) As transversinas estão simplesmente apoiadas nas longarinas e admite-se que estas possuem rigidez infinita à flexão, desprezando-se suas deformações em relação às deformações das longarinas.
- c) Desprezam-se os efeitos de torção (ALVES, ALMEIDA, JUDICE, 2004, p. 50).

Menciona-se, também, o Método de Leonhardt que considera, além das hipóteses da teoria das estruturas, o fato de que “a) Todas as transversinas do tabuleiro são representadas por uma única transversina fictícia, apoiada no meio dos vãos das diversas longarinas; b) Esta

transversina fictícia é considerada como simplesmente apoiada nas longarinas; c) Desprezam-se os efeitos de torção” (ALVES, ALMEIDA, JUDICE, 2004, p. 51-52).

Há, também, o Método de Guyon-Massonet cuja simplificação “consiste em substituir o tabuleiro real da ponte por uma laje ortotrópica equivalente. A hipótese de Guyon, criada em 1946, assimila a grelha – constituída de um elevado número de longarinas e transversinas – a um sistema estrutural contínuo, em suma, uma placa” (OLIVEIRA *et al.*, 2018, p. 3).

Por fim, menciona-se o Processo ou Método de Fauchart, o qual é o empregado neste trabalho. Maura *et al.* (2016, p. 2-3) explicam que as hipóteses adotadas pelo método são: “a desconsideração do trabalho longitudinal das lajes e a admissão de que as longarinas obedecem a hipótese das seções planas, que seu material segue a Lei de Hooke e que as mesmas são biapoiadas e têm inércia constante”.

Moura *et al.* (2016, p. 2) pontuam que o Método de Fauchart é “um procedimento de cálculo simples cuja reconhecida eficácia permite transformar o problema bidimensional em séries unidimensionais” (MOURA *et al.*, 2016, p. 2). A metodologia propõe que se calcule uma estrutura plana de forma que ela represente uma faixa unitária de laje. Com isso, as vigas são substituídas por molas de forma a impedir a rotação e o deslocamento vertical dos respectivos pontos, conforme a figura 5.10. Os valores das constantes das molas são calculados em função do vão da ponte, e das rigidezes à torção e à flexão das vigas, conforme as equações seguintes:

$$k_v = \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 \cdot E_{cs} \cdot L_L \quad (\text{Equação 5.5})$$

$$k_t = \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot GJ \quad (\text{Equação 5.6})$$

Onde:

k_v Coeficiente da mola vertical

k_t Coeficiente da mola transversal

L Comprimento do vão da ponte

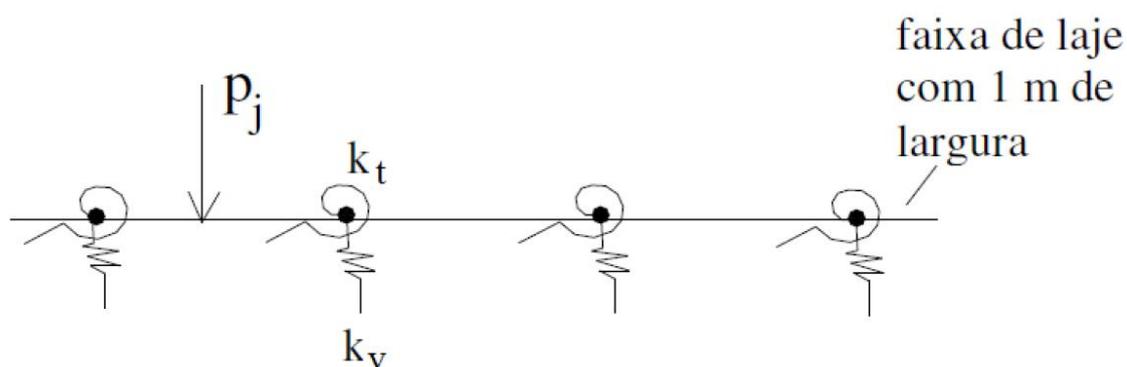
E_{cs} Módulo de elasticidade secante, conforme item 8.2.8 da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014)

G Módulo de elasticidade transversal, conforme item 8.2.8 da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014)

I_L Inércia da seção da viga

J Inércia polar da seção

Figura 5.10 – Esquema estrutural transversal para um metro de laje



Fonte: Heinen (2016).

A opção pela utilização deste método deve-se ao fato do mesmo ser amplamente encontrado na literatura, como em Stucchi (2005), Trentini e Martins (2015), Moura *et al.* (2016), Carvalho (2017) e Basso (2018). Moura *et al.* (2016, p. 2) acrescentam ao informar que com os avanços “dos estudos na área estrutural”, observou-se “significativa redução” da utilização de transversinas “nas estruturas, para fins de cálculo, tornou-se incoerente considerar o tabuleiro como rígido e o método de Corboun passou a ser considerado inconsistente”.

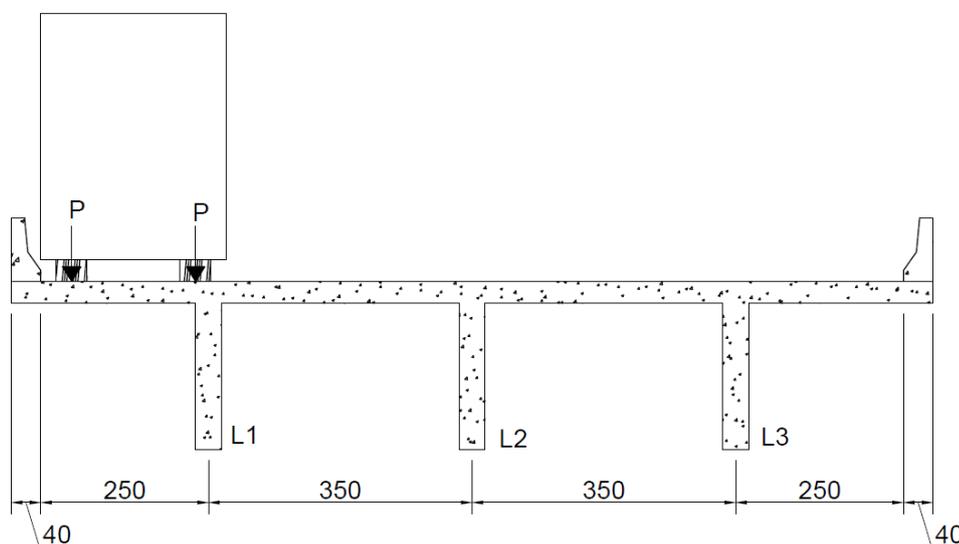
Heinen (2016, p. 10) empregou os sistemas de pesagem em movimento em pontes, o Bridge Weigh in Motion, cuja sigla é BWIM, “instalado em uma ponte brasileira do estado de Goiás para obter as” linhas de influência reais. A autora empregou quatro metodologias diferentes em suas análises: Engesser-Courbon, Leonhardt, AASHTO e de Fauchart. Com isso, a autora concluir que os resultados obtidos por Fauchart “são os que mais se

assemelham ao comportamento observado da ponte” (HEINEN, 2016, p. 131). Resultados que convergem com os encontrados por Pereira Jovem (2017).

Conforme explicado na determinação do trem-tipo para a ponte com duas vigas, o TB 450 deve ser colocado na posição mais desfavorável. No caso das pontes com vigas múltiplas, na análise das longarinas externas essa posição mais crítica é encontrada quando se posiciona o trem-tipo conforme explicado para pontes com apenas duas vigas. Para as vigas intermediárias da ponte de 5 vigas posiciona-se o TB-450 da mesma forma que para as vigas externas. Por sua vez, para as longarinas centrais das pontes de 3 e 5 vigas, posiciona-se o TB 450 centrado nas longarinas.

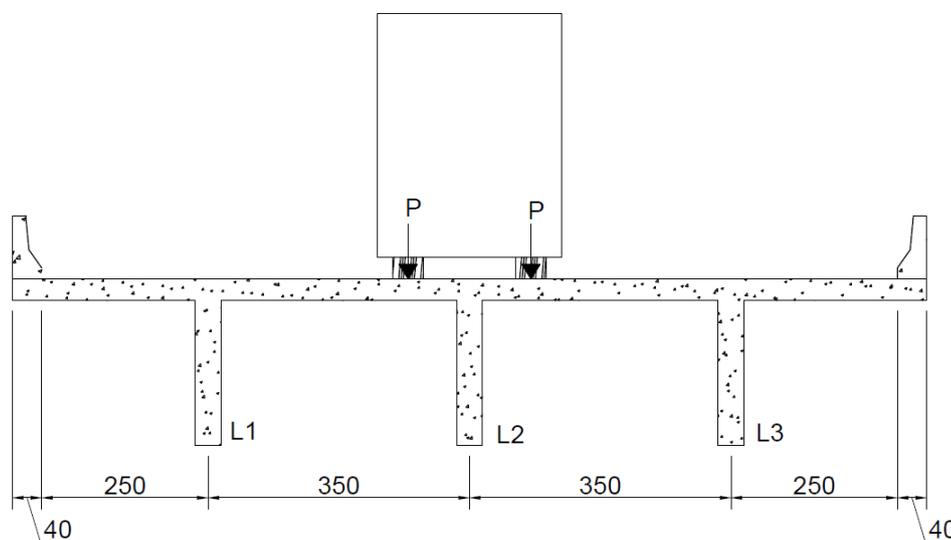
Por sua vez, a carga de multidão (distribuída) não é aplicada ao longo de toda o comprimento transversal da ponte. Essa distribuição deve ser analisada caso a caso, isto é, para cada viga analisada, para que se obtenha a exata distribuição dessas cargas. Para a ponte com 3 vigas, a figura 5.11 mostra o posicionamento do TB-450 para a situação de máximo esforço para a viga L1 e a figura 5.12 para a viga L2.

Figura 5.11 – Posição do TB-450 para a situação esforço máximo na viga L1 ponte com 3 longarinas – cotas em centímetros



Fonte: Próprio Autor (2019).

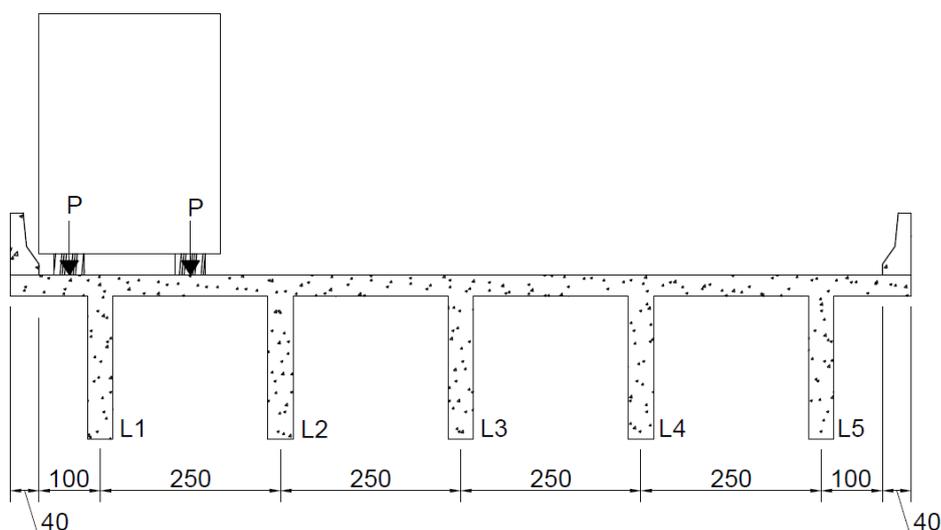
Figura 5.12 – Posição do TB-450 para a situação esforço máximo na viga L2 ponte com 3 longarinas – cotas em centímetros



Fonte: Próprio Autor (2019).

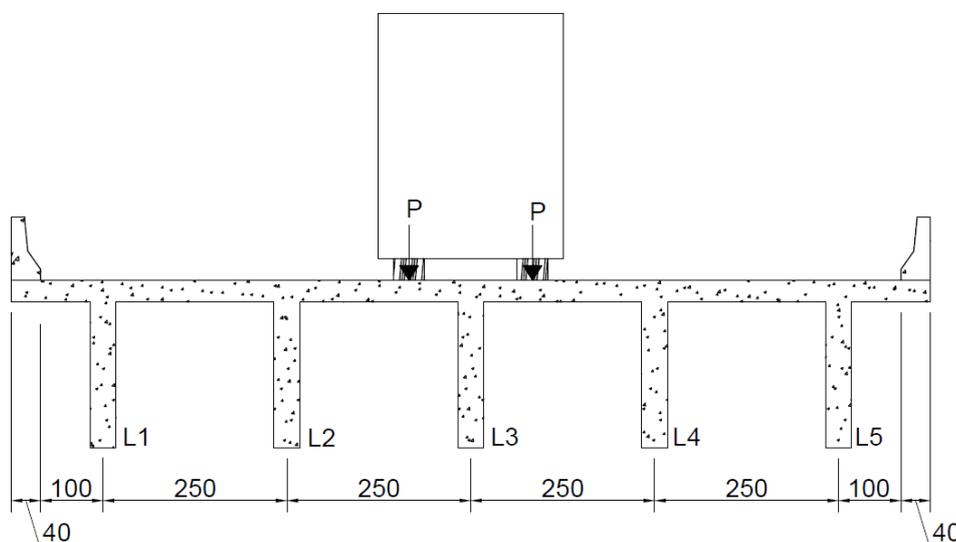
No caso das pontes com 5 vigas, a posição do TB-450 que gera as solicitações máximas para as vigas L1 e L2 são apresentadas na figura 5.13 e para a viga L3 na figura 5.14.

Figura 5.13 – Posição do TB-450 para a situação esforço máximo nas vigas L1 e L2 ponte com 5 longarinas – cotas em centímetros



Fonte: Próprio Autor (2019).

Figura 5.14 – Posição do TB-450 para a situação esforço máximo na viga L3 ponte com 5 longarinas– cotas em centímetros

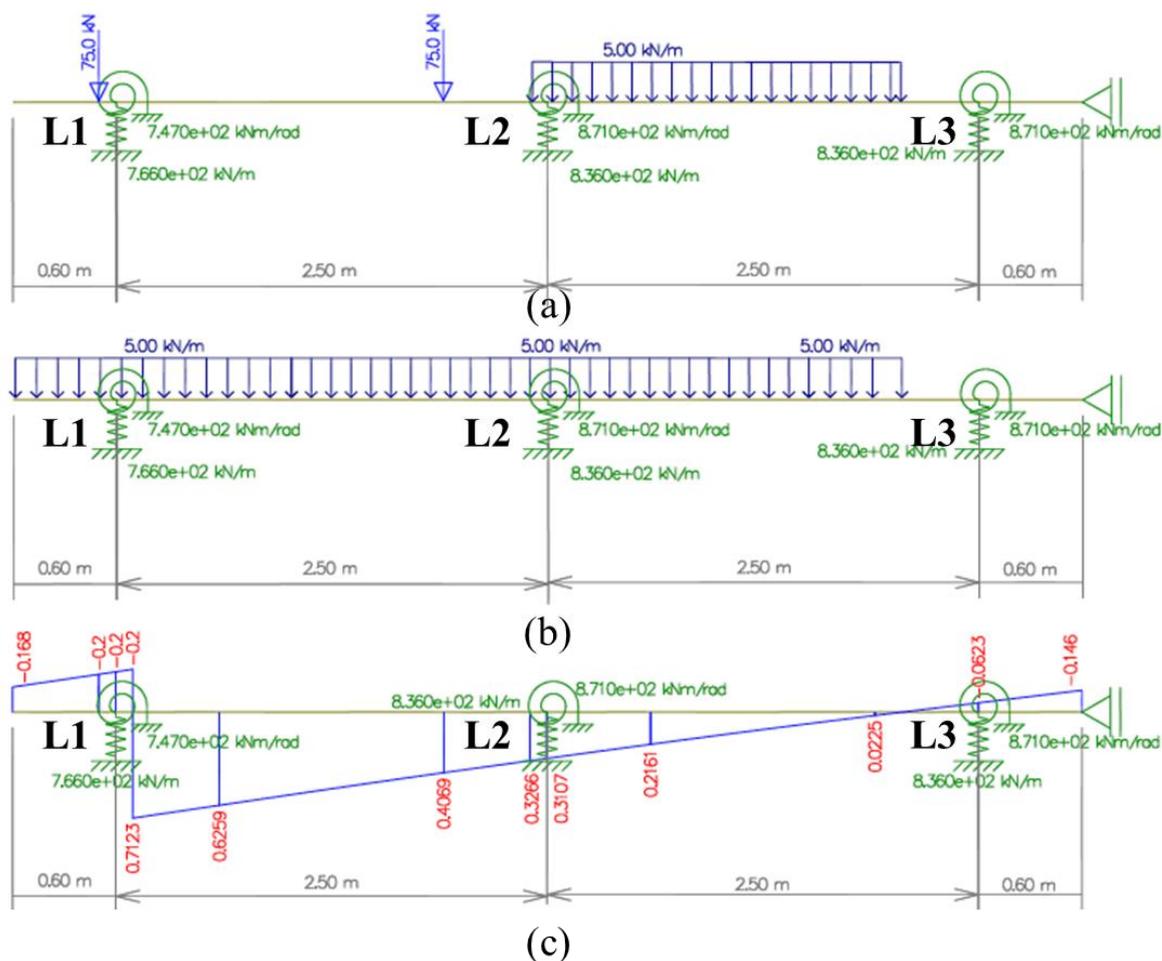


Fonte: Próprio Autor (2019).

A seção transversal é modelada seguindo a consideração de que os apoios, sendo cada apoio representado por uma longarina, são engastados e são consideradas duas molas por apoio, uma devido para o deslocamento vertical e outra para a rotação da viga. E tal modelagem é feita no Ftool, conforme realizado por Santos, Real e Moura (2015), Moura *et al.* (2016), Carvalho (2017) e Basso (2018).

Tendo-se como exemplo uma ponte genérica com três longarinas, a análise para a primeira longarina à esquerda, L1, pode ser analisada conforme a figura 5.15. Pelo fato da ponte ser simétrica, as linhas de influência e os esforços na longarina L1 são os mesmos que para a longarina L3. Primeiramente, avalia-se a posição por onde passa o trem-tipo, conforme figura 5.15 (a), na figura 5.15 (b) tem-se apenas a carga de multidão e a figura 5.15 (c) as linhas de influência de reação de apoio para a longarina L1.

Figura 5.15 – Posição da carga móvel para a situação esforço máximo na viga da esquerda da figura para a ponte com 3 longarinas



Fonte: Próprio Autor (2019).

Os valores das constantes das molas para as pontes de 3 e 5 vigas são apresentadas na tabela 5.8. Além disso, as linhas de influências para todas as pontes encontram-se no Apêndice B.

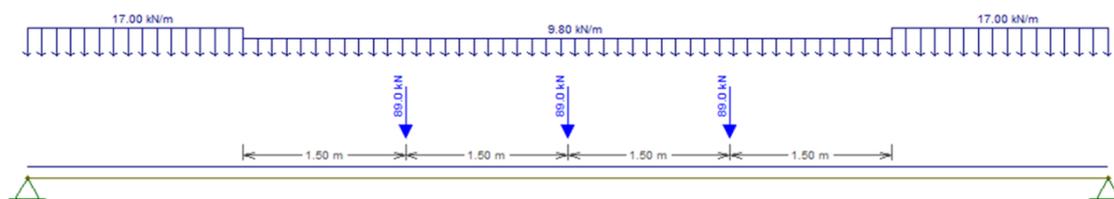
Tabela 5.8 – Constantes das molas

3 vigas			
Constantes da mola	3L 0T CA 10	3L 0T CA 15	3L 0T CA 20
k_v (kN/m)	16369,03	11952,74	8942,28
k_t (kN.m/rad)	40319,13	26083,09	17087,99

5 vigas			
Constantes da mola	5L 0T CA 10	5L 0T CA 15	5L 0T CA 20
k_v (kN/m)	15627,91	10319,41	7520,54
k_t (kN.m/rad)	36735,63	19939,94	13248,53

Essa análise deve se repetir para todas as vigas longarinas da ponte, logo, neste trabalho são adotadas pontes simétricas a fim de se evitar redundâncias nos cálculos e nas análises. Portanto, para uma ponte de três longarinas, faz-se as análises para a primeira e a última longarinas, L1 e L3, que são as mesmas, mais as análises para longarina do meio, L2. No caso das pontes com cinco longarinas, analisa-se as longarinas externas L1 e L5, que são as mesmas; as intermediárias L2 e L4, que são as mesmas; mais a longarina central L3. Feito isso, determina-se o trem tipo longitudinal máximo em cada uma das vigas analisadas. A figura 5.16 apresenta o TTL genérico para as longarinas L1 e L3 de uma ponte com três longarinas.

Figura 5.16 – Trem-tipo longitudinal genérico para as longarinas L1 e L3



Fonte: Próprio Autor (2019).

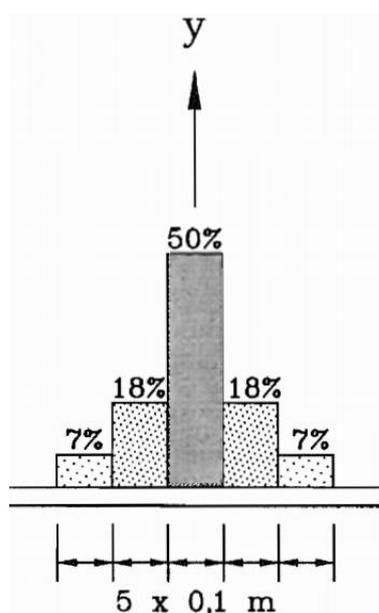
5.6 VEÍCULOS REAIS

Os veículos que trafegam ao longo da vida útil da ponte podem assumir diversas posições em sua seção transversal, o que acaba por gerar esforços diferentes nas vigas longarinas de acordo com a posição na qual a carga móvel esteja.

Toledo (2011) em seus estudos avaliou o quanto a excentricidade lateral do veículo é influenciada ao se analisar o centro da faixa de tráfego. A autora concluiu que “a análise com o veículo centrado na faixa é uma boa aproximação para o cálculo da vida útil à fadiga da estrutura, uma vez que os resultados obtidos para este caso foram mais desfavoráveis do que para o caso do veículo excêntrico” (TOLEDO, p. 63, 2011).

O “Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges” (2003) destaca que para a avaliação transversal das cargas verticais dos veículos reais que trafegam nas rodovias, metade deles trafega centrado na faixa de tráfego e que os demais se distribuem de forma simétrica ao longo da faixa, como demonstra a distribuição de frequência de posicionamento transversal de veículos em uma ponte mostrada na figura 5.17.

Figura 5.17 – Distribuição de frequência do posicionamento transversal dos veículos na ponte



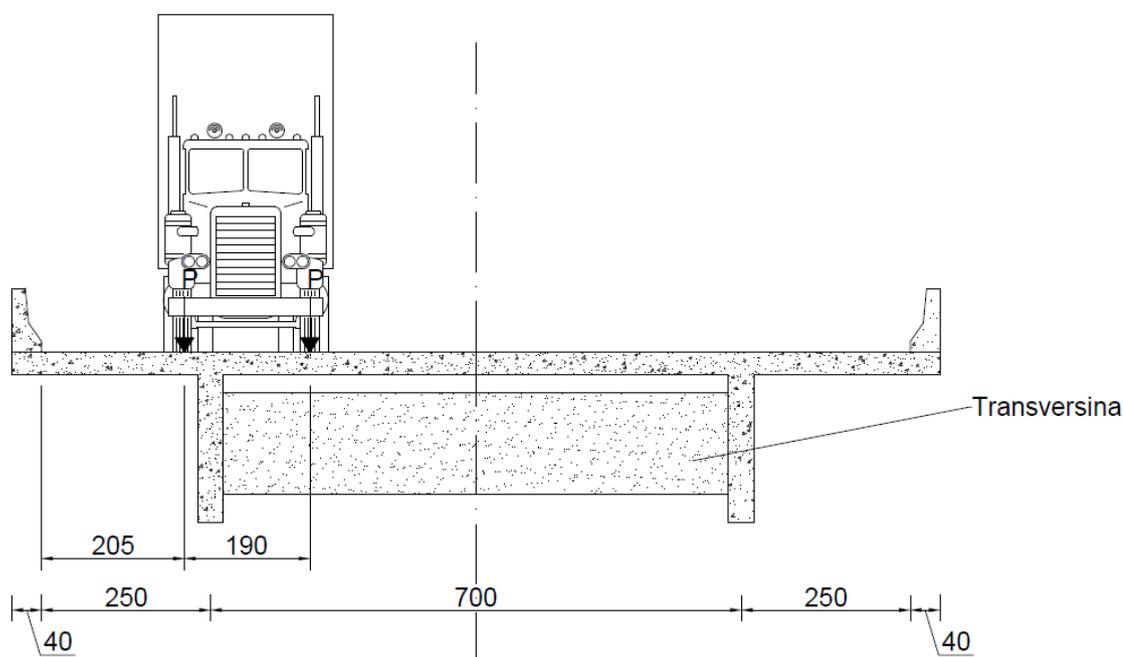
Fonte: Eurocode 1(2003).

Embasando-se em ambas as argumentações expostas acima, autores como Albuquerque (2012), Santos (2013) e Belisário (2015) adotaram que 100% dos veículos analisados trafegam no centro da faixa de tráfego. Frente a isso, este trabalho adota as seguintes considerações no modelo de cargas móveis dos veículos reais:

- a) O procedimento para se determinar o TTL máximo é o mesmo empregado para o veículo normativo TB 450, entretanto, os veículos reais de carga são posicionados conforme mostrado na figura 5.18 para as pontes com 2 vigas, figura 5.19 para pontes com 3 vigas e figura 5.20 para pontes com 5 vigas;
- b) Apesar da figura 5.18 apresentar uma ponte de 2 longarinas, o posicionamento dos veículos reais será o mesmo para todas as pontes, já que as seções transversais de todas as pontes aqui analisadas possuem as mesmas dimensões;

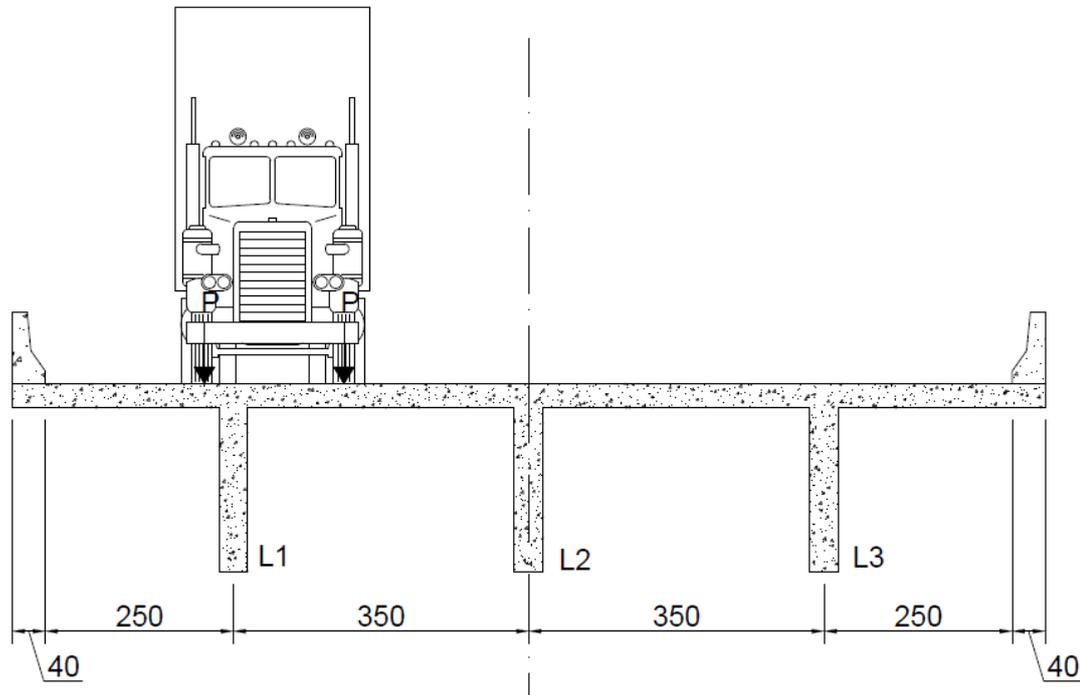
- c) Transversalmente os veículos têm as mesmas dimensões, conforme figura 5.18, já longitudinalmente, as dimensões e valores de carga adotados são os apresentados na tabela 5.9;
- d) 100% dos veículos estão posicionados no centro da faixa de tráfego;
- e) É considerado apenas um veículo de carga trafegando na ponte;
- f) Os momentos fletores no meio do vão provenientes das cargas móveis são ponderados pelo CPCV calculado;
- g) Os momentos oriundos dos veículos reais de carga e, por sua vez, as variações de tensões obtidas não são ponderadas pelo fator de redução de combinação frequente para Estado Limite de Serviço (ELS) ψ_1 , uma vez que a NBR 6118 (ABNT, 2014) não prevê tal procedimento para as cargas reais;
- h) Cada veículo gera um ciclo de tensão, o qual é usado para a determinação da vida útil à fadiga pelo Método do Dano Acumulado explicado no capítulo 3.

Figura 5.18 – Posição transversal adotada para os veículos de carga para as pontes com 2 vigas – cotas em centímetros



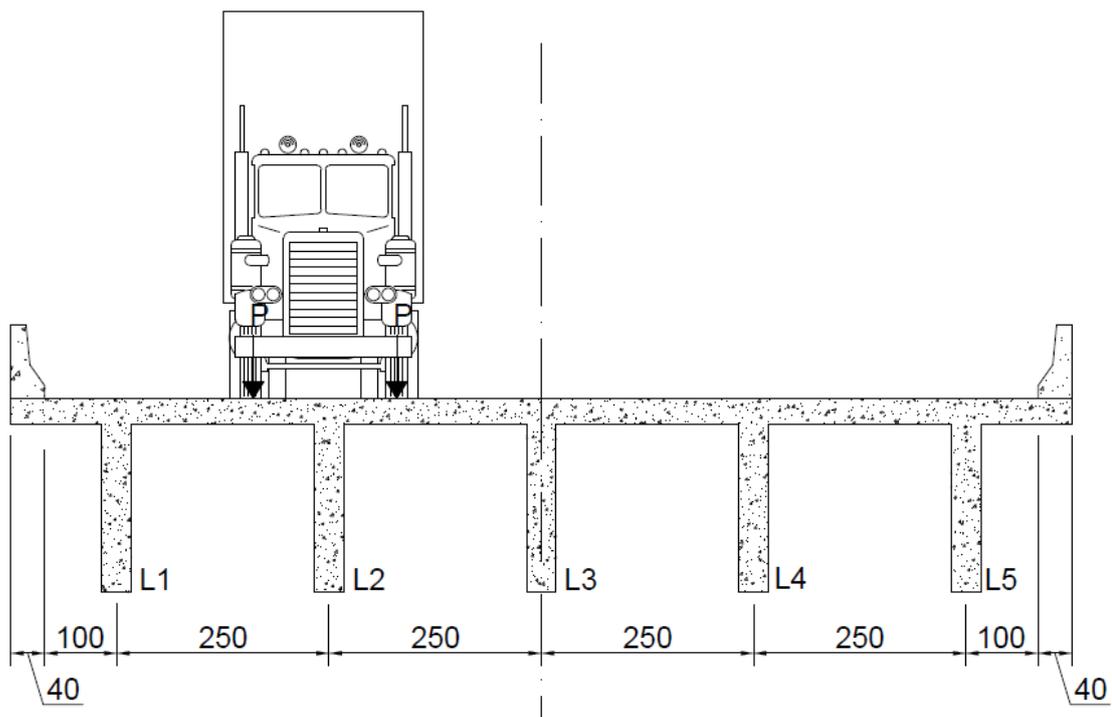
Fonte: Próprio Autor (2019).

Figura 5.19 – Posição transversal adotada para os veículos de carga para as pontes com 3 vigas – cotas em centímetros



Fonte: Próprio Autor (2019).

Figura 5.20 – Posição transversal adotada para os veículos de carga para as pontes com 5 vigas – cotas em centímetros

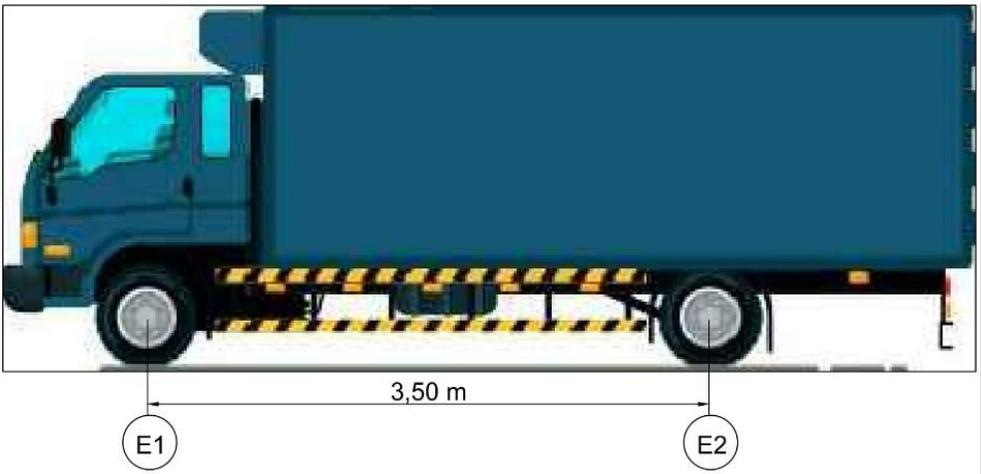
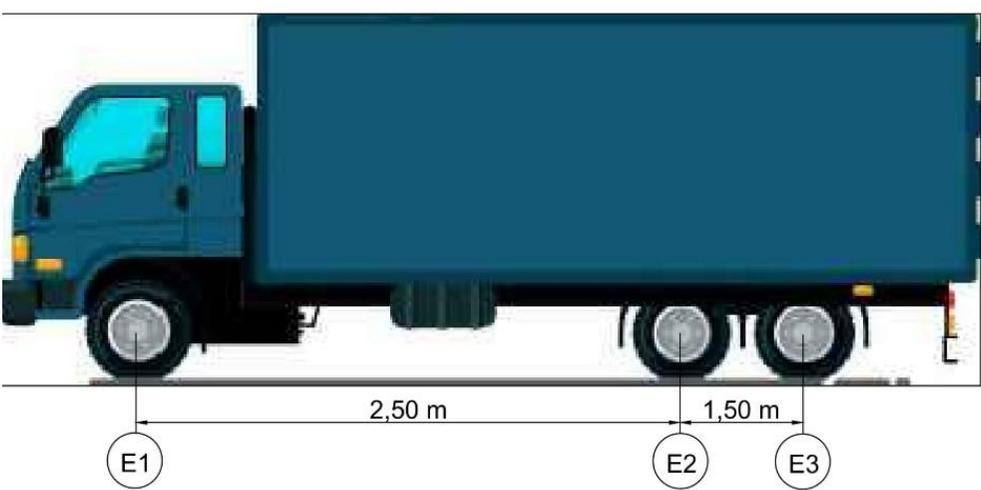


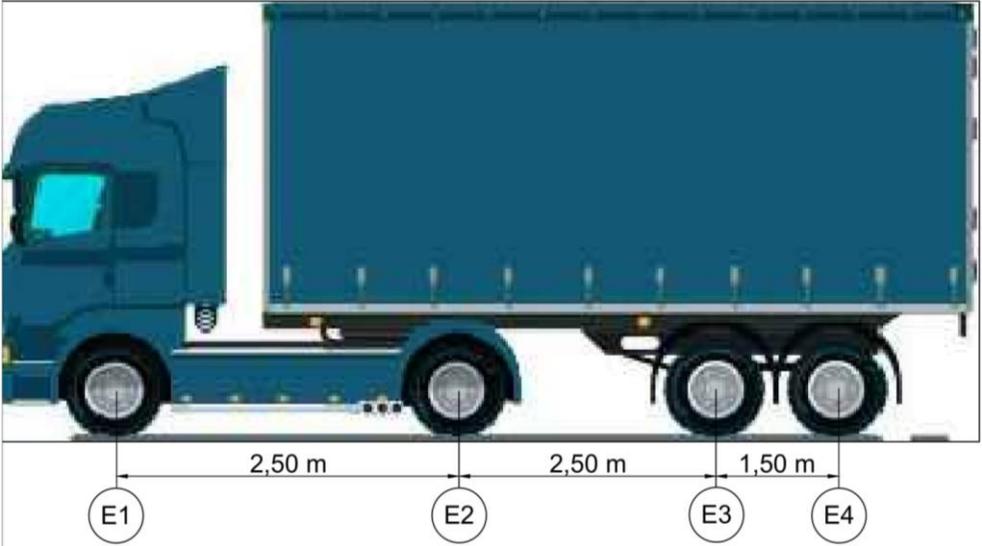
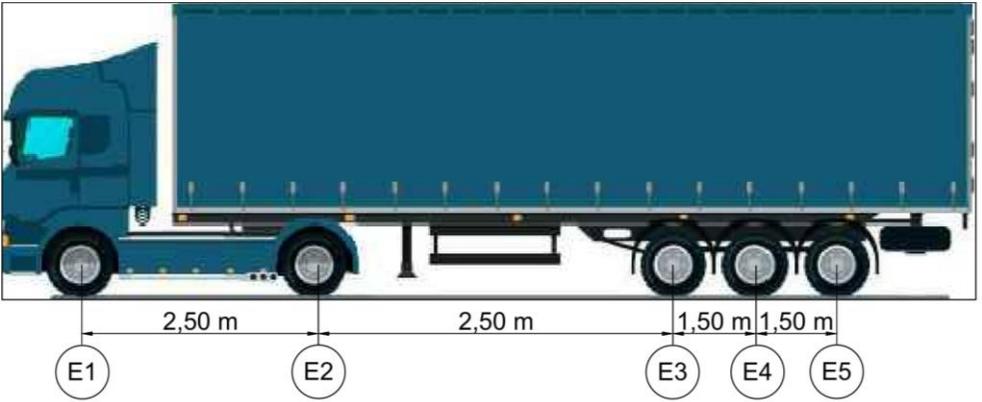
Fonte: Próprio Autor (2019).

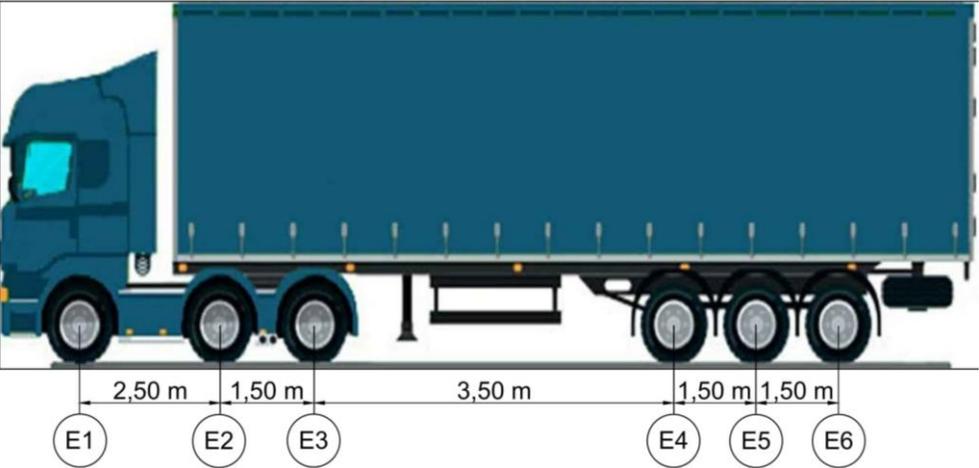
Com o intuito de se padronizar as dimensões e peso por eixo dos veículos de 2 a 6 eixos, a tabela 5.8 traz a representação esquemática desses veículos. Para cada veículo são apresentadas as cargas por eixo e as distâncias entre os eixos utilizadas nos cálculos.

Nos três itens subsequentes deste capítulo serão explicados os procedimentos para o dimensionamento, verificação do tempo útil à fadiga e verificação do TB 450.

Tabela 5.9 – Representação dos veículos de carga de 2 a 6 eixos

NÚMERO DE EIXOS	PESO TOTAL (kN)	CARGA POR EIXO (kN)	VEÍCULO
2	160	E1 = 60 E2 = 100	 <p>The diagram shows a side view of a blue truck with a white cab and a long white cargo box. The front axle is labeled E1 and the rear axle is labeled E2. A dimension line below the truck indicates a wheelbase of 3,50 m between the two axles.</p>
3	230	E1 = 60 E2 = 85 E3 = 85	 <p>The diagram shows a side view of a blue truck with a white cab and a long white cargo box. The front axle is labeled E1, the first rear axle is labeled E2, and the second rear axle is labeled E3. Dimension lines below the truck indicate a wheelbase of 2,50 m between the front and the first rear axle, and a distance of 1,50 m between the two rear axles.</p>

4	330	<p>E1 = 60</p> <p>E2 = 100</p> <p>E3 = 85</p> <p>E4 = 85</p>	 <p>A side-view diagram of a blue truck with a long trailer. The truck has four axles labeled E1, E2, E3, and E4 from front to back. The wheel spacings are indicated by dimension lines: 2,50 m between E1 and E2, 2,50 m between E2 and E3, and 1,50 m between E3 and E4.</p>
5	415	<p>E1 = 60</p> <p>E2 = 100</p> <p>E3 = 85</p> <p>E4 = 85</p> <p>E5 = 85</p>	 <p>A side-view diagram of a blue truck with a long trailer. The truck has five axles labeled E1, E2, E3, E4, and E5 from front to back. The wheel spacings are indicated by dimension lines: 2,50 m between E1 and E2, 2,50 m between E2 and E3, 1,50 m between E3 and E4, and 1,50 m between E4 and E5.</p>

6	485	<p>E1 = 60</p> <p>E2 = 85</p> <p>E3 = 85</p> <p>E4 = 85</p> <p>E5 = 85</p> <p>E6 = 85</p>	 <p>The diagram shows a side view of a truck with a blue cab and a long blue trailer. Six axle positions are marked with circles and labeled E1 through E6. The distances between these axles are indicated by horizontal lines with arrows: 2,50 m between E1 and E2, 1,50 m between E2 and E3, 3,50 m between E3 and E4, 1,50 m between E4 and E5, and 1,50 m between E5 and E6.</p>
---	-----	---	---

Fonte: Próprio Autor (2019).

5.7 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

O dimensionamento das pontes teóricas analisadas neste trabalho é realizado no estado limite último, segundo estipulado pela NBR 6118 (2014). Uma vez determinados os momentos fletores no meio dos diferentes vãos de viga (10, 15 e 20 m), conforme explicado no subcapítulo 5.4 deste capítulo, parte-se para a etapa de dimensionamento das vigas das respectivas pontes. É importante destacar que os momentos fletores empregados no dimensionamento e demais cálculos pertinentes são os obtidos no meio do vão das vigas.

Primeiramente determina-se a área de aço para as vigas de acordo com a equação:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d^2 \cdot f_{yd}} \quad (\text{Equação 5.7})$$

Onde:

A_s área de aço

M_d momento de cálculo

KZ valor adimensional

d altura útil

f_{yd} resistência de cálculo do aço

Em seguida, determina-se a posição da linha neutra e o momento de inércia. Neste trabalho o dimensionamento e as passagens dos veículos reais são considerados ocorrendo no Estádio II de deformações. Junges (2017, p. 125) explica que se fazer isso, não se considera a contribuição da rigidez por *tension stiffening* (explicado no capítulo 3), uma vez que “esse efeito diminui com o aumento do número de ciclos até a curva tensão versus deformação coincidir com aquela do Estádio II puro”. Conforme mencionado no capítulo 4 tanto a posição da linha neutra quanto o momento de inércia no Estádio II são determinados empregando-se o software gratuito Uni Calco.

Por fim, determina-se as tensões mínimas e máximas no concreto e na armadura longitudinal de acordo com as equações 3.14, 3.15, 3.18 e 3.19, respectivamente. O diâmetro

de 25 milímetros (mm) é empregado para o dimensionamento das barras da armadura longitudinal e para a estimativa do tempo de vida útil à fadiga.

5.8 VERIFICAÇÃO DO TEMPO DE VIDA ÚTIL À FADIGA

Utilizando-se os valores de área de aço, momento de inércia no Estádio II e posição da linha neutra determinados no dimensionamento (subcapítulo 5.7) para os diferentes tipos de pontes, calcula-se as tensões mínimas e máximas no concreto e na armadura longitudinal.

Tomando-se as pontes teóricas analisadas, considera-se que as mesmas começam a ser utilizadas a partir do primeiro ano de contagem dos dados de tráfego, isto é, não há o tráfego de veículos nelas antes do período analisado. Portanto, não há danos relativos à fadiga antes dessa data. Além disso, não são considerados outros fatores que possam contribuir na redução e/ou aumento da vida útil da estrutura como um todo. Ademais, adota-se vida útil de projeto, VUP, de 75 anos.

Feito isso, utilizando-se os dados reais dos veículos de carga, estima-se o dano no concreto e na armadura longitudinal utilizando a equação 3.5 e, por fim, o tempo de vida útil à fadiga através da equação 3.6. Faz-se importante lembrar que o tempo de vida útil à fadiga que será estimado refere-se ao tempo de projeto das pontes analisadas embasando-se no fluxo de veículos analisados.

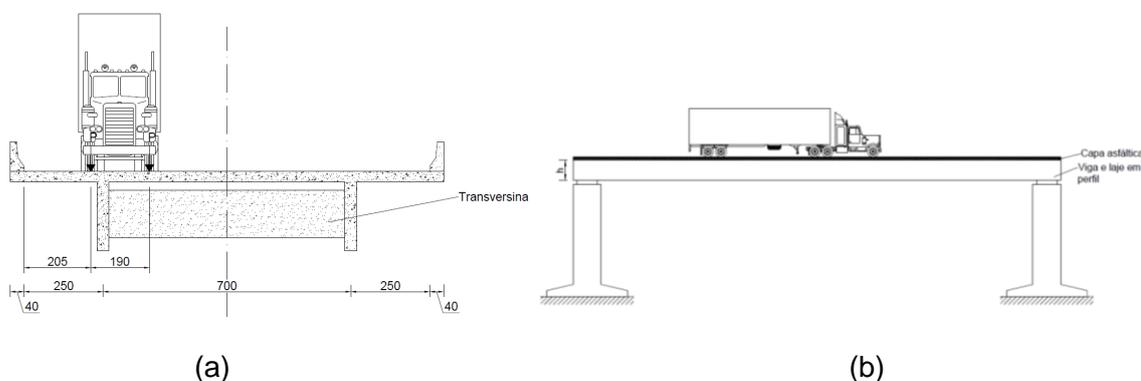
Além disso, objetiva-se estimar o consumo de vida útil à fadiga no concreto e na armadura longitudinal. Tomando-se uma obra com uma vida útil estimada, essa vida útil vai diminuindo ao longo do tempo em função de diversos fatores, neste caso, devido exclusivamente à fadiga. Uma vez que se atinge 100% da vida útil (ou Dano Acumulado $D = 1$), essa estrutura, em teoria, romperia devido à fadiga. Portanto, o consumo de vida útil à fadiga pode ser compreendido como sendo a porcentagem que foi consumida do tempo de vida útil em um período de tempo analisado. Em outras palavras, quantos por cento daquele membro estrutural analisado já sofreu danos relativos à fadiga ao longo de um número n de anos considerados.

Nos cálculos para se inferir quanto tempo levará até que a estrutura atinja 100% de consumo de sua vida útil à fadiga, é mantido a mesma taxa de variação do número dos veículos analisados ao longo dos anos seguinte dos quais não se têm informações de tráfego.

Conforme é exposto no capítulo 6, as concessionárias das rodovias forneceram apenas os dados referentes aos veículos de 2 a 6 eixos e de eixos adicionais. Frente a isso, são considerados dois cenários de cálculos:

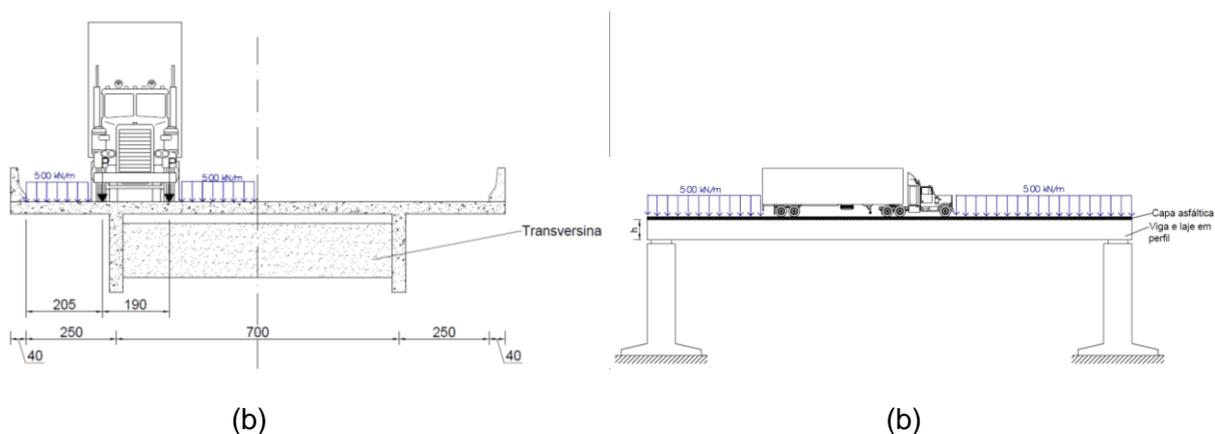
- 1) **CENÁRIO 1** – Na determinação do momento fletor e os demais cálculos realizados são consideradas apenas as cargas devido aos veículos reais de carga de 2 a 6 eixos, conforme esquema apresentado na figura 5.21. Apesar da figura 5.21 apresentar o modelo teórico de ponte com 2 vigas, o mesmo se aplica para os modelos com 3 e 5 vigas. A figura 5.21 (a) apresenta a seção transversal e a figura 5.21 (b) a seção longitudinal do modelo teórico de pontes;
- 2) **CENÁRIO 2** – Na determinação do momento fletor e os demais cálculos realizados são consideradas as cargas devido aos veículos reais de carga e a carga distribuída de acordo com a NBR 7188:2013, representando os veículos de pequeno porte que podem acompanhar a passagem do veículo de carga na parte da frente e de trás. Essa carga distribuída será aplicada apenas em metade da ponte, isto é, apenas em uma das faixas mais o acostamento, conforme apresentado na figura 5.22. Destaca-se que, apesar da figura 5.22 apresentar o modelo teórico de ponte com 2 vigas, o mesmo se aplica para os modelos com 3 e 5 vigas. A figura 5.22 (a) apresenta a seção transversal e a figura 5.22 (b) a seção longitudinal do modelo teórico de pontes.

Figura 5.21 – Representação do Cenário 1 de cálculo



Fonte: Próprio Autor (2019).

Figura 5.22 – Representação do Cenário 2 de cálculo



Fonte: Próprio Autor (2019).

5.9 VERIFICAÇÃO DO TB 450 PARA A ARMADURA LONGITUDINAL

Como no processo da fadiga na armadura longitudinal é função das cargas e dos veículos aplicados, isto é, das cargas móveis, do tipo de aço empregado e, sobretudo, das variações de tensões atuantes, a verificação do TB 450 para a armadura longitudinal é realizada com base nas variações de tensões calculadas.

Como isso, a verificação do TB 450 à fadiga é realizada comparando-se, em cada modelo teórico de ponte estudado, a variação de tensão $\Delta\sigma$ da armadura longitudinal do TB 450 com as variações obtidas para os veículos reais de 2 a 6 eixos tanto no Cenário 1 quanto no Cenário 1.

Logo, neste trabalho, considera-se que o TB 450 é representativo dos veículos reais que trafega nas rodovias aqui analisadas no quesito da fadiga, portanto é considerado verificado, quando as variações de tensões obtidas para os veículos reais são menores que aquelas encontradas para o TB 450. E ele é considerado não verificado quando ocorre o contrário.

6. FLUXO REAL DE VEÍCULOS DE CARGA

Este capítulo discorre sobre o fluxo real de veículos pesados nas rodovias, indicando os trechos rodoviários analisados com os respectivos dados.

A ARTESP (2018) disponibilizou as quantidades anuais entre os anos de 2009 a 2017, referentes aos veículos de carga de 2 a 6 eixos, de trechos rodoviários distintos sob a administração de dois concessionárias: CCR AutoBan e CCR RodoAnel.

A CCR RodoAnel tem sob sua administração 29,30 quilômetros do trecho oeste do anel viário Mario Covas, que integra as rodovias Raposo Tavares, Castello Branco, Anhanguera, Bandeirantes e Régis Bittencourt” (CCR RODOANEL, 2018). Já a CCR AutoBan tem sob sua administração:

O Sistema Anhanguera-Bandeirantes, composto pelas rodovias Anhanguera (SP 330), entre os km 11 e 158, Bandeirantes (SP-348), entre os km 13 e 173, e pelas rodovias que fazem interligações, Dom Gabriel Paulino Bueno Couto (SP-300), entre os km 62 e 64, e Adalberto Panzan (SPI-102/330), entre os km 1 e 7. É também responsável pela conservação de um trecho de aproximadamente 6 km da Marginal Tietê, entre o acesso da Rodovia dos Bandeirantes e o Cebolão (CCR AUTOBAN, 2019).

Ainda segundo informações da concessionária, é o Sistema Anhanguera-Bandeirantes que faz conexão entre municípios de grande relevância no estado de São Paulo (SP) “e desempenha um papel fundamental no transporte de pessoas e produtos agrícolas e industriais entre as regiões metropolitanas de São Paulo e Campinas, dois dos polos econômicos mais ricos e ativos do País” (CCR AUTOBAN, 2019).

Os dados apresentados e posteriormente analisados são das rodovias SP-330, nos postos de pedágio indicados na Tabela 6.1 e para o posto de pedágio 03, P03, são considerados os volumes de tráfego no RodoAnel, fornecidos pela Concessionária CCR RodoAnel.

Tabela 6.1 – Postos de pedágio

Rodovia SP-330 (Anhanguera)				
Postos de pedágio	Número do posto de pedágio	Cidade	Ponto de acesso	Direção
01	P01	Limeira	km 152+000	Sul (Interior - Capital)
02	P03	Valinhos	km 81+000	Sul (Interior - Capital)

Fonte: ARTESP (2018).

As tabelas seguintes apresentam os dados anuais dos postos de P01, P02 e P03 referentes aos anos de 2009 e 2017.

Tabela 6.2 – Fluxo anual do posto de pedágio 01 – P01

Ano/Tipo de veículo	2 eixos	3 eixos	4 eixos	5 eixos	6 eixos
2009	1.386.839	1.433.013	836.344	796.288	853.049
2010	1.491.204	1.539.576	886.789	812.314	1.015.070
2011	1.557.981	1.517.845	851.424	767.499	1.043.398
2012	1.579.907	1.477.490	857.835	751.578	1.117.401
2013	1.324.916	1.467.779	614.900	840.168	1.548.229
2014	1.003.158	1.436.566	302.394	885.638	1.933.948
2015	960.289	1.315.045	306.261	773.276	1.920.964
2016	911.337	1.233.346	302.823	700.740	1.773.581
2017	912.742	1.227.469	323.609	692.692	1.816.016

Fonte: ARTESP (2018).

Tabela 6.3 – Fluxo anual do posto de pedágio 02 – P02

Ano/Tipo de veículo	2 eixos	3 eixos	4 eixos	5 eixos	6 eixos
2009	717.050	311.831	113.672	132.244	85.004
2010	788.146	366.775	147.173	154.610	105.985

2011	841.576	386.526	163.144	155.883	122.922
2012	797.335	354.553	154.963	135.799	114.686
2013	735.539	387.549	113.281	165.464	160.489
2014	643.300	411.732	60.620	204.511	207.695
2015	605.541	362.088	65.580	174.094	199.753
2016	518.004	309.915	58.618	141.685	154.530
2017	494.778	296.353	56.394	131.302	150.059

Fonte: ARTESP (2018).

Tabela 6.4 – Fluxo anual do posto de pedágio 03 – P03

Ano/Tipo de veículo	2 eixos	3 eixos	4 eixos	5 eixos	6 eixos
2009	5.531.774	3.306.437	1.180.226	663.505	889.091
2010	6.476.748	4.213.663	1.874.607	1.995.312	1.773.380
2011	3.820.060	4.652.486	2.169.154	2.170.282	2.109.843
2012	7.097.189	4.775.874	1.344.816	2.082.505	2.289.120
2013	6.208.545	5.072.068	1.792.046	2.492.961	3.194.281
2014	5.309.203	5.258.467	883.935	2.796.359	4.004.225
2015	5.008.912	2.540.180	856.232	2.487.752	4.076.946
2016	4.714.630	4.142.964	816.219	2.226.043	3.817.949
2017	4.718.774	3.941.475	988.906	2.205.195	3.898.191

Fonte: CCR RODOANEL (2018).

O posto de pedágio P01 apresenta uma média anual e diária de veículos iguais a 5.455.637 e 14.947, respectivamente; já o P02 tem médias anual e diária de veículos iguais a 1.439.861 e 3.945, respectivamente; por sua vez, o P03 tem médias anual e diária de veículos de 16.253.943 e 44.531, respectivamente.

Baseado nos dados apresentados nas tabelas 6.2, 6.3 e 6.4 construiu-se os gráficos seguintes. Ao ler os gráficos verifica-se que em todos os postos de pedágio o número de

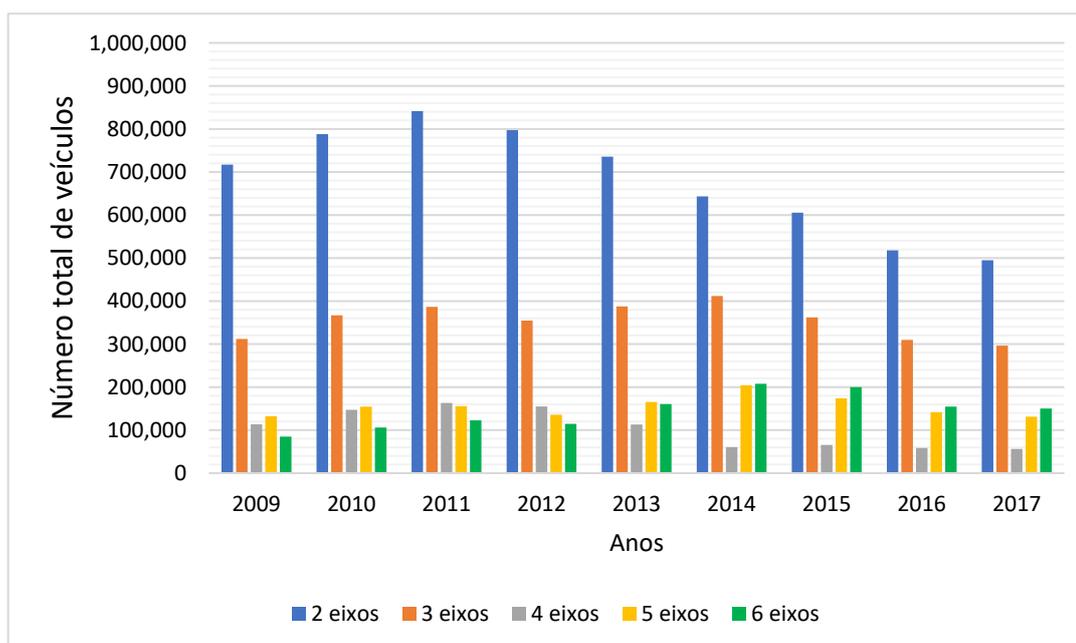
veículos de 2 eixos apresentou redução de 2009 a 2017, já a quantidade de veículos de 6 eixos aumentou no mesmo período.

Gráfico 6.1 – Variação do número de veículos – Posto de pedágio 01 – P01



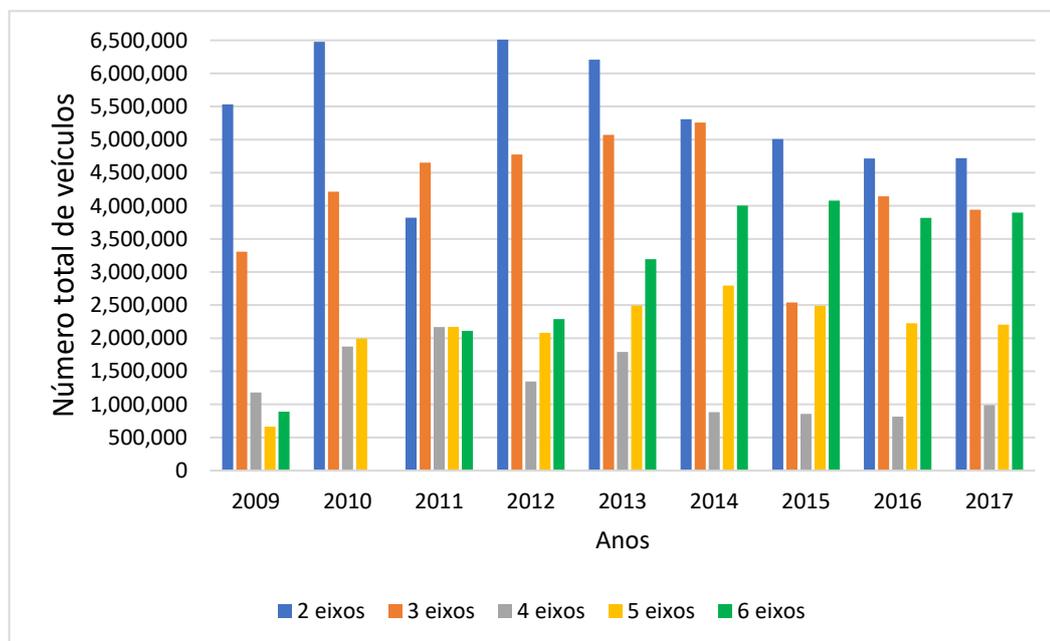
Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 6.2 – Variação do número de veículos – Posto de pedágio 02 – P02



Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 6.3 – Variação do número de veículos – Posto de pedágio 03 – P03



Fonte: Próprio Autor (2019).

A fim de se compreender melhor a composição do tráfego de veículos pesados dos trechos analisados, determinou-se o percentual que cada um representa. O universo amostral é o somatório de todos os veículos pesados de 2 a 6 eixos e os veículos com mais de 6 eixos, classificados na categoria “Adicionais”. Conforme já explicado anteriormente, não se dispõe de dados de veículos com mais de 6 eixos, mas segundo as informações concedidas, esses veículos são colocados na categoria “Adicionais”. Mesmo não se dispondo dos veículos da categoria “Adicionais” discriminados, o motivo de se colocar os veículos “Adicionais” é para reforçar algo já apresentado e explicado em capítulos anteriores, que se tem aumentado o número de veículos pesados, sobretudo aqueles com mais de 5 eixos.

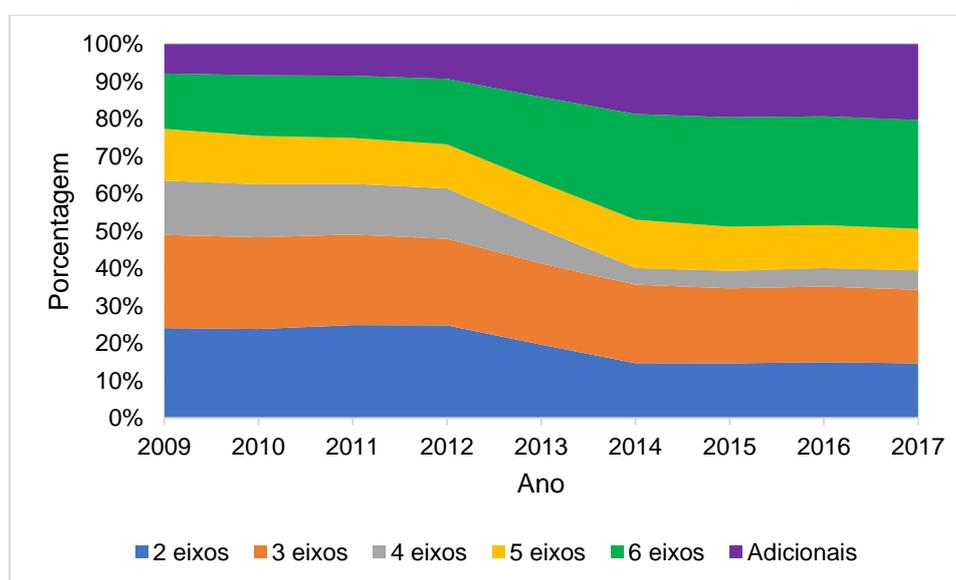
A Tabela 6.5 e o Gráfico 6.4 apresentam os dados relativos ao posto de pedágio P01. Ao realizar a leitura dos dados observa-se que até o ano de 2012 os veículos de 2 eixos eram os predominantes, passando os veículos de 6 eixos a serem os predominantes a partir do ano seguinte. Verifica-se, também, que a partir de 2014 os veículos da categoria “Adicionais” passam a representar, em sua totalidade, mais que os veículos de 2, 4 e 5 eixos, separadamente.

Tabela 6.5 – Percentuais anuais por tipo de veículo do posto de pedágio 01 – P01

Ano/Tipo de veículo	2 eixos	3 eixos	4 eixos	5 eixos	6 eixos	Adicionais
2009	24,09%	24,89%	14,53%	13,83%	14,82%	7,85%
2010	23,79%	24,56%	14,15%	12,96%	16,20%	8,34%
2011	24,86%	24,22%	13,59%	12,25%	16,65%	8,43%
2012	24,77%	23,17%	13,45%	11,79%	17,52%	9,30%
2013	19,63%	21,74%	9,11%	12,45%	22,94%	14,14%
2014	14,67%	21,01%	4,42%	12,95%	28,28%	18,68%
2015	14,65%	20,06%	4,67%	11,79%	29,30%	19,53%
2016	14,94%	20,22%	4,96%	11,49%	29,08%	19,31%
2017	14,63%	19,68%	5,19%	11,11%	29,12%	20,27%

Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 6.4 – Percentagens dos veículos – Posto de pedágio 01 – P01



Fonte: Próprio Autor (2019).

Os dados da Tabela 6.6 e do Gráfico 6.5 mostram que apesar do crescimento do número de veículos com 5, 6 e mais eixos, a maioria ainda é representada por veículos carga de 2 e 3 eixos. Fato esse que pode indicar que é um tráfego caracterizado pela circulação de

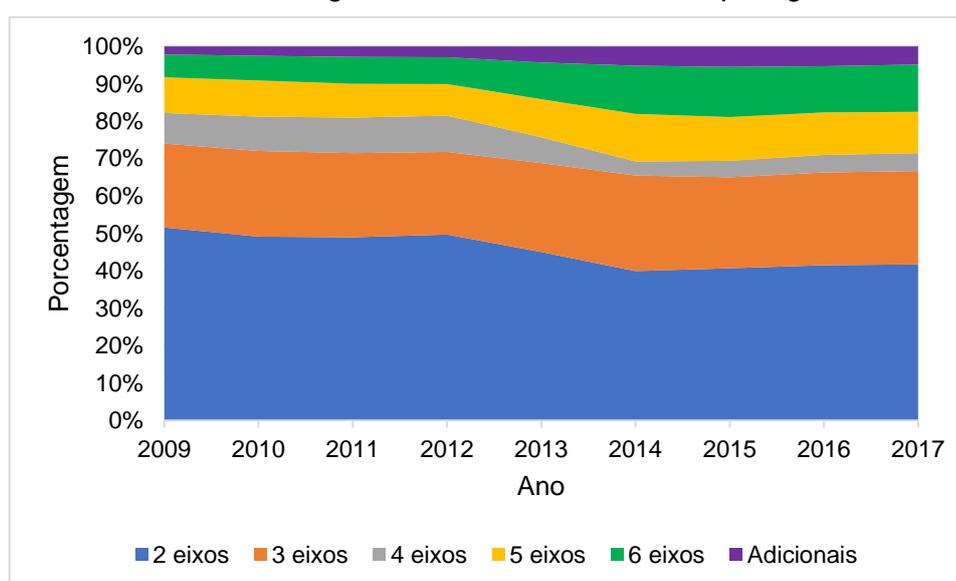
cargas de pequena carga, isto é, cargas distribuídas entre as regiões do entorno para abastecimento interno.

Tabela 6.6 – Percentuais anuais por tipo de veículo do posto de pedágio 02 – P02

Ano/Tipo de veículo	2 eixos	3 eixos	4 eixos	5 eixos	6 eixos	Adicionais
2009	51,60%	22,44%	8,18%	9,52%	6,12%	2,14%
2010	49,17%	22,88%	9,18%	9,65%	6,61%	2,51%
2011	48,99%	22,50%	9,50%	9,07%	7,16%	2,78%
2012	49,72%	22,11%	9,66%	8,47%	7,15%	2,89%
2013	45,07%	23,75%	6,94%	10,14%	9,83%	4,26%
2014	39,94%	25,56%	3,76%	12,70%	12,90%	5,14%
2015	40,69%	24,33%	4,41%	11,70%	13,42%	5,46%
2016	41,49%	24,83%	4,70%	11,35%	12,38%	5,26%
2017	41,72%	24,99%	4,75%	11,07%	12,65%	4,82%

Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 6.5 – Percentagens dos veículos – Posto de pedágio 02 – P02



Fonte: Próprio Autor (2019).

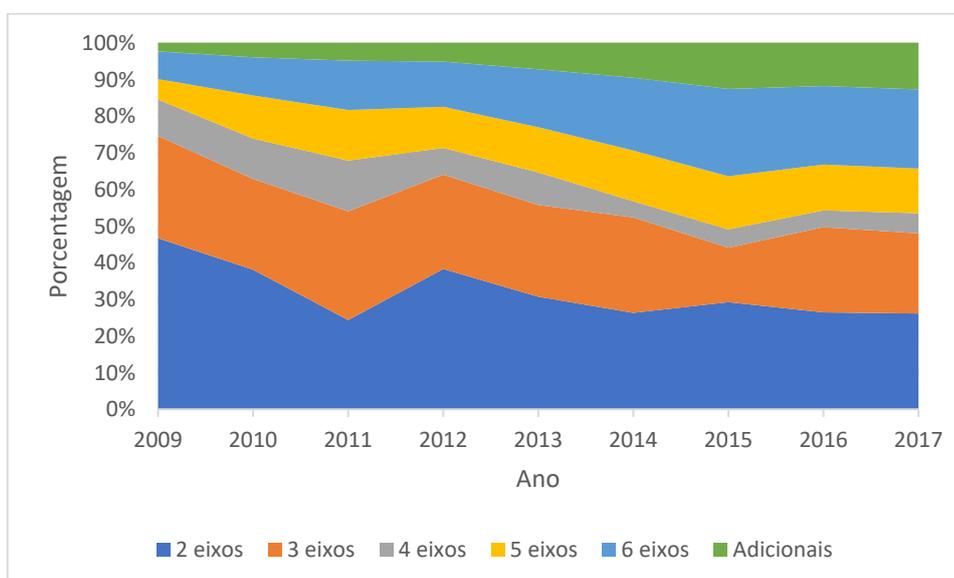
Lendo-se as informações contidas na Tabela 6.7 e no Gráfico 6.6 nota-se o crescimento do volume dos veículos de carga de 5 e 6 eixos, sendo que até o ano de 2017 a predominância era daqueles com 2 eixos.

Tabela 6.7 – Percentuais anuais por tipo de veículo do posto de pedágio 03 – P03

Ano/Tipo de veículo	2 eixos	3 eixos	4 eixos	5 eixos	6 eixos	Adicionais
2009	46,69%	27,91%	9,96%	5,60%	7,50%	2,33%
2010	38,10%	24,79%	11,03%	11,74%	10,43%	3,91%
2011	24,36%	29,67%	13,83%	13,84%	13,46%	4,83%
2012	38,30%	25,77%	7,26%	11,24%	12,35%	5,08%
2013	30,71%	25,09%	8,86%	12,33%	15,80%	7,21%
2014	26,32%	26,07%	4,38%	13,87%	19,85%	9,50%
2015	29,25%	14,84%	5,00%	14,53%	23,81%	12,57%
2016	26,47%	23,26%	4,58%	12,50%	21,43%	11,76%
2017	26,16%	21,85%	5,48%	12,23%	21,61%	12,67%

Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 6.6 – Percentagens dos veículos – Posto de pedágio 03 – P03



Fonte: Próprio Autor (2019).

7. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Baseado em toda apresentação e argumentação acerca da teoria e dos procedimentos metodológicos analíticos de cálculo, este capítulo apresenta os resultados encontrados para os três modelos teóricos de pontes com duas, três e cinco longarinas para ambos os cenários considerados. Para os três modelos estudados, faz-se os cálculos levando-se em consideração os dados do Cenário 1 e do Cenário 2, com base nos dados de tráfego apresentados nas tabelas 6.2, 6.3 e 6.4.

Em seguida, são feitas as análises dos resultados encontrados para cada modelo, nos respectivos cenários. Por fim, faz-se uma análise global considerando-se todos os resultados encontrados.

Primeiramente, para todos os modelos de pontes, faz-se o dimensionamento das vigas da ponte de concreto armado. Em seguida, determina-se o TTL máximo e, por conseguinte a armadura longitudinal à flexão, com base nos momentos fletores oriundos do meio dos vãos das vigas, respeitando o ELU com todas as especificações da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Na determinação do número de ciclos relativo à fadiga no aço, faz-se necessário determinar o valor de “m” da Curva S-N. Conforme apresentado anteriormente, para as análises realizadas neste trabalho, m pode assumir dois valores: 9 ou 5. Como as variações de tensões no aço calculadas são inferiores à variação de tensão limite para o diâmetro de 25 mm, que é 17,5 kN/cm², é utilizado o valor de m=9 para todos os modelos de pontes.

7.1 MODELO COM DUAS LONGARINAS

Como algumas variáveis têm os mesmos valores em ambos os cenários modelos, elas são apresentadas apenas uma vez no início deste item. Os resultados obtidos para o dimensionamento das vigas das pontes 2L 1T CA 10, 2L 2T CA 15 e 2L 3T CA 20 são apresentados na tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Dimensionamento da viga de 10 m

Ponte	d (cm)	A _s (cm ²)	x _s (cm)	x _i (cm)	I _{II} (cm ⁴)
2L 1T CA 10	90	106,9	22,60	77,40	4578444,99
2L 2T CA 15	140	137,0	26,52	123,48	15239180,21
2L 3T CA 20	190	166,7	30,22	169,78	35738241,54

Fonte: Próprio Autor (2019).

A partir desses resultados, parte-se para a etapa de se estimar o tempo de vida útil à fadiga, seguindo os cenários e modelos explicados em capítulos anteriores. Assim sendo, o subcapítulo 7.1.1 apresenta os resultados para o Cenário 1 e o subcapítulo 7.1.2 para o Cenário 2. Em ambos os cenários, calcula-se o dano e o tempo de vida útil à fadiga com base nos veículos reais que trafegam nas rodovias analisadas.

7.1.1 Cenário 1

Considerando-se apenas as cargas dos veículos analisados, tem-se a Tabela 7.2 que apresenta os valores calculados para os momentos fletores devido ao peso próprio da ponte e os momentos oriundos das cargas móveis, sem a majoração do CPCV.

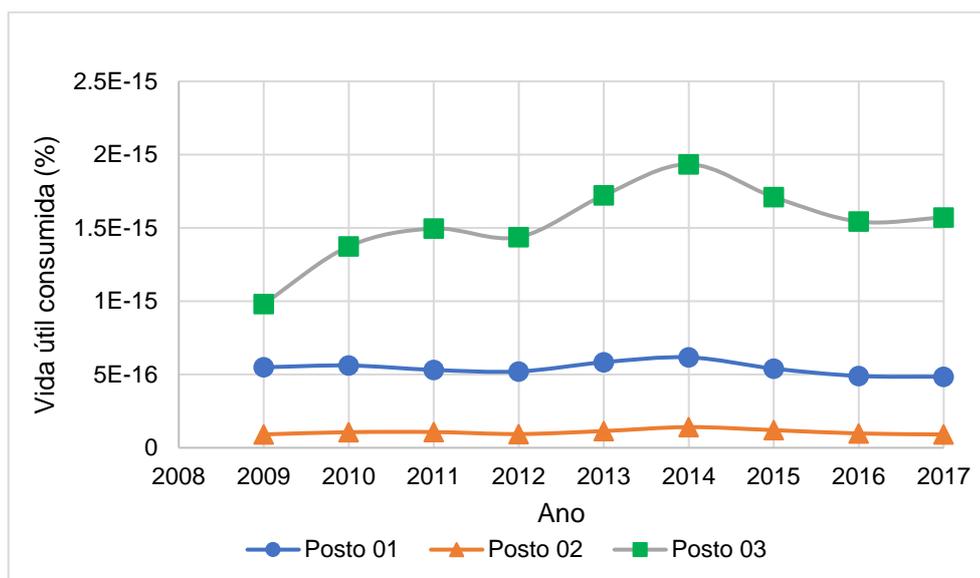
Tabela 7.2 – Momentos fletores – Cenário1

Ponte	Momentos fletores no meio do vão da viga (kN.m)							
	CPCV	Peso próprio	TB 450	Comercial de 2 eixos	Comercial de 3 eixos	Comercial de 4 eixos	Comercial de 5 eixos	Comercial de 6 eixos
2L 1T CA 10	1,35	1056,5	1251,4	274,0	405,0	451,5	530,4	473,4
2L 2T CA 15	1,33	2651,5	2269	1041,4	1181,5	1183,9	1257,8	1202,4
2L 3T CA 20	1,27	4955,0	3487,8	1790,6	1991,7	2009,6	2121,6	2028,0

Fonte: Próprio Autor (2019).

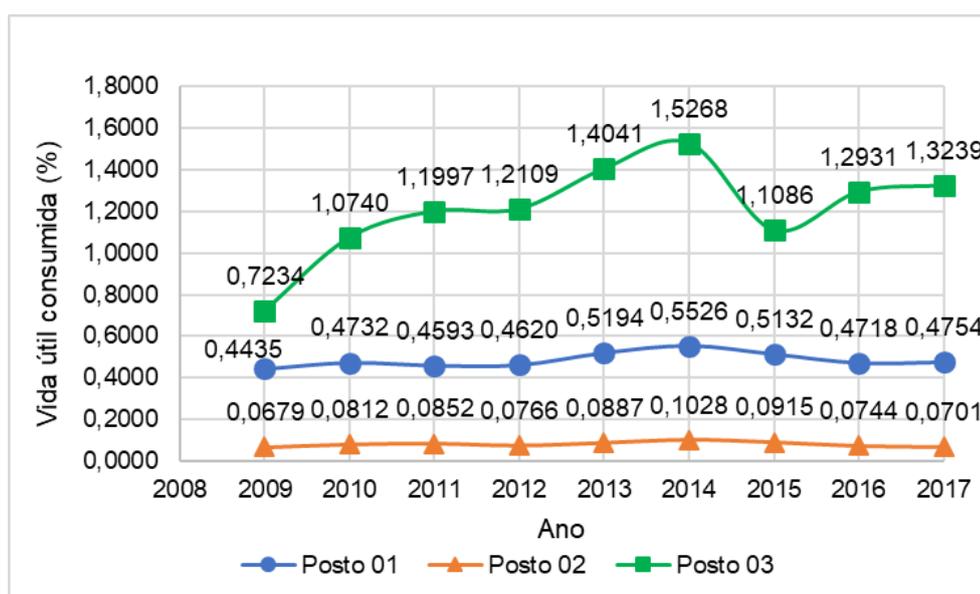
Empregando as hipóteses e referenciais teóricos apresentadas nos capítulos anteriores, são estimados o dano acumulado e a vida útil à fadiga do concreto e da armadura longitudinal. Os gráficos seguintes apresentam o consumo da vida útil considerando-se o fluxo de veículos analisados em cada ano separadamente, para a ponte 2L 1T CA 10.

Gráfico 7.1 – Consumo da vida útil à fadiga do concreto – Cenário 1 – Ponte 2L 1T CA 10



Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.2 – Consumo da vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Cenário 1 Ponte 2L 1T CA 10



Fonte: Próprio Autor (2019).

Estudando-se os resultados apresentados nos gráficos 7.1 e 7.2 observa-se que os danos devido à fadiga no concreto empregando-se os dados de tráfego dos três postos de pedágio analisadas têm valores significativamente inferiores aos danos no aço. Logo, essa ponte apresenta mais chances de falhar à fadiga na armadura longitudinal do que no concreto. Baseado nisso, a Tabela 7.3 apresenta o dano total estimado para a armadura longitudinal ao longo dos 9 anos analisados. Além disso, partindo do princípio que o fluxo é mantido o mesmo ao longo dos anos, apresenta-se qual é o consumo esperado, em porcentagem, da vida útil à fadiga em 100 anos, e em quanto anos estima-se o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal da viga analisada.

Tabela 7.3 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 2L 1T CA 10

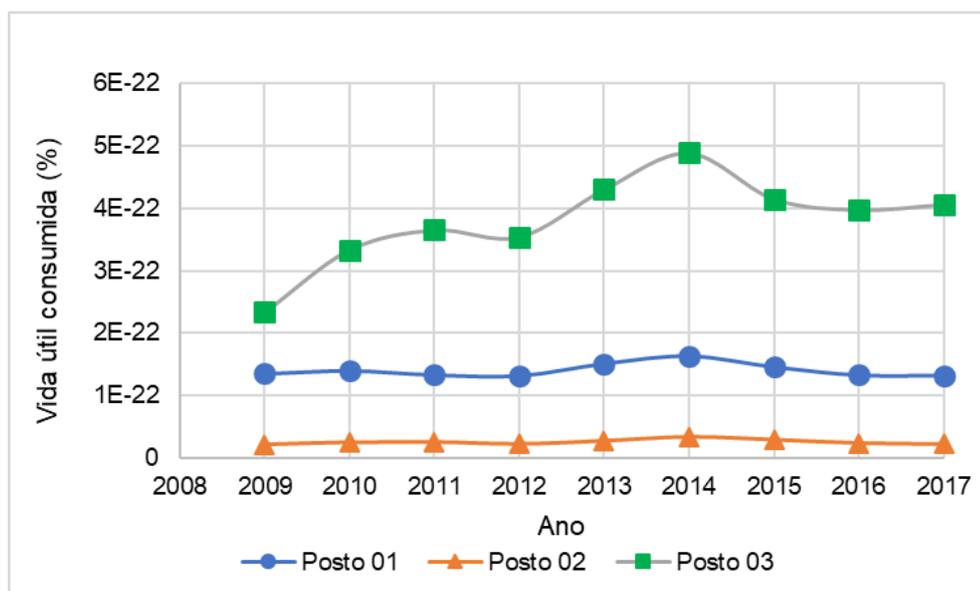
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	4,37	48,56	205,94
02	0,74	8,20	1.218,96
03	10,86	120,72	82,84

Fonte: Próprio Autor (2019).

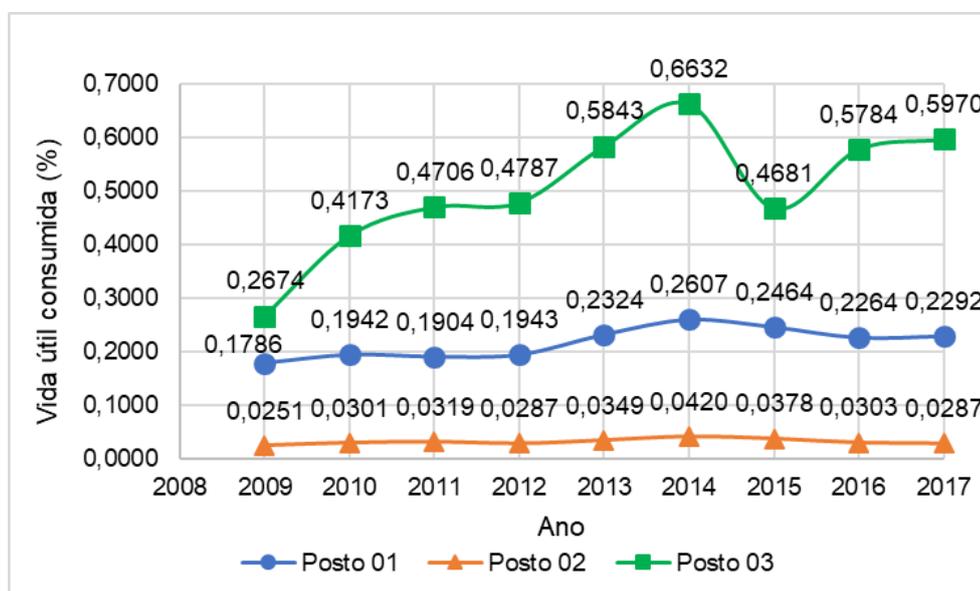
Baseado nos resultados da tabela 7.3 nota-se que a verificação da viga de 10 m, ponte 2L 1T CA 10, utilizando os dados de tráfego do posto de pedágio 03, com média anual de veículos pesados de cerca de 16.250.000, ou 44531 veículos por dia, apresenta o menor tempo de vida útil à fadiga, portanto, menor tempo de serviço da ponte teórica estudada. Mesmo esse tempo sendo reduzido em relação aos dois outros postos de pedágio, ele é de cerca de 83 anos, o qual é superior a 75 anos, que é o tempo médio para o qual se projeta as OAEs.

Em seguida, repetiu-se os mesmos procedimentos para se estimar o dano e a vida útil à fadiga na ponte com longarinas de 15 m, a ponte 2L 2T CA 15. Os gráficos seguintes apresentam o consumo da vida útil considerando-se o fluxo de veículos analisados em cada ano separadamente.

Gráfico 7.3 – Consumo da vida útil à fadiga do concreto – Cenário 1 – Ponte 2L 2T CA 15



Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.4 – Consumo da vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Cenário 1
Ponte 2L 2T CA 15

Fonte: Próprio Autor (2019).

Estudando-se os resultados apresentados nos gráficos 7.3 e 7.4 depreende-se que os danos devido à fadiga no concreto para os três postos de pedágio analisados têm valores significativamente inferiores aos danos na armadura longitudinal. Logo, essa ponte apresenta mais chances de falhar à fadiga na armadura do que no concreto. Baseado nisso,

a tabela 7.4 apresenta o dano total ao longo dos 9 anos analisados, partindo do princípio que o fluxo é mantido o mesmo ao longo dos anos, apresenta-se qual é o consumo esperado, em porcentagem, da vida útil à fadiga em 100 anos, e em quanto anos estima-se o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal da viga analisada.

Tabela 7.4 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 2L 2T CA 15

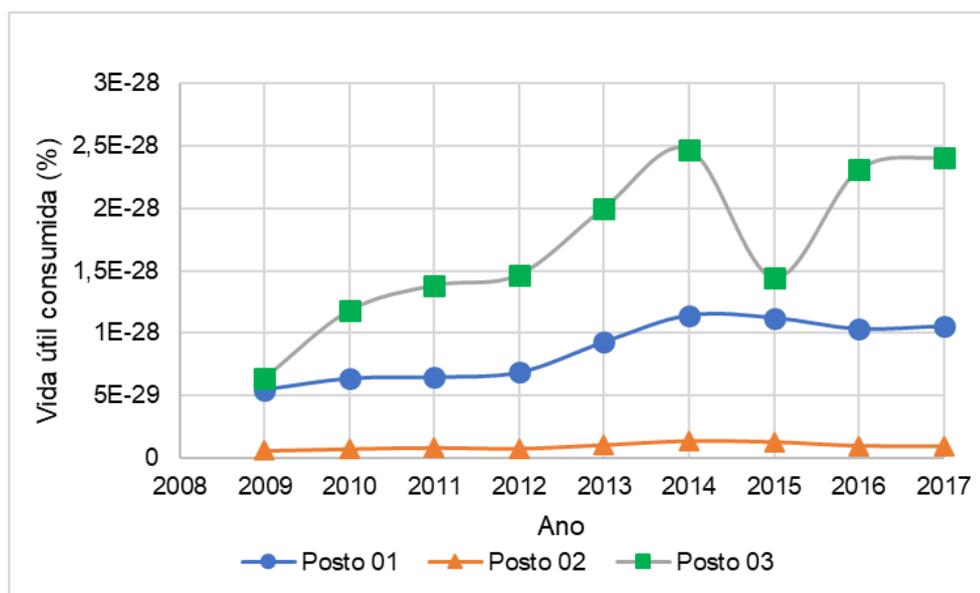
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	1,95	21,70	460,91
02	0,29	3,22	3.106,64
03	4,53	50,28	198,89

Fonte: Próprio Autor (2019).

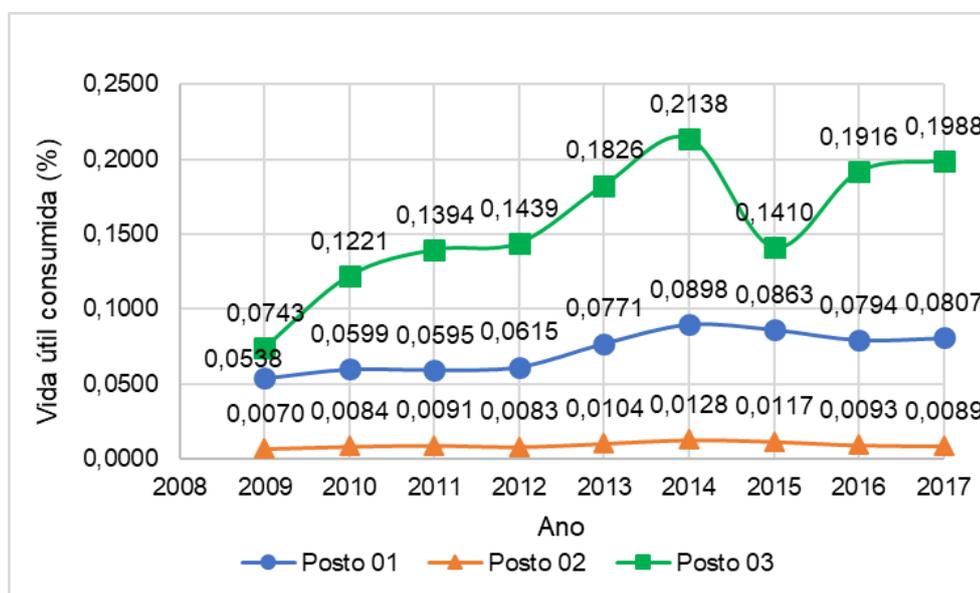
Os tempos de vida útil à fadiga para os três postos de pedágio são significativamente elevados, o que indica que, provavelmente, a ponte teórica analisada falharia devido a outros fatores antes de falhar à fadiga.

Por fim, são estimados o dano acumulado e a estimativa de vida útil à fadiga para o concreto e para a armadura longitudinal da ponte de 2 vigas com 20 m de comprimento. Os gráficos seguintes apresentam o consumo da vida útil considerando-se o fluxo de veículos analisados em cada ano separadamente, para a ponte 2L 3T CA 20.

Gráfico 7.5 – Consumo da vida útil à fadiga do concreto – Cenário 1 – Ponte 2L 3T CA 20



Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.6 – Consumo da vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Cenário 1
Ponte 2L 3T CA 20

Fonte: Próprio Autor (2019).

Com base nos resultados apresentados nos gráficos 7.5 e 7.6 observa-se que os danos devido à fadiga no concreto apresentam valores menores aos danos na armadura longitudinal. Portanto, essa ponte apresenta mais chances de falhar à fadiga na armadura do

que no concreto. Com isso, a tabela 7.5 apresenta o compilado dos resultados para a armadura longitudinal da ponte teórica de 20 m.

Tabela 7.5 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 2L 3T CA 20

Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,65	7,20	1.388,84
02	0,09	0,96	10.470,90
03	1,41	15,64	639,42

Fonte: Próprio Autor (2019).

Analisando-se os resultados da tabela 7.5 fica claro que a ponte teórica de 20 m apresentou, para os três postos de pedágio, tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal das vigas superior a 600 anos. Portanto, caso ocorra uma falha estrutural, essa provavelmente se dê por outros motivos.

7.1.2 Cenário 2

Considerando-se as cargas devido aos veículos reais de carga e as cargas distribuídas de acordo com a NBR 7188:2013, representando os veículos de pequeno porte que podem acompanhar a passagem do veículo de carga, tem-se a tabela 7.6 que apresenta os valores calculados para os momentos fletores majorados pelo CPCV devido ao peso próprio da ponte e os momentos oriundos das cargas móveis.

Tabela 7.6 – Momentos fletores – Cenário 2

Ponte	Momentos fletores no meio do vão da viga (kN.m)							
	CPCV	Peso próprio	TB 450	Comercial de 2 eixos	Comercial de 3 eixos	Comercial de 4 eixos	Comercial de 5 eixos	Comercial de 6 eixos
2L 1T CA 10	1,35	1056,5	1251,4	465,5	545,8	557,4	605,9	589,9
2L 2T CA 15	1,33	2651,5	2269,0	967,3	1111,3	1131,3	1219,6	1160,3

2L 3T CA 20	1,27	4955,0	3487,8	1644,8	1852,3	1900,6	2034,9	1942,9
-------------	------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Fonte: Próprio Autor (2019).

Empregando as hipóteses discorridas, são estimados o dano acumulado e a vida útil à fadiga para o concreto e para a armadura longitudinal das vigas. Pelo fato do tempo de vida útil à fadiga no concreto ser expressivamente grande e superior ao da armadura longitudinal, são apresentados apenas os resultados encontrados para o aço.

Baseado nos resultados encontrados, frente ao fluxo real de veículos analisados, a tabela 7.7 descreve o dano total ao longo dos 9 anos estudados, para a ponte 2L 1T CA 10, bem como apresenta qual é o consumo da vida útil à fadiga da armadura longitudinal esperado em 100 anos, e traz a estimativa do tempo necessário para que o consumo de 100% da vida útil à fadiga no aço seja atingido.

Tabela 7.7 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 2L 1T CA 10

Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	26,44	293,79	34,04
02	4,81	53,40	187,25
03	66,18	735,39	13,60

Fonte: Próprio Autor (2019).

A introdução da carga distribuída de 5 kN/m², representando os demais veículos que podem trafegar na ponte, aumentou o dano total nos três postos de pedágio estudados, por consequência, o tempo de vida útil à fadiga reduziu. Os postos de pedágio 01 e 03 são os mais críticos, com tempo de vida útil à fadiga de cerca de 34 e 14 anos, respectivamente.

Em seguida, são calculados o dano acumulado e a vida útil à fadiga da armadura longitudinal, para a ponte 2L 2T CA 15. Baseado nisso, a tabela 7.8 apresenta o dano total ao longo dos 9 anos analisados, o consumo da vida útil à fadiga da armadura longitudinal esperado em 100 anos, e em quanto anos espera-se que se consuma 100% da vida útil à fadiga no aço.

Tabela 7.8 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 2L 2T CA 15

Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	15,43	171,43	58,33
02	3,00	33,38	299,62
03	39,99	444,30	22,51

Fonte: Próprio Autor (2019).

Apesar do tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal ter aumentado em relação à mesma ponte teórica com 10 m, os valores dos postos de pedágio 01 e 03 ainda continuam baixos, sendo, respectivamente, cerca de 58 e 23 anos.

Por fim, são calculados o dano acumulado e a estimativa de vida útil à fadiga da armadura longitudinal da vida, para a ponte 2L 3T CA 20. Baseado nos resultados encontrados construiu-se a tabela 7.9, que apresenta o dano total ao longo dos 9 anos de dados de tráfego, assim como descreve qual é o consumo da vida útil à fadiga da armadura longitudinal esperado em 100 anos, e traz a estimativa do tempo necessário para que o consumo de 100% da vida útil à fadiga no aço seja atingido.

Tabela 7.9 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 2L 3T CA 20

Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	11,07	123,03	81,28
02	2,18	24,24	412,51
03	28,82	320,19	31,23

Fonte: Próprio Autor (2019).

Em função do elevado volume médio anual de tráfego oriundo do posto de pedágio 03, ele ainda se apresenta como aquele com o menor tempo de vida de projeto da ponte devido à fadiga na armadura longitudinal da viga, com menos de 32 anos.

7.1.3 Análise dos resultados para as pontes com 2 vigas

Primeiramente, verifica-se que os veículos de 4, 5 e 6 eixos geram os maiores momentos fletores em ambos os cenários, sendo o veículo de 5 eixos aquele que apresentou maiores valores de momento fletor.

Frente aos resultados encontrados para as três pontes analisadas, 2L 1T CA 10, de 10 m, 2L 2T CA 15, de 15 m e 2L 3T CA 20, de 20 m, constrói-se a tabela a seguir com o tempo necessário para se atingir o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal das vigas. Os resultados da vida útil à fadiga no concreto não são apresentados de acordo com o tipo de ponte pois, no pior das situações, que é para a ponte de 10 m, no posto de pedágio 03, para o Cenário 2, o valor encontrado foi superior a 100.000.000 anos, sendo considerado como desprezível.

Tabela 7.10 – Resultados da vida útil à fadiga da armadura longitudinal das pontes com 2 longarinas

Cenários	Postos de pedágio	Pontes		
		2L 1T CA 10	2L 2T CA 15	2L 3T CA 20
Cenário 1	P01	205,94	460,91	1.388,84
	P02	1.218,96	3.106,64	10.470,90
	P03	82,84	198,89	639,42
Cenário 2	P01	34,04	58,33	81,28
	P02	187,25	299,62	412,51
	P03	13,60	22,51	31,23

Fonte: Próprio Autor (2019).

A análise da tabela 7.10 e dos demais resultados encontrados permite que se infira algumas conclusões. Primeiramente, a armadura longitudinal é a mais propensa a sofrer com o fenômeno da fadiga. Além disso, dentre os modelos aqui estudados, o tamanho do vão da ponte tem influência no tempo de vida útil à fadiga, sendo que quanto maior o vão, maior o tempo de vida útil à fadiga em todos os casos.

A tabela 7.11 apresenta os dados referentes ao aumento percentual das pontes de 15 m em relação às de 10 m, e das de 20 m em relação às de 15 m, acerca do tempo de vida útil à fadiga das pontes de 2 vigas, para os três postos de pedágio e em ambos os Cenários.

Tabela 7.11 – Aumento percentual do tempo de vida útil à fadiga das pontes de 2 vigas

Posto de pedágio	Aumento do tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal (%)			
	Cenário 1		Cenário 2	
	Ponte de 15 m em relação a de 10 m	Ponte de 20 m em relação a de 15 m	Ponte de 15 m em relação a de 10 m	Ponte de 20 m em relação a de 15 m
P01	123,81	201,33	71,36	39,35
P02	154,86	237,05	60,01	37,68
P03	140,09	221,49	65,51	38,74

Fonte: Próprio Autor (2019).

Verifica-se, também, que a introdução da carga distribuída, cujos resultados são apresentados pelo Cenário 2, faz com que os efeitos deletérios da fadiga sejam mais fortemente sentidos pelas pontes analisadas, de modo que o tempo de vida útil à fadiga na armadura longitudinal reduziu drasticamente para todas as pontes e todos os postos de pedágio.

Analisando-se apenas os resultados encontrados para o Cenário 2, que é o mais crítico, observa-se que o posto de pedágio 02, com uma média anual de 1.439.861 veículos de 2 a 6 eixos, foi aquele maior tempo de vida útil à fadiga da armadura, em todas as pontes, com vida superior a 185 anos. No que diz respeito aos resultados obtidos empregando-se os dados de tráfego do posto de pedágio 01, com uma média anual de 5.455.637 veículos de 2 a 6 eixos, os valores do tempo de vida útil são pequenos, inferiores a 50 anos para a ponte de 10 metros.

Por fim, a situação com menor tempo de vida útil no Cenário 2 são as pontes em cujos cálculos empregou-se os dados do posto de pedágio 03. Os valores encontrados são significativamente pequenos, variando entre cerca de 14 e 31 anos.

7.2 MODELO COM TRÊS LONGARINAS

As variáveis encontradas através do dimensionamento das pontes e utilizados na verificação da fadiga das pontes 3L 0T CA 10, 3L 0T CA 15 e 3L 0T CA 20 estão apresentados na tabela 7.12. Vale ressaltar, conforme já explicado, que os resultados encontrados para a viga longarina L1 são os mesmos que os da longarina L3, pelo fato de a estrutura ser simétrica.

Tabela 7.12 – Dimensionamento das pontes com 3 vigas

Ponte	3L 0T CA 10				
Longarina	d (cm)	A_s (cm ²)	x_s (cm)	x_i (cm)	I_{II} (cm ⁴)
L1	0,90	82,60	20,83	79,17	3655139,26
L2	0,90	49,60	18,42	81,58	2384789,67
Ponte	3L 0T CA 15				
Longarina	d (cm)	A_s (cm ²)	x_s (cm)	x_i (cm)	I_{II} (cm ⁴)
L1	1,40	104,30	23,92	126,08	12008676,88
L2	1,40	67,10	20,79	129,21	8114298,26
Ponte	3L 0T CA 20				
Longarina	d (cm)	A_s (cm ²)	x_s (cm)	x_i (cm)	I_{II} (cm ⁴)
L1	1,90	127,80	29,56	170,44	27545509,04
L2	1,90	83,30	24,73	175,27	18731746,69

Fonte: Próprio Autor (2019).

7.2.1 Cenário 1

Considerando-se apenas as cargas dos veículos analisados, tem-se a tabela 7.13 que apresenta os valores calculados para os momentos fletores devido ao peso próprio da ponte e os momentos oriundos das cargas móveis, sem a majoração pelo CPCV.

Tabela 7.13 – Momentos fletores – Cenário1 – Ponte com 3 vigas

Momentos fletores no meio do vão da viga (kN.m)								
Ponte	CPCV	Peso próprio	TB 450	Comercial de 2 eixos	Comercial de 3 eixos	Comercial de 4 eixos	Comercial de 5 eixos	Comercial de 6 eixos
Longarina	3L 0T CA 10							
L1	1,35	837,9	971,7	209,8	310,1	345,6	406	362,4
L2	1,35	486,9	609,9	71,4	105,7	117,8	138,4	123,6
Longarina	3L 0T CA 15							
L1	1,33	2008,1	1758,9	359,4	514,2	638,5	774,4	739,9
L2	1,33	1380,9	1089,8	121,9	178,1	221,2	268,1	256
Longarina	3L 0T CA 20							
L1	1,27	3779,0	2690,6	494,8	719,8	933,4	1145,1	1172,6
L2	1,27	2634,0	1662,5	193,3	280,9	364,3	446,9	457,5

Fonte: Próprio Autor (2019).

Empregando as hipóteses apresentadas no capítulo anterior, são calculados o dano acumulado e a estimativa de vida útil à fadiga da armadura longitudinal da ponte de 10 m, 3L 0T CA 10.

Embasando-se nos cálculos e resultados encontrados, tem-se a tabela 7.14 que apresenta o dano total ao longo dos 9 anos analisados para as duas vigas longarinas L1 e L2. Ademais, apresenta-se qual é o consumo esperado, em porcentagem, da vida útil à fadiga em 100 anos, e em quanto anos estima-se o consumo de 100% da vida útil à fadiga da armadura longitudinal da viga analisada.

Tabela 7.14 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 3L 0T CA 10

Longarina L1			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	3,67	40,78	245,20

02	0,62	6,89	1.451,38
03	9,12	101,38	98,64
Longarina L2			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,01	0,16	6.4439,93
02	0,002	0,03	38.1701,57
03	0,03	0,39	25.932,60

Fonte: Próprio Autor (2019).

Os resultados da tabela 7.14 evidenciam que a longarina que recebe maior parte dos esforços é a L1 e tal fato pode ser explicado em função da posição adotada dos veículos reais que trafegam, que se localizam sobre a viga longarina L1, conforme figura 5.17. Mesmo ela sendo a mais solicitada, o tempo de vida útil à fadiga estimado para a armadura longitudinal é superior a 90 anos em todos os postos de pedágio.

Em suma, considerando esses modelos teóricos de pontes de 10 m com 3 vigas e os dados de tráfego empregados, a vida útil das estruturas para os três postos de pedágio são, em ordem decrescente de tempo: P02 de 1.451,38 anos; P01 de 245,20 anos e P03 de 98,64 anos. Em função da elevada idade, conforme já exposto, essas estruturas apresentariam falha, provavelmente, antes desses tempos e por outros motivos.

Em sequência, faz-se as mesmas verificações para a ponte de 15 m de vão, 3T 0L CA 15. Utilizando-se os resultados encontrados, monta-se a tabela 7.15 que apresenta o dano total ao longo dos 9 anos analisados para as duas vigas longarinas L1 e L2. É possível ler também na tabela 7.15 qual o valor vida útil à fadiga em 100 anos, e em quanto anos estima-se o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal da viga analisada.

Tabela 7.15 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 3L 0T CA 15

Longarina L1			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	1,81	20,14	496,61

02	0,27	2,99	3.348,27
03	4,20	46,65	214,35
Longarina L2			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,01	0,06	164.083,61
02	0,001	0,01	1.105.493,46
03	0,01	0,14	70.790,26

Fonte: Próprio Autor (2019).

Os dados apresentados pela tabela 7.15 evidenciam que a longarina mais solicitada é a L1, assim como no caso da ponte 3T 0L CA 10. Ademais, mesmo a viga L1 sendo a mais solicitada, o tempo de vida útil à fadiga estimado para a armadura longitudinal é superior a 200 anos em todos os postos de pedágio.

Dessa forma, analisando-se os modelos teóricos de pontes de 15 m com 3 vigas, a vida útil das estruturas para os três postos de pedágio são, em ordem decrescente de tempo: P02 de 3.348,27 anos; P01 de 496,61 anos e P03 de 214,35 anos. Em função da elevada idade, conforme já exposto, essas estruturas apresentariam falha, provavelmente, antes desses tempos e por outros motivos.

Por fim, apresenta-se os resultados encontrados para as pontes de 3 vigas com 20 m de vão, 3T 0L CA 20. A tabela 7.16 que apresenta para as duas vigas longarinas L1 e L2, o dano total ao longo dos 9 anos analisados, qual é o consumo esperado, em porcentagem, da vida útil à fadiga em 100 anos, e em quanto anos estima-se o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal da viga analisada.

Tabela 7.16 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 3L 0T CA 20

Longarina L1			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,64	7,11	1.405,92

02	0,08	0,94	10.601,27
03	1,39	15,45	647,35
Longarina L2			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,01	0,06	162.154,63
02	0,001	0,01	1.222.181,98
03	0,01	0,13	74.644,18

Fonte: Próprio Autor (2019).

Baseado nos resultados encontrados e expressos na tabela 7.16 nota-se, assim como nos casos anteriores, que a longarina que recebe maior parte dos esforços é a L1. Além disso, essas pontes com 20 m de vão são as que apresentam maior tempo de vida útil à fadiga em comparação com a de 10 e 15 metros, sendo esse tempo superior a 640 anos em todos os postos de pedágio.

Dado o exposto, analisando-se os modelos teóricos de pontes de 20 m com 3 vigas e os dados de tráfego empregados, a vida útil das estruturas teóricas para os três postos de pedágio são, em ordem decrescente de tempo: P02 de 10.601,27 anos; P01 de 1.405,92 anos e P03 de 647,35 anos. Em função da elevada idade, conforme já exposto, essas estruturas apresentariam falha, provavelmente, antes desses tempos e por outros motivos.

7.2.2 Cenário 2

Considerando-se as cargas devido aos veículos reais de carga e as cargas distribuídas de acordo com a NBR 7188:2013, representando os veículos de pequeno porte que podem acompanhar a passagem do veículo de carga, tem-se a tabela 7.17 que apresenta os valores calculados para os momentos fletores devido ao peso próprio da ponte e os momentos oriundos das cargas móveis, sem serem majorados pelo CPCV.

Tabela 7.17 – Momentos fletores – Cenário 2 – Ponte com 3 vigas

Momentos fletores no meio do vão da viga (kN.m)								
Ponte	CPCV	Peso próprio	TB 450	Comercial de 2 eixos	Comercial de 3 eixos	Comercial de 4 eixos	Comercial de 5 eixos	Comercial de 6 eixos
Longarina	3L 0T CA 10							
L1	1,35	837,9	971,7	352,2	413,9	422,8	462	447,7
L2	1,35	486,9	609,9	126,6	147,5	150,3	160,5	158,8
Longarina	3L 0T CA 15							
L1	1,33	2008,1	1758,9	738,5	841,9	860,3	928,7	883,6
L2	1,33	1380,9	1089,8	268,2	305,7	307,5	329,2	313,3
Longarina	3L 0T CA 20							
L1	1,27	3779,0	2690,6	1245,1	1405,1	1446,4	1550,8	1481,6
L2	1,27	2634,0	1662,5	474,2	537,0	556,4	598,1	571,6

Fonte: Próprio Autor (2019).

Com base nas teorias e hipóteses percorridas em capítulos anteriores são calculados o dano acumulado e a estimativa de vida útil à fadiga da armadura longitudinal da ponte de 10 m, 3L 0T CA 10. No caso do concreto os valores encontrados são superiores a 500.000.000 anos.

A tabela 7.18 apresenta o dano total ao longo dos 9 anos analisados para as duas vigas longarinas L1 e L2. Além disso, a tabela demonstra qual é o consumo esperado, em porcentagem, da vida útil à fadiga em 100 anos, e em quanto anos estima-se o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal da viga analisada.

Tabela 7.18 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 3L 0T CA 10

Longarina L1			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	20,73	230,36	43,41

02	3,76	41,81	239,20
03	51,92	576,85	17,34
Longarina L2			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,11	1,21	8.263,61
02	0,02	0,22	45.132,75
03	0,27	3,03	3.302,61

Fonte: Próprio Autor (2019).

A longarina L1 é a mais solicitada nos três postos de pedágio. Ademais, a introdução da carga distribuída acarretou uma redução significativa no tempo de vida útil à fadiga na armadura longitudinal das pontes com 10 m. Utilizando os dados de tráfego do posto de pedágio 02, a ponte apresenta um tempo de vida útil de aproximadamente 240.

Por outro lado, as pontes verificadas empregando-se os dados dos postos de pedágio 01 e 03 apresentam tempos de vida útil à fadiga reduzidos, sobretudo o P03, com aproximadamente 17 anos.

Feito isso, realiza-se as mesmas verificações para a ponte de 15 m de vão, 3T 0L CA 15. Com base nos resultados para esse modelo de ponte, tem-se a tabela 7.19 que apresenta o dano total ao longo dos 9 anos analisados para as duas vigas longarinas L1 e L2. A tabela também indica é o consumo esperado, em porcentagem, da vida útil à fadiga em 100 anos, e em quanto anos estima-se o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal da viga analisada.

Tabela 7.19 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 3L 0T CA 15

Longarina L1			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	13,54	150,45	66,47
02	2,63	29,28	341,56

03	35,08	389,80	25,65
Longarina L2			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,05	0,61	16.484,61
02	0,01	0,12	81.695,91
03	0,14	1,60	6.258,22

Fonte: Próprio Autor (2019).

O aumento de 5 metros de vão em relação ao modelo anterior (3L 0T CA 10) contribuiu para que o tempo de vida útil à fadiga na armadura também aumentasse. Todavia, os valores encontrados para as pontes dos postos de pedágio 01 e 03 ainda não são elevados. Apesar do P01 apresentar tempo de vida útil razoavelmente satisfatório, de aproximadamente 67 anos, esse valor ainda é inferior aos 75 anos empregados em projetos de OAEs. Já o posto de pedágio 03 teve tempo devida útil de pouco mais de 25 anos.

Por fim, apresenta-se os resultados encontrados para as pontes de 3 vigas com 20 m de vão, 3T 0L CA 20. A tabela 7.16 que apresenta o dano total ao longo dos 9 anos analisados para as duas vigas longarinas L1 e L2. A tabela também contém qual é o consumo esperado, em porcentagem, da vida útil à fadiga em 100 anos, e em quanto anos estima-se o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal da viga analisada.

Tabela 7.20 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 3L 0T CA 20

Longarina L1			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	10,23	113,70	87,95
02	2,00	22,18	450,90
03	26,51	294,52	33,95

Longarina L2			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,08	0,87	11.547,22
02	0,01	0,17	60.249,03
03	0,20	2,23	4.493,55

Fonte: Próprio Autor (2019).

Frente aos resultados apresentados na tabela acima, a vida útil à fadiga da estrutura aumentou adotando-se um vão de 20 m para a ponte (3L 0T CA 20), sendo a ponte dimensionada com os dados do posto de pedágio 02 com mais elevado tempo de vida útil, acima de 450 anos.

Por sua vez, a ponte verificada com os dados do posto de pedágio 01 apresentou tempo de vida útil à fadiga pouco superior ao ideal de 75 anos, sendo encontrado o tempo de 87,95 anos. Já a ponte analisada com o tráfego do posto de pedágio 03 ainda apresentou tempo de vida útil à fadiga insuficiente, com apenas cerca de 34 anos.

7.2.3 Análise dos resultados para as pontes com 3 vigas

Assim como observou-se nos modelos com 2 vigas, nestes com 3 vigas verifica-se que os veículos de 4, 5 e 6 eixos geram os maiores momentos fletores em ambos os cenários, sendo o veículo de 5 eixos aquele que apresentou maiores valores de momento fletor.

Baseado nos resultados encontrados para as três pontes analisadas, 3L 0T CA 10, de 10 m, 3L 0T CA 15, de 15 m e 3L 0T CA 20, de 20 m, constrói-se a tabela a seguir com o tempo necessário para se atingir o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal das vigas L1 (que é igual a L3) e L2. Os resultados da vida útil à fadiga do concreto não são apresentados de acordo com o tipo de ponte pois, no pior das situações, que é para a ponte de 10 m, no posto de pedágio 03, para o Cenário 2, o valor encontrado foi superior a 500.000.000 anos.

Tabela 7.21 – Resultados da vida útil à fadiga da armadura longitudinal das pontes com 3 vigas

Cenários	Postos de pedágio	Pontes					
		3L 0T CA 10		3L 0T CA 15		3L 0T CA 20	
		L1	L2	L1	L2	L1	L2
Cenário 1	P01	245,20	6.4439,93	496,61	164.083,61	1.405,92	162.154,63
	P02	1.451,38	38.1701,57	3.348,27	1.105.493,46	10.601,27	1.222.181,98
	P03	98,64	25.932,60	214,35	70.790,26	647,35	74.644,18
Cenário 2		L1	L2	L1	L2	L1	L2
	P01	43,41	8.263,61	66,47	16.484,61	87,95	11.547,22
	P02	239,20	45.132,75	341,56	81.695,91	450,90	60.249,03
	P03	17,34	3.302,61	25,65	6.258,22	33,95	4.493,55

Fonte: Próprio Autor (2019).

Analisando-se os resultados apresentados na tabela 7.21 é possível se estabelecer determinadas conclusões. Primeiramente, o tamanho do vão da ponte tem influência no tempo de vida útil à fadiga, sendo que quanto maior o vão, dentre os modelos aqui estudados, maior o tempo de vida útil à fadiga em todos os casos.

Outro elemento para se destacar é o fato de que em todos os casos analisados a viga L1 apresenta os menores tempos de vida útil à fadiga, sendo os valores encontrados para as vigas L2 significativamente superiores. Isso se justifica pela posição dos veículos de carga de 2 a 6 eixos, cuja posição mais provável, conforme explicado anteriormente, faz com que eles fiquem sobre a viga L1.

Verifica-se, também, que a introdução da carga distribuída, cujos resultados são apresentados pelo Cenário 2, faz com que os efeitos deletérios da fadiga sejam mais fortemente sentidos pelas pontes analisadas, de modo que o tempo de vida útil à fadiga na armadura longitudinal é reduzido drasticamente para todas as pontes e todos os postos de pedágio

Por sua vez, os modelos teóricos de pontes verificados utilizando-se os dados do posto de pedágio 03, no Cenário 02, são os que apresentam os menores tempos de vida útil à

fadiga, sendo eles, 17,34 anos, 25,65 anos e 33,95 anos para as pontes com 10, 15 e 20 metros de vão, respectivamente.

A tabela 7.22 apresenta os dados referentes ao aumento percentual das pontes de 15 m em relação às de 10 m, e das de 20 m em relação às de 15 m, acerca do tempo de vida útil à fadiga das pontes de 3 vigas, para os três postos de pedágio e em ambos os Cenários.

Tabela 7.22 – Aumento percentual do tempo de vida útil à fadiga das pontes de 3 vigas

Posto de pedágio	Aumento do tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal (%)			
	Cenário 1		Cenário 2	
	Ponte de 15 m em relação a de 10 m	Ponte de 20 m em relação a de 15 m	Ponte de 15 m em relação a de 10 m	Ponte de 20 m em relação a de 15 m
P01	102,53	183,10	53,12	32,32
P02	130,70	216,62	42,79	32,01
P03	117,31	202,01	47,92	32,36

Fonte: Próprio Autor (2019).

7.3 MODELO COM CINCO LONGARINAS

Como algumas variáveis têm os mesmos valores em ambos os cenários modelos, elas são apresentadas apenas uma vez, no início deste capítulo, através da tabela 7.23, para pontes 5L 0T CA 10, 5L 0T CA 15 e 5L 0T CA 20. Enfatiza-se conforme já explicado, que os resultados encontrados para a viga longarina L1 são os mesmo que os da longarina L5, os da L2 e L4 são os mesmos, visto que a estrutura é simétrica.

Tabela 7.23 – Dimensionamento das pontes com 5 vigas

Ponte	5L 0T CA 10				
	d (cm)	A_s (cm ²)	x_s (cm)	x_i (cm)	I_{II} (cm ⁴)
L1	0,90	50,30	19,09	80,91	2349799,49
L2	0,90	42,00	18,34	81,66	2019698

L3	0,90	46,40	18,74	81,26	2195809,92
Ponte	5L 0T CA 15				
Longarina	d (cm)	A _s (cm ²)	x _s (cm)	x _i (cm)	I _{II} (cm ⁴)
L1	1,40	64,70	24,21	125,79	7414836,6
L2	1,40	55,50	23,76	126,24	7080892,34
L3	1,40	52,40	22,49	127,51	6154191,94
Ponte	5L 0T CA 20				
Longarina	d (cm)	A _s (cm ²)	x _s (cm)	x _i (cm)	I _{II} (cm ⁴)
L1	1,90	80,60	30,93	169,07	17181222,78
L2	1,90	70,40	29,08	170,92	15234169,95
L3	1,90	66,90	28,43	171,57	14555375,47

Fonte: Próprio Autor (2019).

7.3.1 Cenário 1

Considerando-se apenas as cargas dos veículos analisados, tem-se a tabela 7.24 que apresenta os valores calculados para os momentos fletores devido ao peso próprio da ponte e das cargas móveis sem a majoração do CPCV.

Tabela 7.24 – Momentos fletores – Cenário1 – Ponte com 5 vigas

Momentos fletores no meio do vão da viga (kN.m)								
Ponte	CPCV	Peso próprio	TB 450	Comercial de 2 eixos	Comercial de 3 eixos	Comercial de 4 eixos	Comercial de 5 eixos	Comercial de 6 eixos
Longarina	5L 0T CA 10							
L1	1,35	520,4	596,3	186,5	218,1	222,5	239,7	235,3
L2	1,35	452,9	490,5	113,8	168,3	187,7	220,5	196,8
L3	1,35	440,7	578,3	50,7	74,9	83,6	98,2	85,8

Longarina	5L 0T CA 15							
L1	1,33	1296,6	1055,4	182,6	267,2	331,8	402,5	384,6
L2	1,33	1141,9	890,9	188,1	275,0	341,5	414,2	395,7
L3	1,33	1108,1	824,1	89,1	130,3	161,8	196,2	187,4
Longarina	5L 0T CA 20							
L1	1,27	2524,0	1595,0	259,8	377,2	489,5	600,4	614,5
L2	1,27	2254,0	1367,4	261,4	380,8	493,5	605,5	620,3
L3	1,27	2184,0	1274,2	128,8	186,8	242,3	297,3	304,3

Fonte: Próprio Autor (2019).

Empregando as hipóteses apresentadas nos capítulos anteriores, são calculados o dano acumulado e a estimativa de vida útil à fadiga da armadura longitudinal da ponte de 10 m, 5L 0T CA 10.

Embasando-se nos cálculos e resultados encontrados, tem-se a tabela 7.25 que apresenta o dano total ao longo dos 9 anos analisados para as longarinas L1, L2 e L3. Ademais, apresenta-se qual é o consumo esperado, em porcentagem, da vida útil à fadiga em 100 anos, e em quanto anos estima-se o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal da viga analisada.

Tabela 7.25 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 5L 0T CA 10

Longarina L1			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,59	6,52	1.533,84
02	0,10	1,10	9.083,87
03	1,46	16,20	617,20

Longarina L2			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	4,15	46,10	216,94
02	0,70	7,79	1.284,31
03	10,31	114,59	87,27
Longarina L3			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,001	0,01	741.465,46
02	0,0002	0,002	4.282.948,77
03	0,003	0,03	293.764,92

Fonte: Próprio Autor (2019).

Os resultados da tabela 7.25 evidenciam que a longarina que apresenta os menores valores para tempo de vida útil à fadiga na armadura longitudinal é viga L2 e tal fato pode ser explicado em função da posição adotada dos veículos reais que trafegam, que se localizam sobre a viga longarina L2, conforme figura 5.18. Mesmo assim, o tempo de vida útil à fadiga estimado para a armadura longitudinal é superior a 85 anos em todos os postos de pedágio.

Em suma, considerando esses modelos teóricos de pontes de 10 m com 5 vigas e os dados de tráfego empregados, a vida útil das estruturas para os três postos de pedágio são, em ordem decrescente de tempo: P02 de 1.284,31 anos; P01 de 216,94 anos e P03 de 87,27 anos. Em função da elevada idade, conforme já exposto, essas estruturas apresentariam falha, provavelmente, antes desses tempos e por outros motivos.

Em sequência, faz-se as mesmas verificações para a ponte de 15 m de vão, 5T 0L CA 15. Utilizando-se os resultados encontrados, monta-se a tabela 7.26 que apresenta o dano total ao longo dos 9 anos analisados para as vigas longarinas L1, L2 e L3. Apresenta-se, também, qual é o consumo esperado, em porcentagem, da vida útil à fadiga em 100 anos, e em quanto anos estima-se o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal da viga analisada.

Tabela 7.26 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 5L 0T CA 15

Longarina L1			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,38	4,19	2.388,98
02	0,06	0,62	16.115,29
03	0,87	9,70	1.031,37
Longarina L2			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,76	8,46	1.181,66
02	0,11	1,25	7.968,32
03	1,76	19,61	510,04
Longarina L3			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,004	0,04	254.704,02
02	0,001	0,01	1.716.955,11
03	0,01	0,09	109.917,98

Fonte: Próprio Autor (2019).

Os dados apresentados pela tabela 7.28 evidenciam que a longarina com menor tempo de vida útil é a L2, assim como no caso da ponte 5T 0L CA 10. Ademais, mesmo a viga L2 sendo aquela com menor tempo de vida útil à fadiga para a armadura longitudinal, esse valor é superior a 500 anos em todos os postos de pedágio.

Dessa forma, analisando-se os modelos teóricos de pontes de 15 m com 5 vigas e os dados de tráfego empregados, a vida útil das estruturas para os três postos de pedágio são, em ordem decrescente de tempo: P02 de 7.968,32 anos; P01 de 1.181,66 anos e P03 de 510,04 anos. Em função da elevada idade, conforme já exposto, essas estruturas apresentariam falha, provavelmente, antes desses tempos e por outros motivos.

Por fim, apresenta-se os resultados encontrados para as pontes de 5 vigas com 20 m de vão, 5T 0L CA 20. A tabela 7.27 que apresenta o dano total ao longo dos 9 anos analisados para as longarinas L1, L2 e L3. Apresenta-se, também, qual é o consumo esperado, em porcentagem, da vida útil à fadiga em 100 anos, e em quanto anos estima-se o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal da viga analisada.

Tabela 7.27 – Resumo dos resultados para o Cenário 1 – Ponte 5L 0T CA 20

Longarina L1			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,12	1,38	7.236,01
02	0,02	0,18	54.521,07
03	0,27	3,00	3.330,31
Longarina L2			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,44	4,88	2.048,13
02	0,06	0,65	15.453,14
03	0,95	10,60	943,38
Longarina L3			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,001	0,01	796.068,94
02	0,0002	0,002	5.998.779,76
03	0,002	0,03	366.402,63

Fonte: Próprio Autor (2019).

Baseado nos resultados encontrados e expressos na tabela 7.27 observa-se, assim como nos casos anteriores, que a longarina L2 é a que apresenta menor tempo de vida útil à fadiga. Além disso, para os três postos de pedágio o tempo e vida útil é superior a 940 anos.

Baseado nisso, analisando-se os modelos teóricos de pontes de 20 m com 5 vigas e os dados de tráfego empregados, a vida útil das estruturas teóricas para os três postos de pedágio são, em ordem decrescente de tempo: P02 de 15.453,14 anos; P01 de 2.048,13 anos e P03 de 943,38 anos. Em função da elevada idade, conforme já exposto, essas estruturas apresentariam falha, provavelmente, antes desses tempos e por outros motivos.

7.3.2 Cenário 2

Considerando-se as cargas devido aos veículos reais de carga e as cargas distribuídas de acordo com a NBR 7188:2013, representando os veículos de pequeno porte que podem acompanhar a passagem do veículo de carga, tem-se a tabela 7.28 que apresenta os valores calculados para os momentos fletores devido às cargas móveis, sem a majoração pelo CPCV e devido ao peso próprio da ponte.

Tabela 7.28 – Momentos fletores – Cenário 2 – Ponte com 5 vigas

Momentos fletores no meio do vão da viga (kN.m)								
Ponte	CPCV	Peso próprio	TB 450	Comercial de 2 eixos	Comercial de 3 eixos	Comercial de 4 eixos	Comercial de 5 eixos	Comercial de 6 eixos
Longarina	5L 0T CA 10							
L1	1,35	520,4	596,3	186,5	218,1	222,5	239,7	235,3
L2	1,35	452,9	490,5	187,4	221,2	226,2	249,2	239,7
L3	1,35	440,7	578,3	91,6	106,2	108,2	114,6	112,6
Longarina	5L 0T CA 15							
L1	1,33	1296,6	1055,4	395,7	452,7	458,5	490,9	467,3
L2	1,33	1141,9	890,9	383,2	442,9	455,6	492,7	468,7
L3	1,33	1108,1	824,1	197,5	224,9	226,1	241,6	351,9
Longarina	5L 0T CA 20							
L1	1,30	2524,0	1595,0	690,1	771,8	784,2	835	795,5
L2	1,30	2254,0	1367,4	691,8	775,2	787,9	840	800,9

L3	1,30	2184,0	1274,2	662	623,3	626,3	624,8	624,8
----	------	--------	--------	-----	-------	-------	-------	-------

Fonte: Próprio Autor (2019).

Com base nas teorias desenvolvidas anteriormente, são calculados o dano acumulado e a estimativa de vida útil à fadiga para o concreto e para a armadura longitudinal da ponte de 10 m, 5L 0T CA 10.

Embasando-se nos cálculos e resultados encontrados, tem-se a tabela 7.29 que apresenta o dano total ao longo dos 9 anos analisados para as longarinas L1, L2 e L3. Ademais, apresenta-se qual é o consumo esperado, em porcentagem, da vida útil à fadiga em 100 anos, e em quanto anos estima-se o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal da viga analisada.

Tabela 7.29 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 5L 0T CA 10

Longarina L1			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	4,02	44,67	223,88
02	0,73	8,14	1.228,23
03	10,06	111,74	89,50
Longarina L2			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	20,91	232,29	43,05
02	3,78	42,00	238,07
03	52,36	581,82	17,19
Longarina L3			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,01	0,12	84.034,09
02	0,002	0,02	446.291,22

03	0,03	0,30	33.127,61
----	------	------	-----------

Fonte: Próprio Autor (2019).

Os resultados da tabela 7.29 evidenciam, em suma, considerando os modelos teóricos de pontes de 10 m com 5 vigas e os dados de tráfego empregados, que a vida útil das estruturas para os três postos de pedágio são, em ordem decrescente de tempo: P02 de 238,07 anos; P01 de 43,05 anos e P03 de 17,19 anos.

Em sequência, faz-se as mesmas verificações para a ponte de 15 m de vão, 5T 0L CA 15. Utilizando-se os resultados encontrados, monta-se a tabela 7.30 que apresenta o dano total ao longo dos 9 anos analisados para as vigas longarinas L1, L2 e L3. Apresenta-se, também, qual é o consumo esperado, em porcentagem, da vida útil à fadiga em 100 anos, e em quanto anos estima-se o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal da viga analisada.

Tabela 7.30 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 5L 0T CA 15

Longarina L1			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	3,45	38,31	261,05
02	0,69	7,61	1.313,26
03	9,02	100,20	99,80
Longarina L2			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	5,14	57,15	174,98
02	0,98	10,85	921,25
03	13,18	146,48	68,27

Longarina L3			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	0,55	6,09	1641,91
02	0,06	0,65	15.381,88
03	0,10	1,07	9.366,26

Fonte: Próprio Autor (2019).

Os dados apresentados pela tabela 7.30 mostram que a longarina L2 tem o menor tempo de vida útil, assim como no caso da ponte 5T 0L CA 10. Frente a isso, analisando-se os modelos teóricos de pontes de 15 m com 5 vigas e os dados de tráfego empregados, a vida útil das estruturas para os três postos de pedágio são, em ordem decrescente de tempo: P02 de 921,25 anos; P01 de 178,98 anos e P03 de 68,27 anos.

Por fim, apresenta-se os resultados encontrados para as pontes de 5 vigas com 20 m de vão, 5T 0L CA 20. A tabela 7.31 que apresenta o dano total ao longo dos 9 anos analisados para as longarinas L1, L2 e L3. Demonstra-se, também, qual é o consumo esperado, em porcentagem, da vida útil à fadiga em 100 anos, e em quanto anos estima-se o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal da viga analisada.

Tabela 7.31 – Resumo dos resultados para o Cenário 2 – Ponte 5L 0T CA 20

Longarina L1			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	2,68	29,76	336,02
02	0,55	6,07	1646,96
03	7,09	78,73	127,02
Longarina L2			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	9,16	101,77	98,26
02	1,86	20,64	484,42
03	24,16	268,47	37,25

Longarina L3			
Posto de pedágio	Dano total (%)	Consumo em 100 anos (%)	Consumo de 100% (anos)
01	2,12	23,56	424,52
02	0,64	7,13	1.403,37
03	6,80	75,53	132,39

Fonte: Próprio Autor (2019).

Frente aos resultados encontrados e expressos na tabela 7.30 observa-se, assim como nos casos anteriores, que a longarina L2 é a que apresenta menor tempo de vida útil à fadiga.

Baseado nisso, analisando-se os modelos teóricos de pontes de 20 m com 5 vigas e os dados de tráfego empregados, a vida útil das estruturas teóricas para os três postos de pedágio são, em ordem decrescente de tempo: P02 de 484,42 anos; P01 de 98,26 anos e P03 de 32,25 anos.

7.3.3 Análise dos resultados para as pontes com 5 vigas

Da mesma forma que nos modelos teóricos de pontes anteriores, os veículos de 4, 5 e 6 eixos geram os maiores momentos fletores em ambos os cenários, sendo o veículo de 5 eixos aquele que apresentou maiores valores de momento fletor.

Baseado nos resultados encontrados para as três pontes analisadas, 5L 0T CA 10, de 10 m, 5L 0T CA 15, de 15 m e 5L 0T CA 20, de 20 m, constrói-se a tabela 7.32 com o tempo necessário para se atingir o consumo de 100% da vida útil à fadiga na armadura longitudinal das vigas L1 (que é igual a L5), L2 (que é igual a L4) e L3. Os resultados da vida útil à fadiga no concreto não são apresentados de acordo com o tipo de ponte pois, no pior das situações, que é para a ponte de 10 m, no posto de pedágio 03, para o Cenário 2, o valor encontrado foi significativamente elevado, portando, pode ser considerado desprezível.

Tabela 7.32 – Resultados da vida útil à fadiga da armadura longitudinal das pontes com 5 vigas

Cenários	Postos de pedágio	Pontes								
		5L 0T CA 10			5L 0T CA 15			5L 0T CA 20		
		L1	L2	L3	L1	L2	L3	L1	L2	L3
Cenário 1	P01	1.533,84	216,94	741.465,46	2.388,98	1.181,66	254.704,02	7.236,01	2.048,13	796.068,94
	P02	9.083,87	1.284,31	4.282.948,77	16.115,29	7.968,32	1.716.955,11	54.521,07	15.453,14	5.998.779,76
	P03	617,20	87,27	293.764,92	1.031,37	510,04	109.917,98	3.330,31	943,38	366.402,63
Cenário 2	P01	223,88	43,05	84.034,09	261,05	174,98	1641,91	336,02	98,26	424,52
	P02	1.228,23	238,07	446.291,22	1.313,26	921,25	15.381,88	1646,96	484,42	1.403,37
	P03	89,50	17,19	33.127,61	99,80	68,27	9.366,26	127,02	37,25	132,39

Fonte: Próprio Autor (2019).

Com base nos resultados presentes na tabela 7.31 pode-se inferir algumas conclusões. Primeiramente, a armadura longitudinal é a mais propensa a sofrer com o fenômeno da fadiga. Ademais, o tamanho do vão da ponte tem influência no tempo de vida útil à fadiga.

Outro elemento para se destacar é o fato de que em todos os casos analisados a viga L2 apresenta os menores tempos de vida útil. Isso se justifica pela posição dos veículos de carga de 2 a 6 eixos, cuja posição mais provável, conforme explicado anteriormente, faz com que eles fiquem sobre a viga L2.

Verifica-se, também, que a introdução da carga distribuída, cujos resultados são apresentados pelo Cenário 2, faz com que os efeitos deletérios da fadiga sejam mais fortemente sentidos pelas pontes analisadas, de modo que o tempo de vida útil à fadiga na armadura longitudinal reduziu drasticamente para todas as pontes e todos os postos de pedágio.

Além desses fatos, outro fator que contribuiu para a reduzida vida útil à fadiga estimada para as longarinas L2 são as variações de tensão encontradas para essas vigas, conforme tabela 7.33.

Tabela 7.33 – Variações de tensões encontradas para as longarinas L2 para as pontes com 5 longarinas

Variações de tensão da armadura longitudinal $\Delta\sigma_s$ (MPa)						
Ponte	5L 0T CA 10		5L 0T CA 15		5L 0T CA 20	
Veículos	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 1	Cenário 2
TB 450	10,19	10,19	7,99	7,99	7,59	7,59
2 eixos	4,73	7,78	3,38	6,88	2,90	7,68
3 eixos	6,99	9,19	4,94	7,95	4,23	8,60
4 eixos	7,80	9,40	6,13	8,18	5,48	8,74
5 eixos	9,16	10,35	7,43	8,84	6,72	9,32
6 eixos	8,17	9,96	7,10	8,41	6,88	8,89

Fonte: Próprio Autor (2019).

Estudando-se os dados da tabela 7.33 é possível notar que apesar das variações de tensões oriundas dos veículos reais de 2 a 6 eixos encontradas para os três modelos de pontes no Cenário 1 não serem superiores à variação de tensão encontrada utilizando-se o TB 450, o veículo de 5 eixos é aquele que apresenta os valores maiores valores. Além disso, a variação de tensão encontrada para o TB 450 é apenas 10,11%, 7,01% e 11,46% maior que os valores encontrados para o veículo de 5 eixos, para as pontes de 10, 15 e 20 m de vão, respectivamente.

No caso das variações de tensão encontradas para o Cenário 2, os veículos de 5 eixos são também os que têm as maiores variações de tensão, portanto, os que causam os efeitos mais deletérios. No caso da ponte 5L 0T CA 10, o veículo de 5 eixos é o único que excede a variação de tensão encontrada para o TB 450, sendo 1,57% maior que a tensão do TB 450. Apesar das variações de tensões para os demais veículos reais não ultrapassarem a do TB 450 para a ponte de 10 m de vão, elas são elevadas e próximas, conforme lê-se na tabela 7.34. O sinal de negativo indica que a tensão do veículo é menor que do TB 450 e o sinal de positivo que a tensão do veículo é maior que do TB 450.

Tabela 7.34 – Variações de tensões dos veículos reais em relação ao TB 450 para a ponte com 5 longarinas

Ponte	Variação da tensão em relação ao TB 450 (%)		
	5L 0T CA 10	5L 0T CA 15	5L 0T CA 20
Veículos			
2 eixos	-23,65	-13,97	1,19
3 eixos	-9,81	-0,57	13,31
4 eixos	-7,75	2,28	15,15
5 eixos	1,57	10,61	22,79
6 eixos	-2,26	5,22	17,13

Por sua vez, os modelos teóricos de pontes verificados utilizando-se os dados do posto de pedágio 03, no Cenário 02, são os que apresentam os menores tempos de vida útil à fadiga, sendo eles, 17,19 anos, 68,67 anos e 37,25 anos para as pontes com 10, 15 e 20 metros de vão, respectivamente.

Pelo fato de se obter tempos de vida útil baixos para as três pontes com 5 longarinas empregando-se os dados dos postos de pedágio P01 e P03, nas condições estabelecidas pelo Cenário 02, e pelo fato de algumas tensões dos veículos reais serem superiores ao do

TB 450, conforme apresentado anteriormente, essas estruturas terão os tempos de vida útil à fadiga da longarina L2 (a mais prejudicada) recalculados utilizando-se as áreas de aço empregadas para as respectivas longarinas L1, visto que é a maior das áreas.

Como as longarinas L1 têm tempo de vida útil à fadiga elevados, acima de 90 anos em todas as pontes e as longarinas L3 apresentaram valores de tempo de vida útil à fadiga satisfatórios, isto é, superiores a 150 anos, as áreas das armaduras de flexão são mantidas. Portanto, os novos valores a serem considerados nas longarinas L2, nos cálculos, são apresentados na tabela 35.

Tabela 7.35 – Novos valores para o dimensionamento das pontes com 5 vigas para viga L2

Ponte	5L 0T CA 10				
Longarina	d (cm)	A _s (cm ²)	x _s (cm)	x _i (cm)	I _{II} (cm ⁴)
L2	0,90	50,30	19,09	80,91	2349799,49
Ponte	5L 0T CA 15				
Longarina	d (cm)	A _s (cm ²)	x _s (cm)	x _i (cm)	I _{II} (cm ⁴)
L2	1,40	64,70	24,21	125,79	7414836,6
Ponte	5L 0T CA 20				
Longarina	d (cm)	A _s (cm ²)	x _s (cm)	x _i (cm)	I _{II} (cm ⁴)
L2	1,90	80,60	30,93	169,07	17181222,78

Fonte: Próprio Autor (2019).

Com base nos novos valores, os tempos de vida útil à fadiga da armadura longitudinal das vigas L2 das pontes com 5 vigas de 10, 15 e 20 metros cresceu de forma a atender o tempo mínimo de 75 anos, conforme lê-se na tabela 7.36.

Tabela 7.36 – Novos valores para tempo de vida útil das pontes com 5 vigas

Cenário 2	Pontes					
	5L 0T CA 10		5L 0T CA 15		5L 0T CA 20	
Vigas L2	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
P01	43,05	182,70	174,98	273,57	98,26	319,92
P03	17,19	72,94	68,27	106,73	37,25	121,27

Fonte: Próprio Autor (2019).

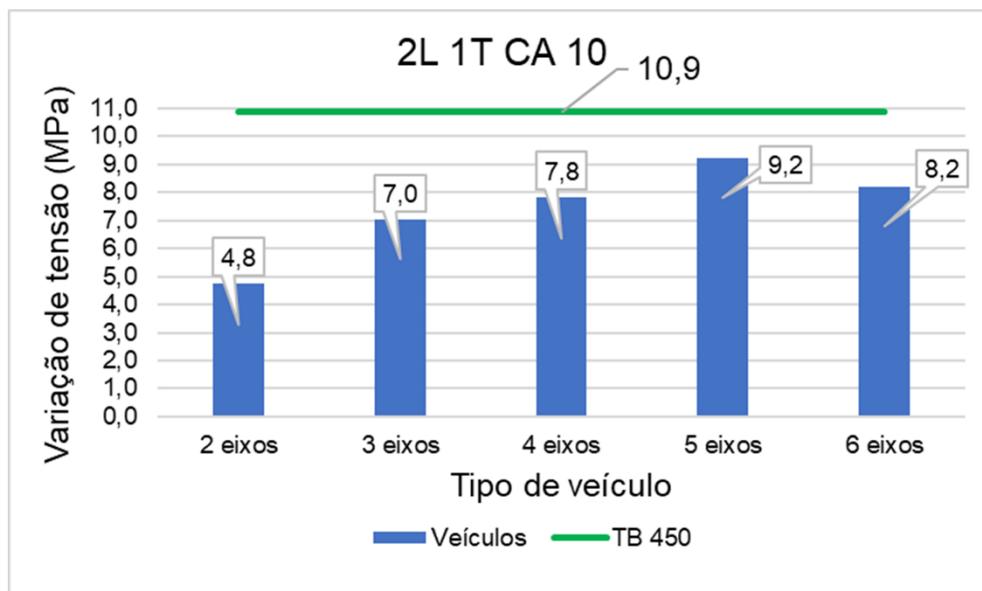
Portanto, os tempos de vida útil à fadiga da armadura longitudinal das pontes 5L 0T CA 10, 5L 0T CA 15 e 5L 0T CA 20, com base nos dados do P03, são, respectivamente, 72,94, 99,88 e 121,27 anos.

7.4 RESULTADOS ENCONTRADOS PARA A VERIFICAÇÃO DO TB 450

Por fim, procede-se para a verificação se o TB 450 para as condições e hipóteses aqui levantadas é representativo dos veículos reais das rodovias brasileiras no que diz respeito ao fenômeno da fadiga. Conforme exposto anteriormente, algo que governa a estimativa do tempo de vida útil à fadiga são as variações de tensões, portanto, as análises seguintes são realizadas comparando-se a variação de tensão do TB 450 e com as variações de tensões dos veículos reais de 2 a 6 eixos para todos os modelos de pontes nos Cenários 1 e 2. Os resultados são apresentados de acordo com o tipo de ponte, sendo ambos os Cenários apresentados para cada modelo de ponte. Em todos os gráficos, os valores encontrados para o TB 450 estão representados pelas linhas verdes na horizontal.

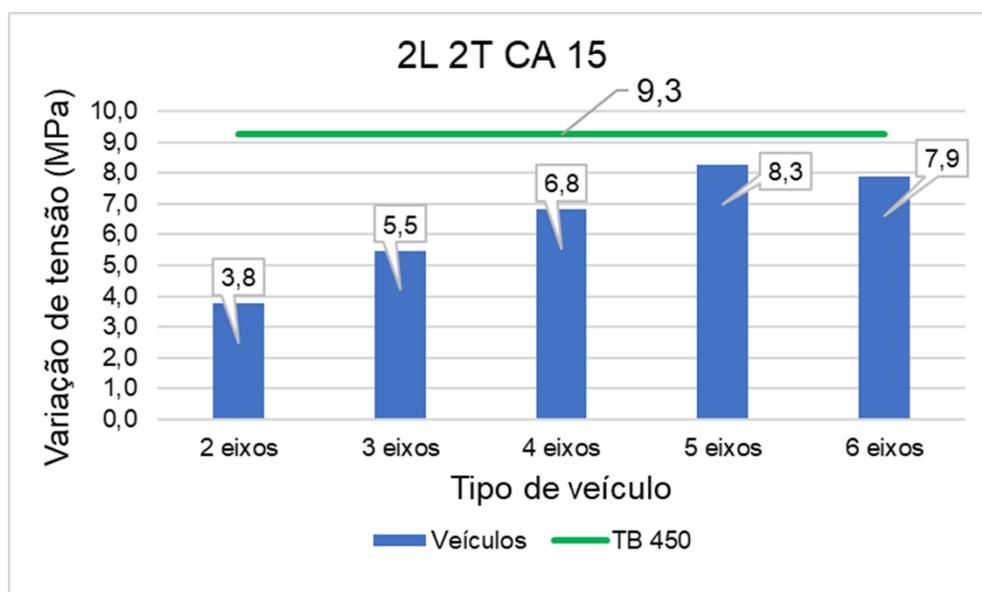
Os gráficos 7.7, 7.8 e 7.9 apresentam os valores de variações de tensões da armadura longitudinal para as pontes com duas longarinas, para o Cenário 1.

Gráfico 7.7 – Variações de tensões encontradas para pontes com duas longarinas – Ponte de 10 m de vão – Cenário 1



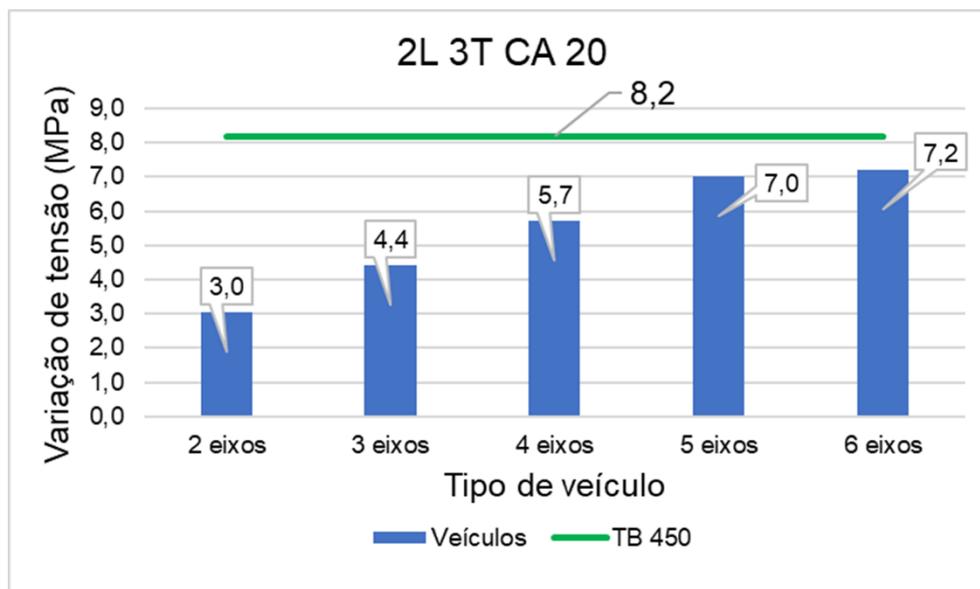
Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.8 – Variações de tensões encontradas para pontes com duas longarinas – Ponte de 15 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

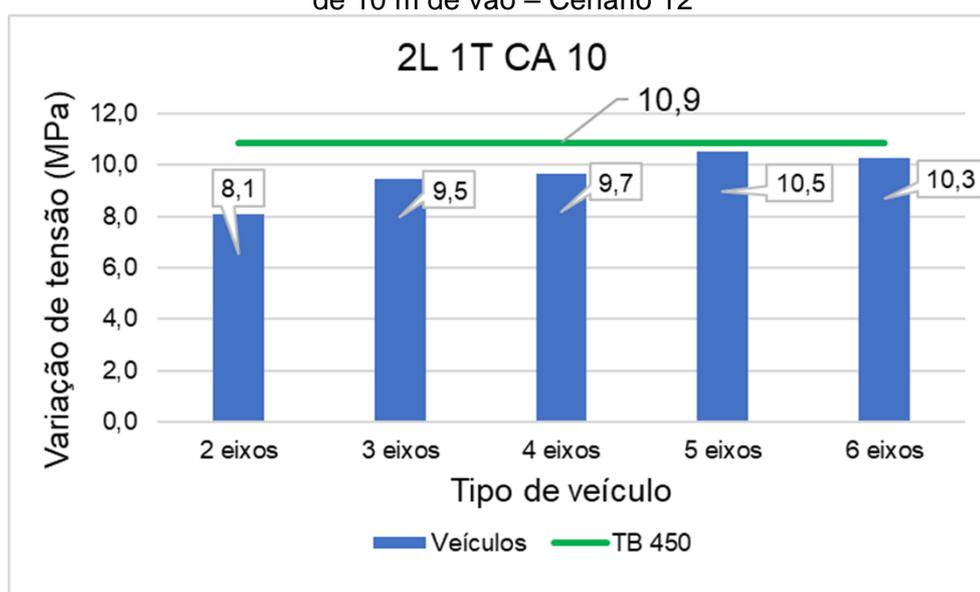
Gráfico 7.9 – Variações de tensões encontradas para pontes com duas longarinas – Ponte de 20 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

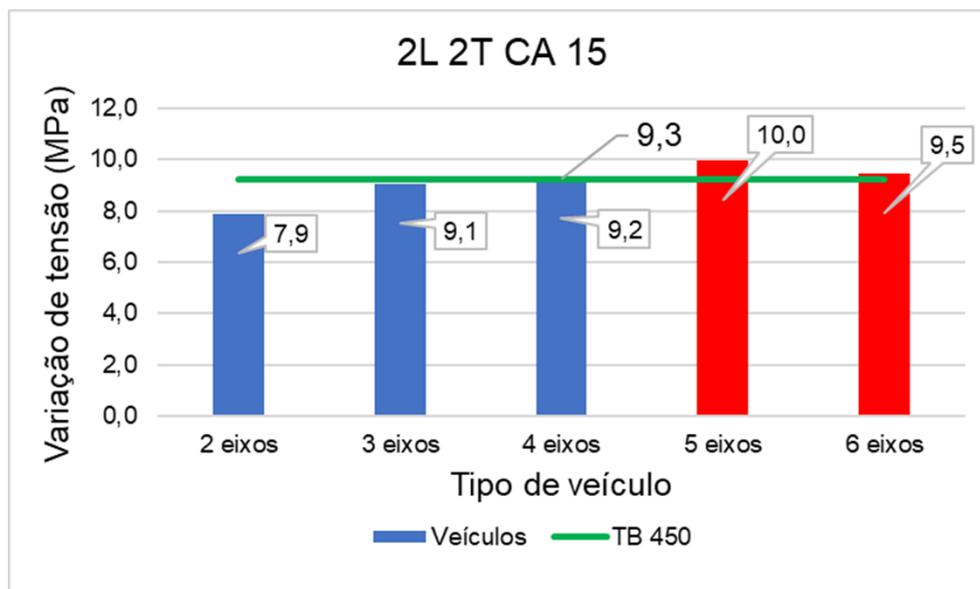
Em seguida são apresentados os resultados encontrados para as variações de tensões empregando-se as hipóteses de cálculo do Cenário 2, através dos gráficos 7.10, 7.11 e 7.12.

Gráfico 7.10 – Variações de tensões encontradas para pontes com duas longarinas – Ponte de 10 m de vão – Cenário 12



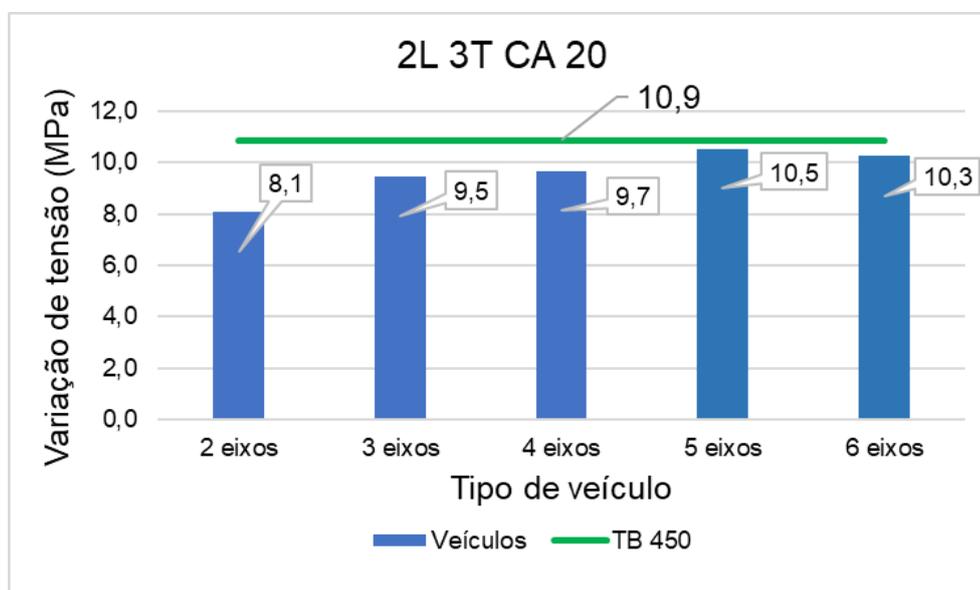
Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.11 – Variações de tensões encontradas para pontes com duas longarinas – Ponte de 15 m de vão – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.12 – Variações de tensões encontradas para pontes com duas longarinas – Ponte de 20 m de vão – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

Verifica-se, a partir da leitura dos dados dos gráficos acima, observa-se que para o Cenário 1, todas as tensões dos veículos de 2 a 6 eixos são inferiores às tensões do TB 450

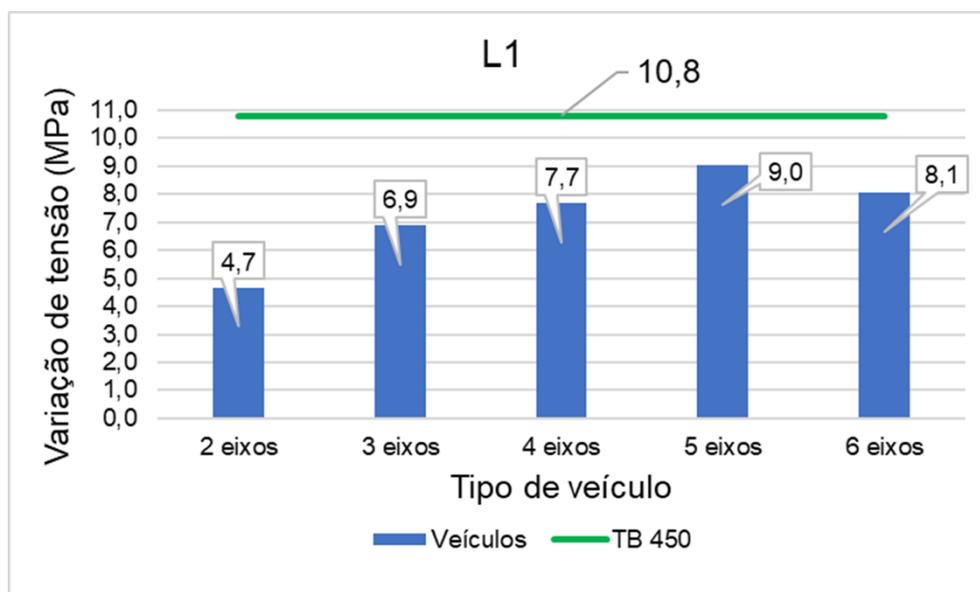
para as pontes com duas longarinas de 10, 15 e 20 m de vão. Identifica-se, também, que o veículo de 5 eixos é o que apresenta as maiores variações de tensões, sendo, portanto, o veículo que causa maiores impactos no tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal das vigas.

No caso do Cenário 2, as variações de tensões são muito próximas àquelas calculadas para o TB 450, sendo no caso da ponte de 15 m, 2L 2T CA 15, os veículos de 5 e 6 eixos (destacados em cor laranja) apresentaram variações de tensões superiores à do TB 450.

Com isso, levando-se em conta as hipóteses para o Cenário 1, pode-se concluir que o TB 450 é representativo desses veículos reais, já no caso do Cenário 2 em alguns casos as tensões foram excedidas e em outros os valores ficaram muito próximos àqueles encontrados para o TB 450.

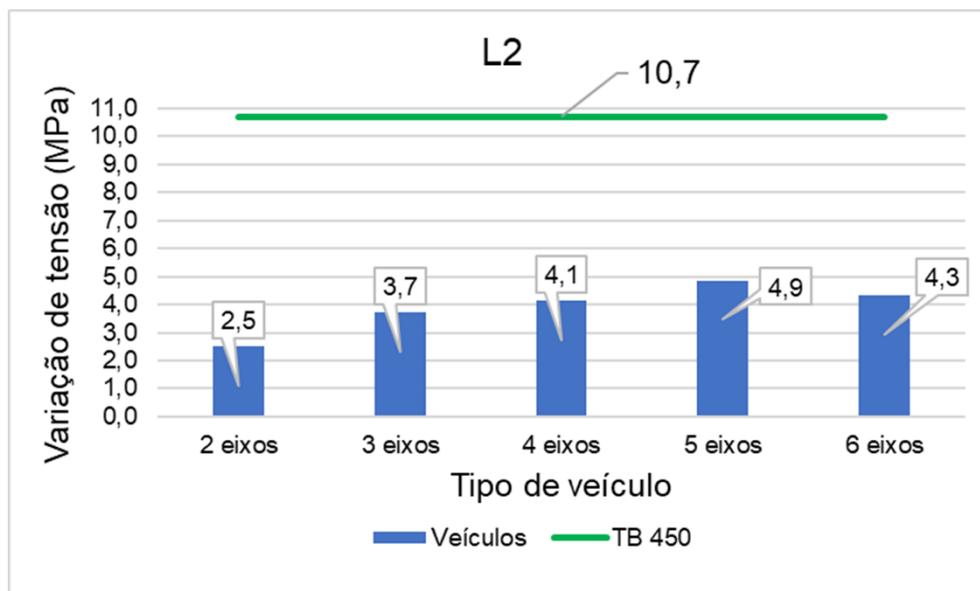
Por conseguinte, parte para a verificação das pontes com três longarinas. As variações de tensões encontradas para a longarina L1 da ponte com 10 m de vão são apresentadas no gráfico 7.13 e para a longarina L2 no gráfico 7.114 com base nos dados do Cenário 1.

Gráfico 7.13 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L1 – Ponte de 10 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

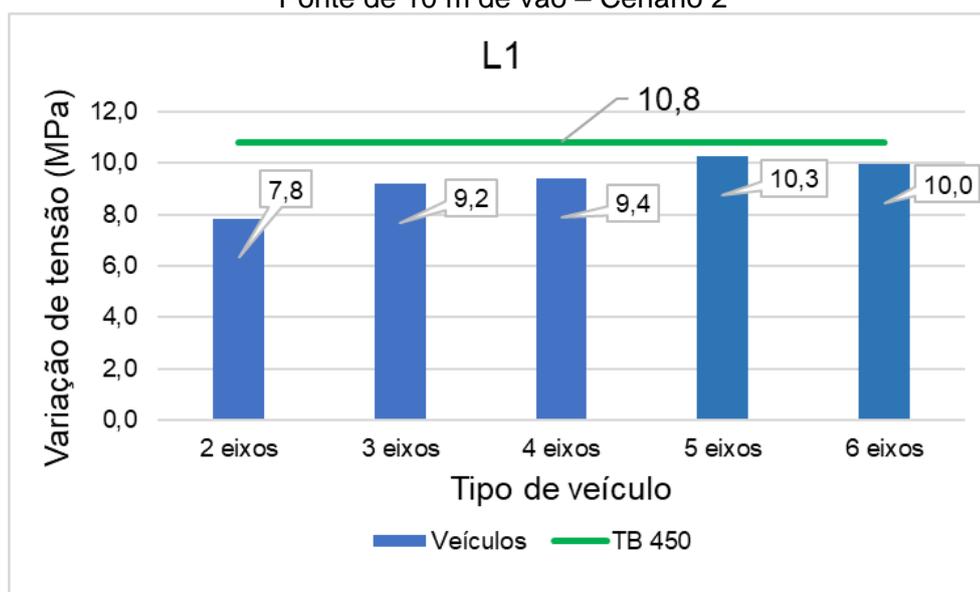
Gráfico 7.14 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L2 – Ponte de 10 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

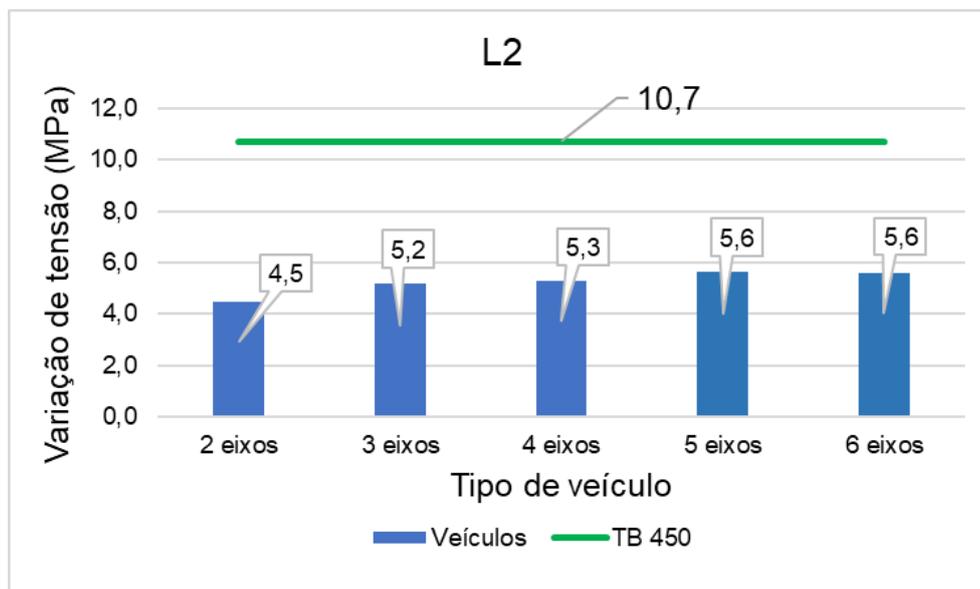
Apresenta-se os gráficos 7.5 e 7.16 das pontes com três longarinas, de 10 m de vão, com base nas informações do Cenário 2, para as vigas L1 e L2, respectivamente.

Gráfico 7.15 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L1 – Ponte de 10 m de vão – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

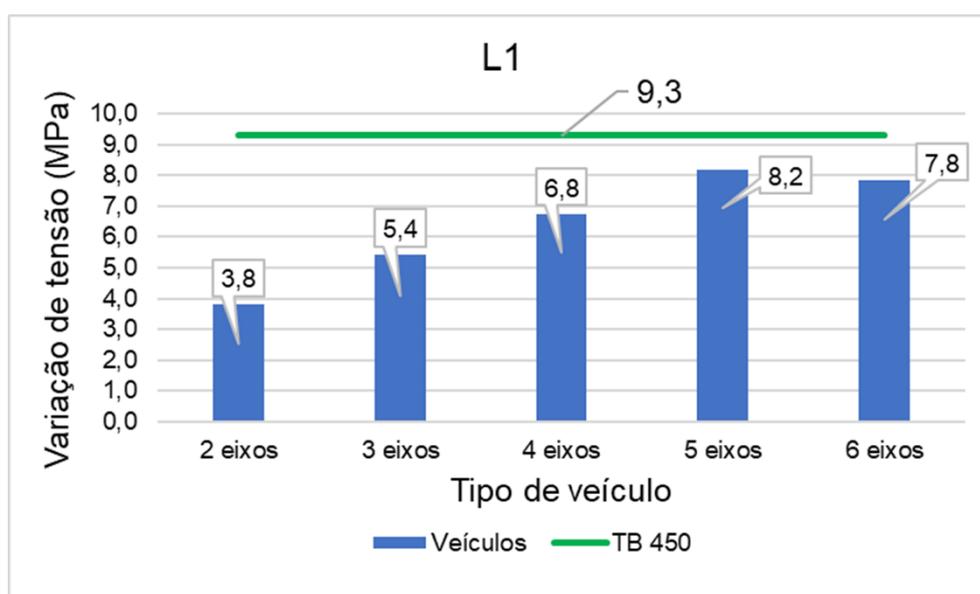
Gráfico 7.16 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L2 – Ponte de 10 m de vão – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

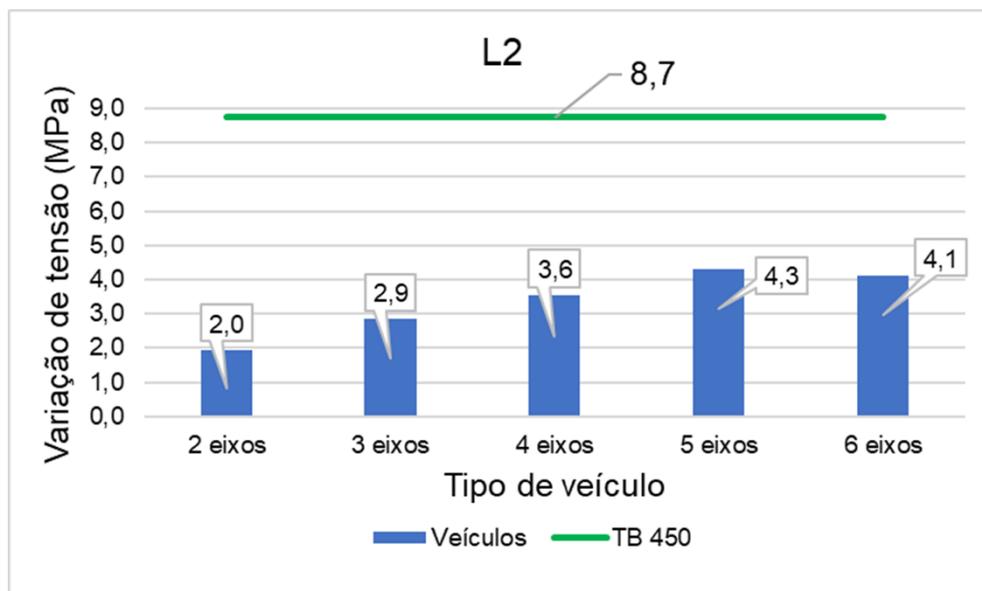
A seguir, os gráficos 7.17 e 7.18 apresentam os resultados encontrados para as variações de tensões para as pontes com três longarinas de 15 m de vão, para as vigas L1 e L2, respectivamente, para o Cenário 1.

Gráfico 7.17 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L1 – Ponte de 15 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

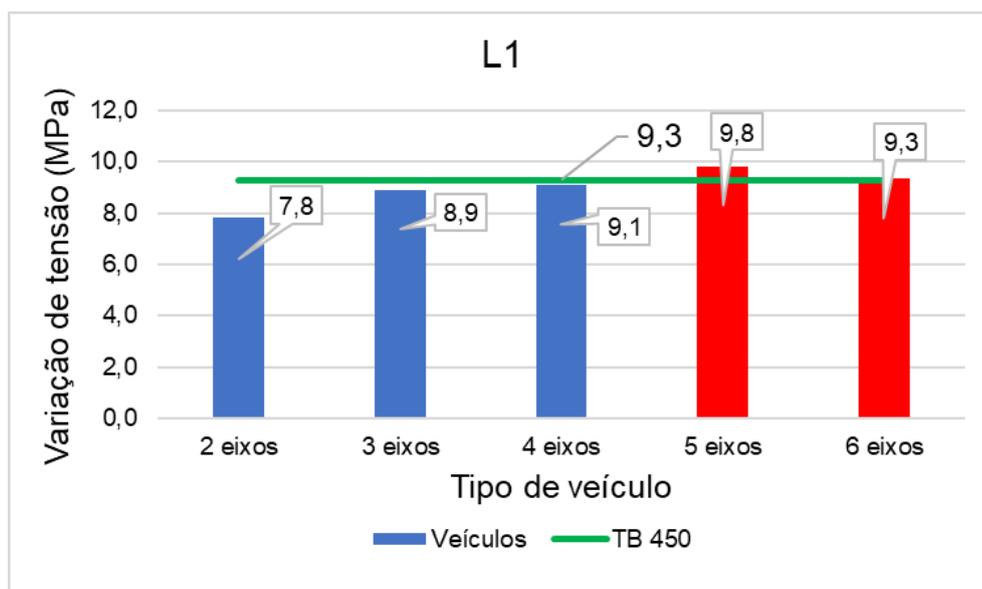
Gráfico 7.18 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L2 – Ponte de 15 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

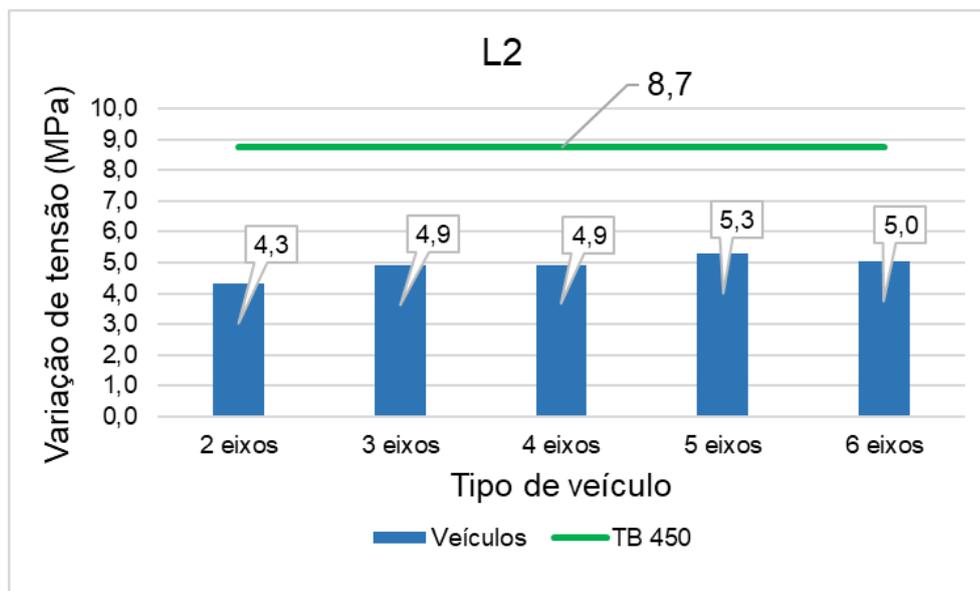
Os gráficos seguintes 7.19 e 7.20 apresentam os resultados para as pontes com três longarinas, 15 m de vão, para o Cenário 2, das vigas L1 e L2, respectivamente.

Gráfico 7.19 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L1 – Ponte de 15 m de vão – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

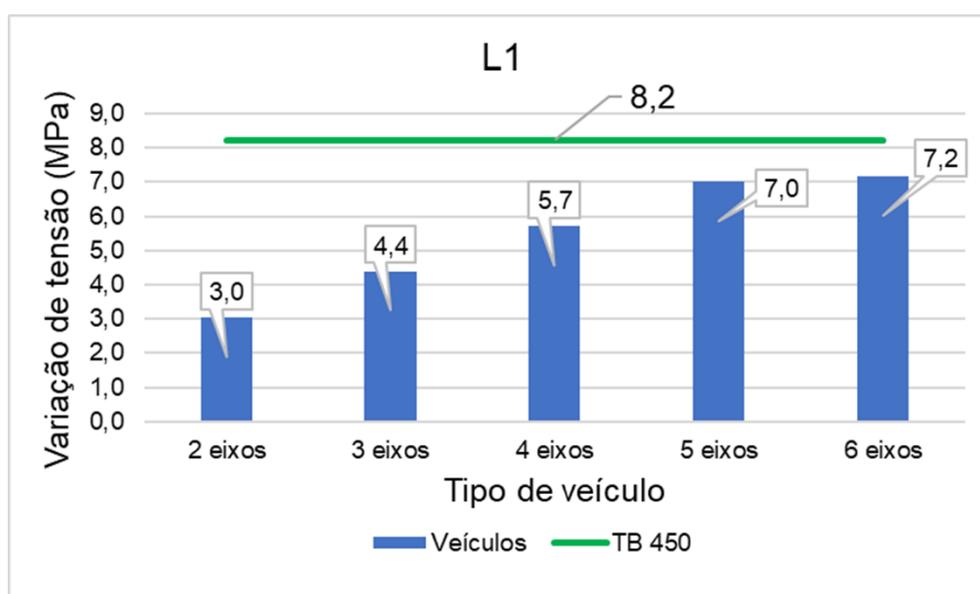
Gráfico 7.20 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L2 – Ponte de 15 m de vão – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

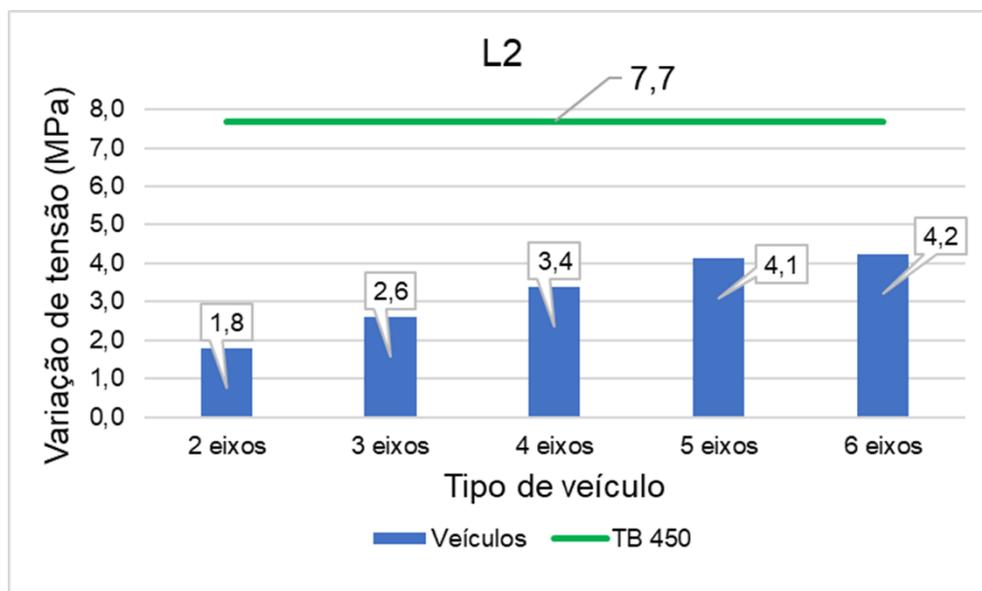
Por fim, os gráficos 7.21 e 7.22 apresentam os resultados encontrados para as variações de tensões para as pontes com três longarinas de 20 m de vão, para as vigas L1 e L2, respectivamente, com base nas premissas do Cenário 1.

Gráfico 7.21 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L1 – Ponte de 20 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

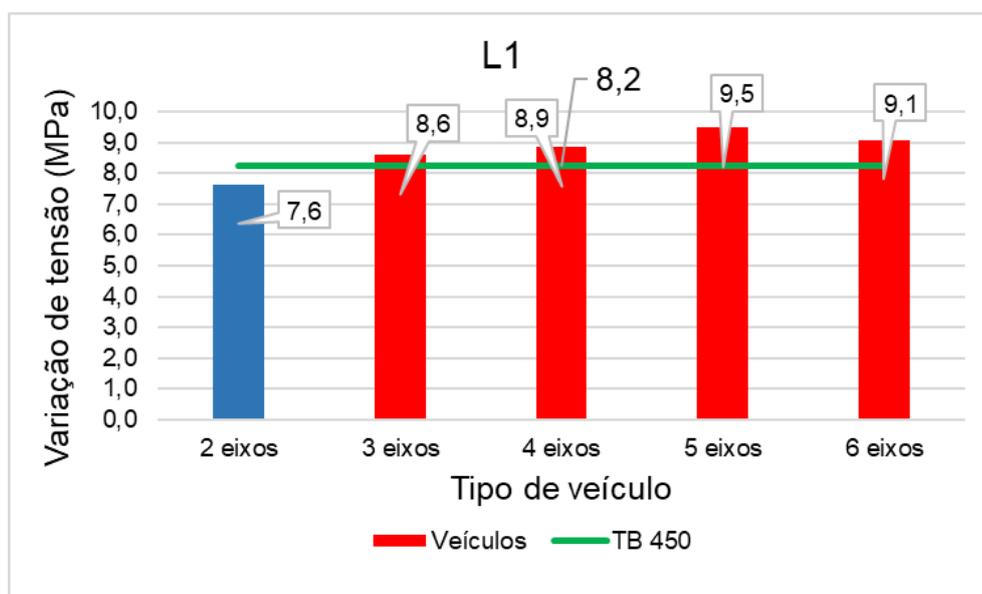
Gráfico 7.22 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L2 – Ponte de 20 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

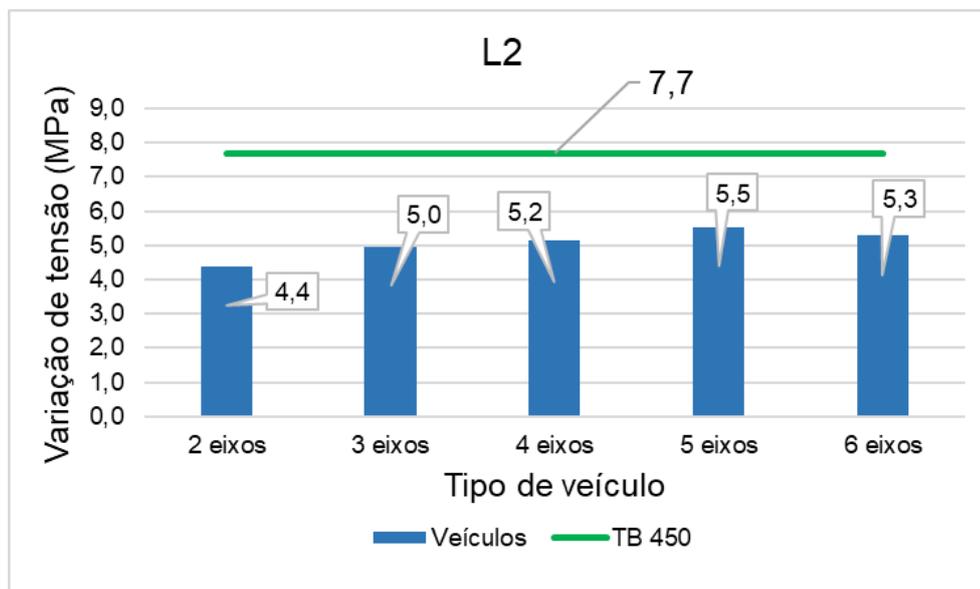
Com base nas hipóteses do Cenário 2, tem-se os gráficos 7.23 e 7.24 para as pontes com três longarinas, vão de 20 m, para as vigas L1 e L2, respectivamente.

Gráfico 7.23 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L1 – Ponte de 20 m de vão – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.24 – Variações de tensões encontradas para pontes com três longarinas, viga L2 – Ponte de 20 m de vão – Cenário 2



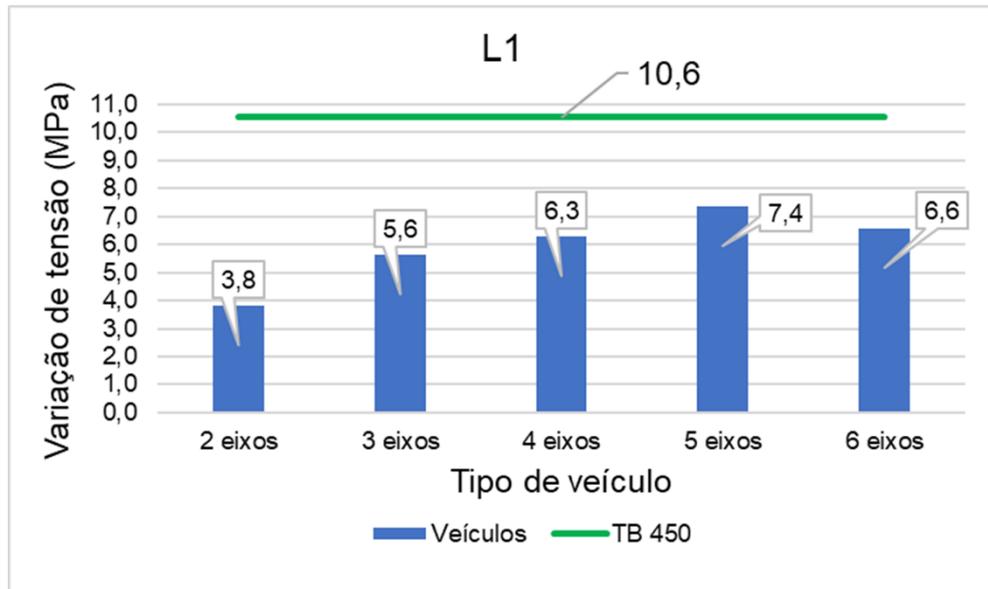
Fonte: Próprio Autor (2019).

Analisando-se os resultados obtidos através das tabelas supra apresentadas, nota-se que apenas as variações de tensões encontradas no Cenário 2 para os veículos de 5 e 6 eixos no caso da ponte 3L 0T CA 15 e para os veículos de 3, 4, 5 e 6 eixos para a ponte 3L 0T CA 20 são superiores às respectivas variações de tensões do TB 450 (valores marcados em vermelho).

Por sua vez, através da tabela 3.40 verifica-se que em todos os cenários as variações de tensões dos veículos são significativamente inferiores às variações de tensões do TB 450 para todas as pontes. Portanto, pode-se considerar o trem-tipo TB 450 verificado para as hipóteses estabelecidas para o Cenário 1.

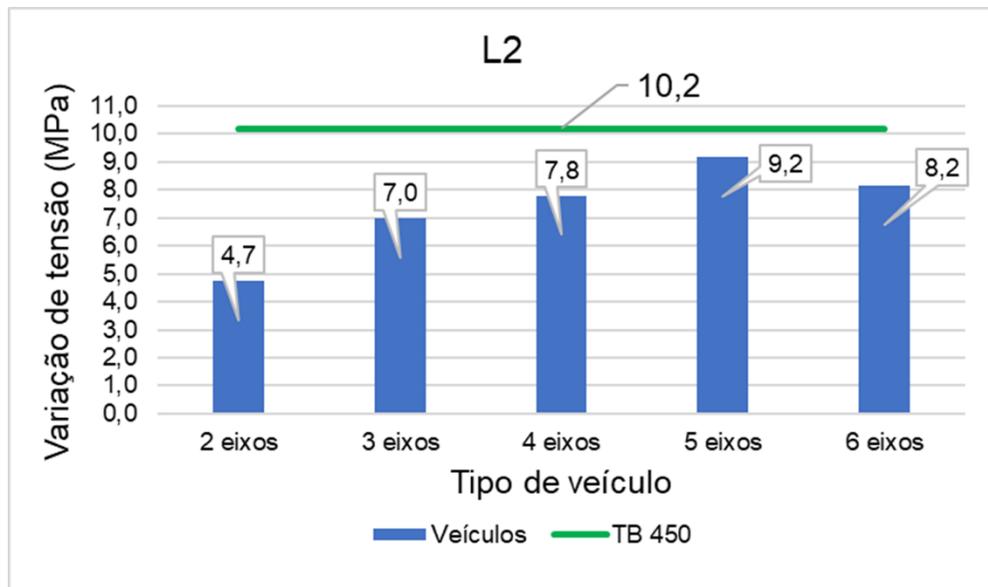
Por fim, analisa-se as variações de tensões calculadas para as pontes com cinco longarinas. Conforme apresentado anteriormente, no caso das pontes com cinco longarinas, a longarina L2 é a que apresentou menores tempos de vida útil à fadiga. Os valores para as variações de tensões para as pontes com cinco vigas, Cenário 1, com 10 m de vão, estão apresentados nos gráficos 7.25, 7.26 e 7.27, para as vigas L1, L2 e L3, respectivamente. Como os valores das áreas das vigas L2 foram modificadas, o gráfico 7.26 apresenta as tensões antes da modificação.

Gráfico 7.25 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L1
– Ponte de 10 m de vão – Cenário 1



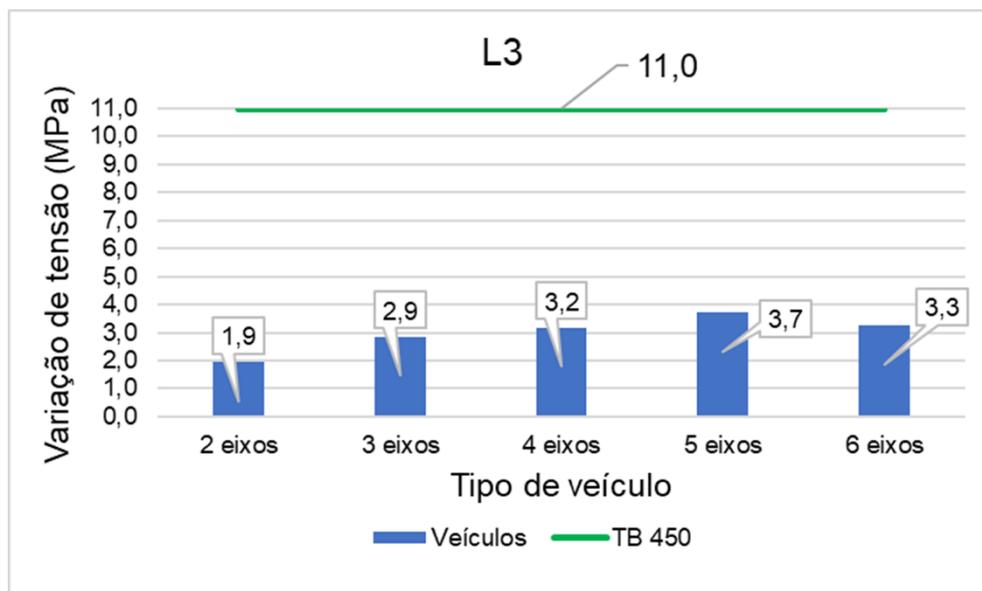
Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.26 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L2
– Ponte de 10 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

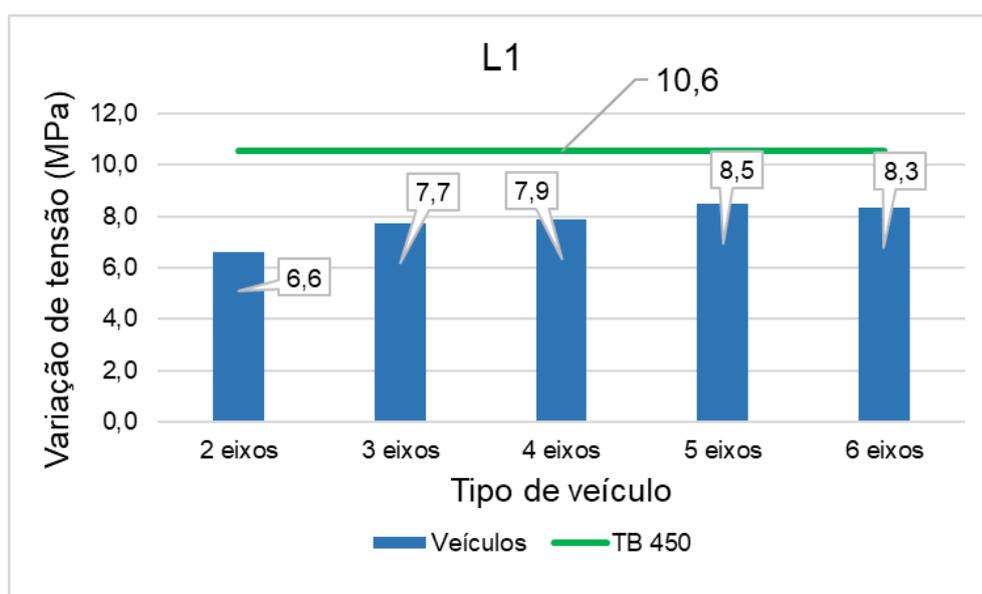
Gráfico 7.27 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L3 – Ponte de 10 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

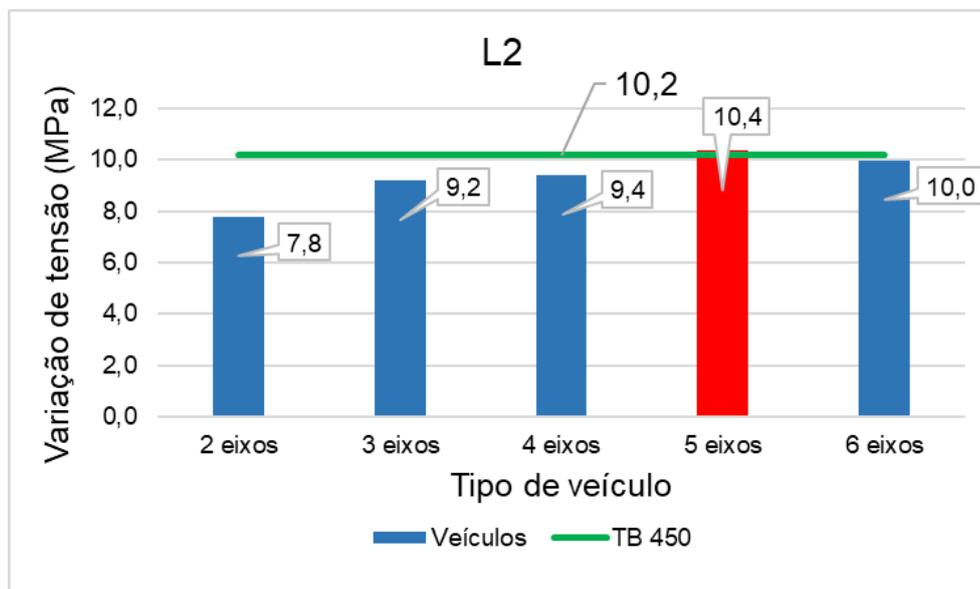
Apresenta-se, em seguida, os resultados obtidos para as pontes com cinco longarinas, 10 m de vão, Cenário 2, para as vigas L1, L2 e L3, respectivamente, através dos gráficos 7.28, 7.29 e 7.30.

Gráfico 7.28 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L1 – Ponte de 10 m de vão – Cenário 2



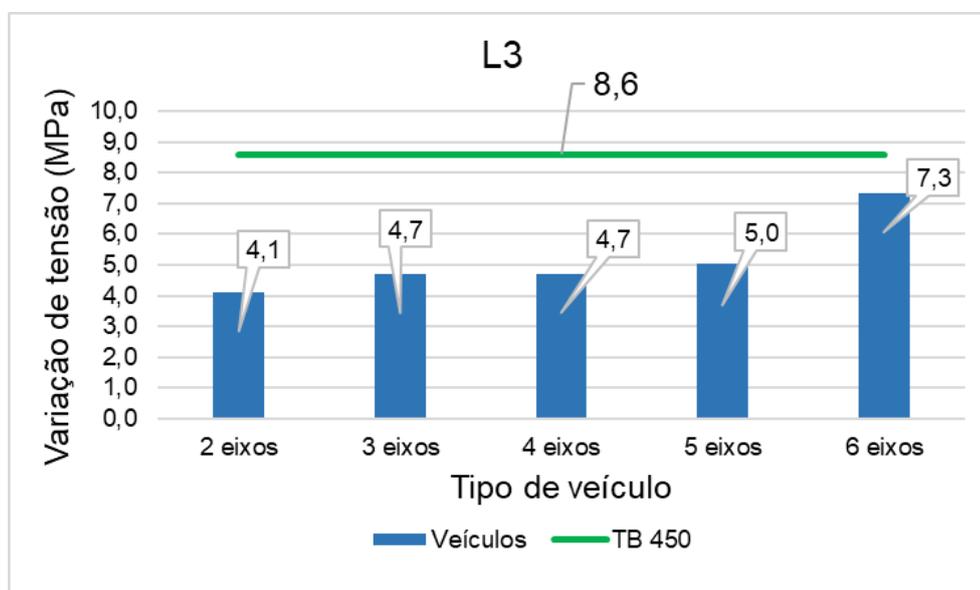
Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.29 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L2 – Ponte de 10 m de vão – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

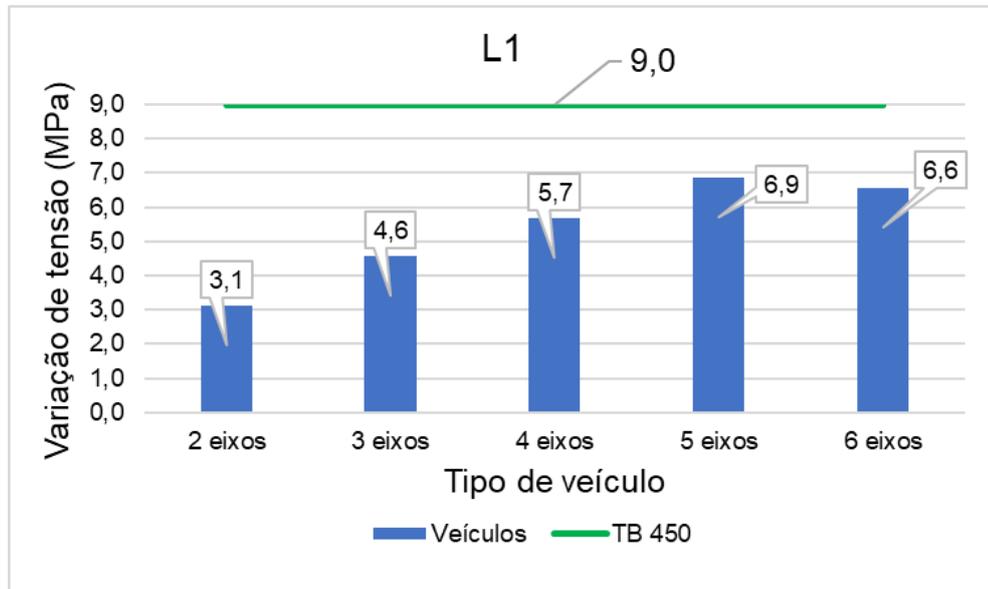
Gráfico 7.30 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L3 – Ponte de 10 m de vão – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

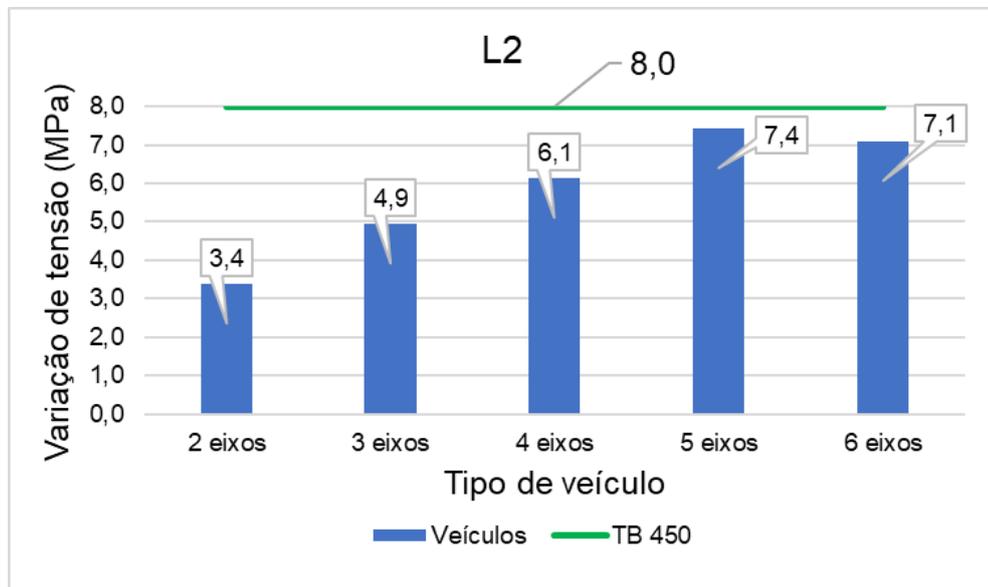
Os gráficos 7.31, 7.32 e 7.33 apresentam os resultados obtidos para a ponte com cinco longarinas, 15 m de vão, Cenário 1, para as vigas L1, L2 e L3, respectivamente.

Gráfico 7.31 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L1
– Ponte de 15 m de vão – Cenário 1



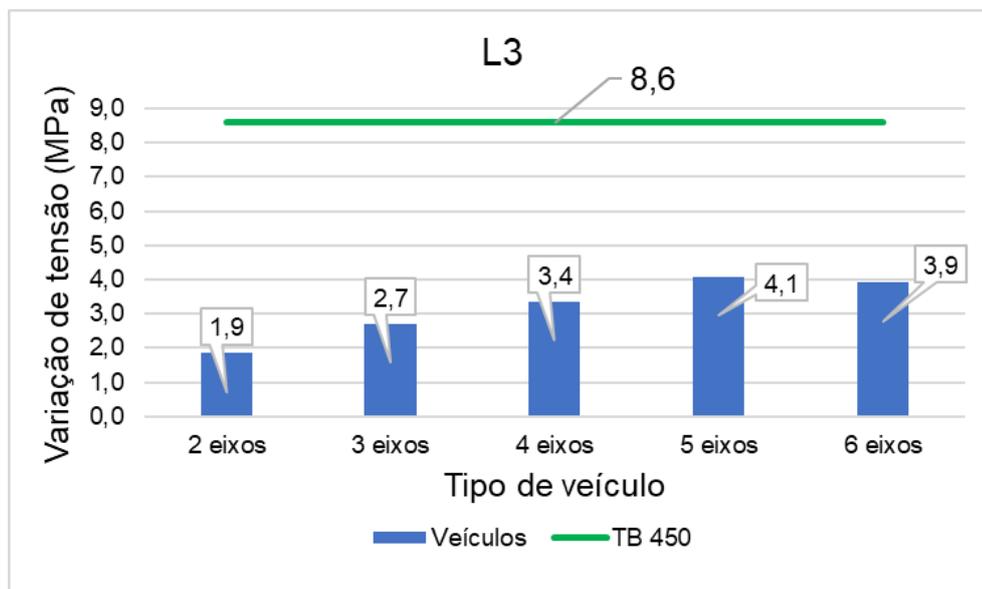
Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.32 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L2
– Ponte de 15 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

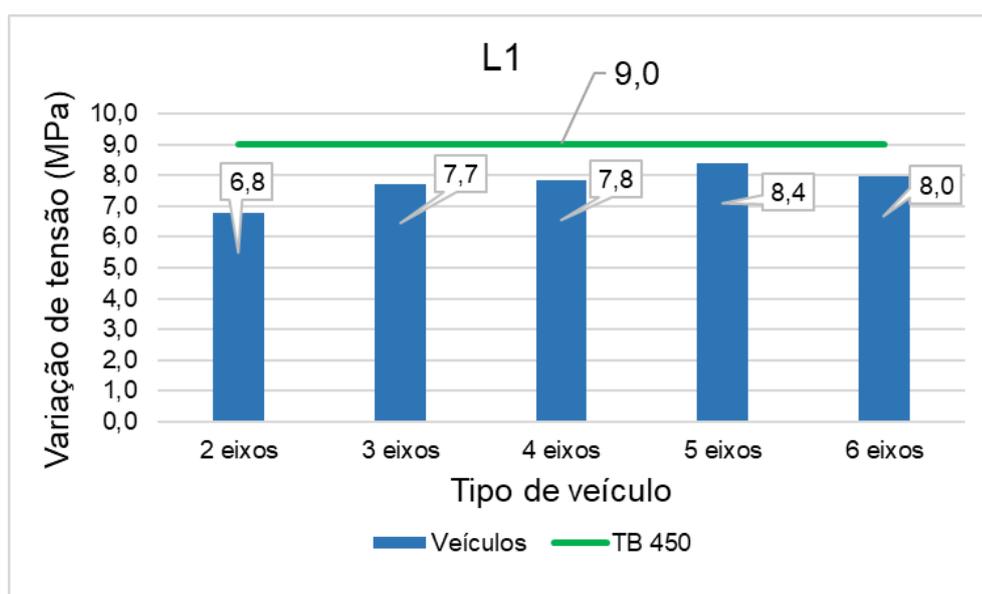
Gráfico 7.33 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L3 – Ponte de 15 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

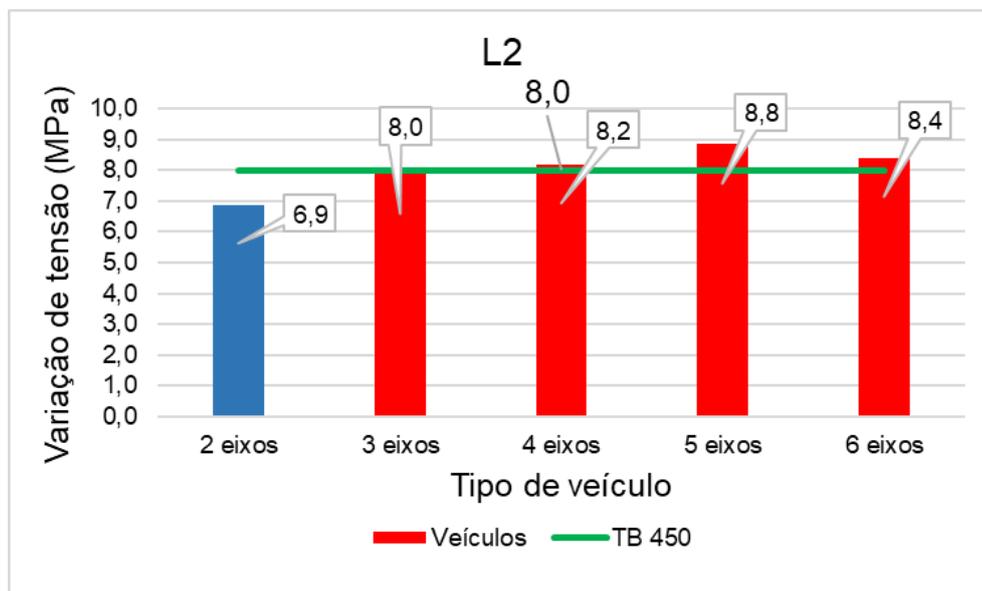
Apresenta-se, em seguida, os resultados obtidos para as pontes com cinco longarinas, 15 m de vão, Cenário 2, para as vigas L1, L2 e L3, respectivamente, através dos gráficos 7.34, 7.35 e 7.36.

Gráfico 7.34 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L1 – Ponte de 15 m de vão – Cenário 2



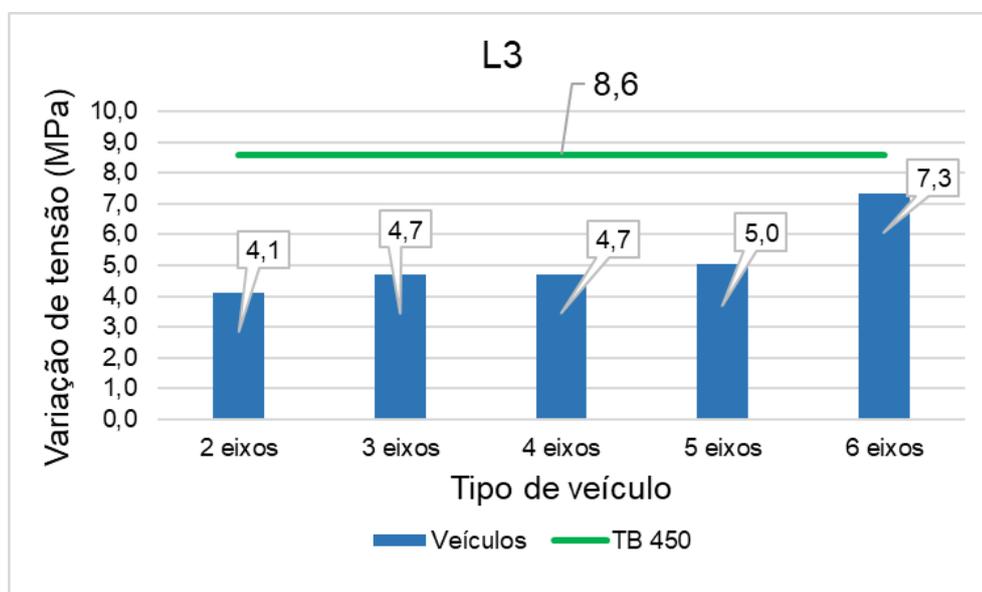
Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.35 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L2 – Ponte de 15 m de vão – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

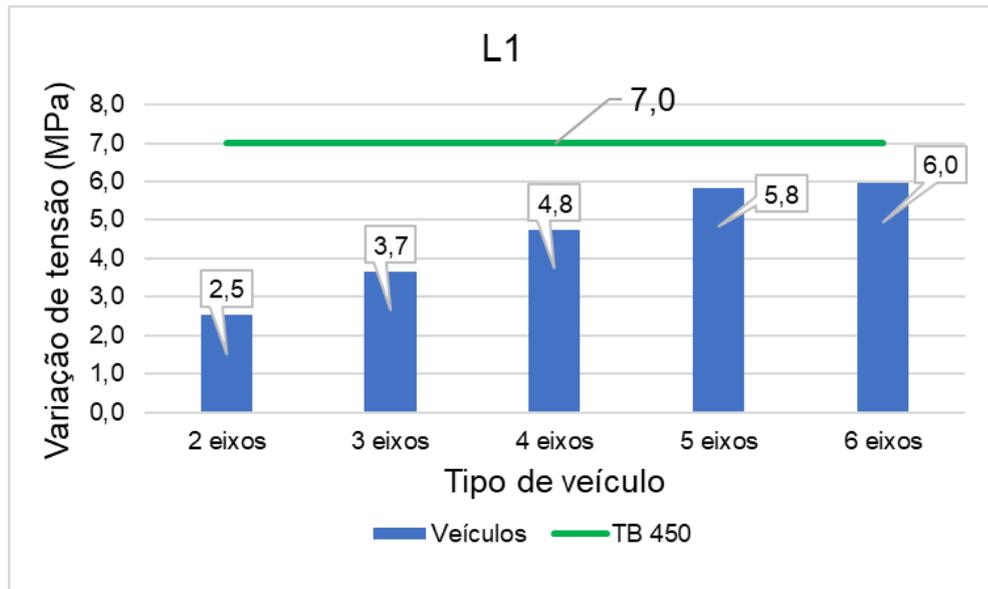
Gráfico 7.36 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L3 – Ponte de 15 m de vão – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

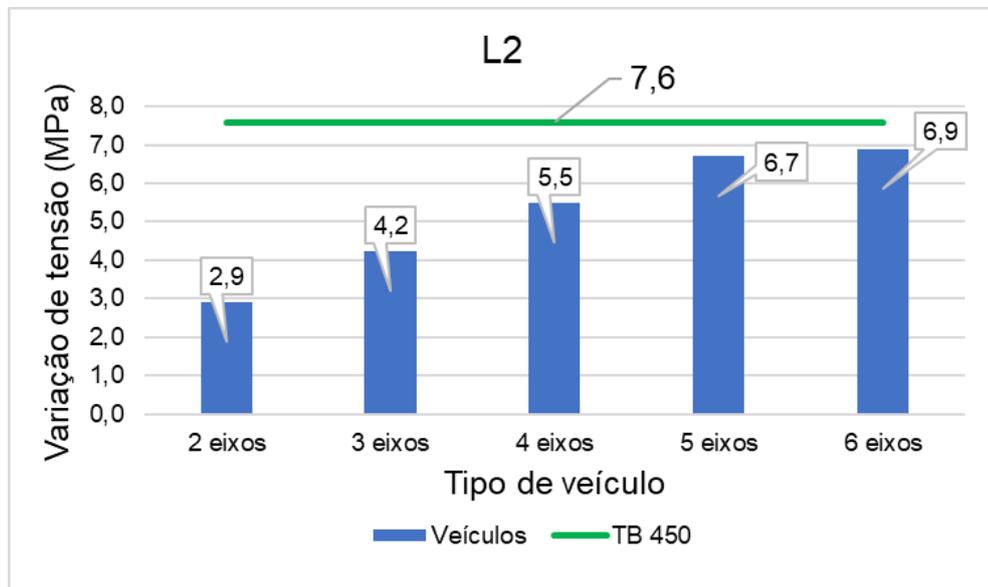
Por fim, apresentam-se os resultados obtidos para as vigas L1, L2 e L3, das pontes com cinco longarinas, 20 m de vão, e dados do Cenário 1, respectivamente através dos gráficos 7.37, 7.38 e 7.9.

Gráfico 7.37 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L1
– Ponte de 20 m de vão – Cenário 1



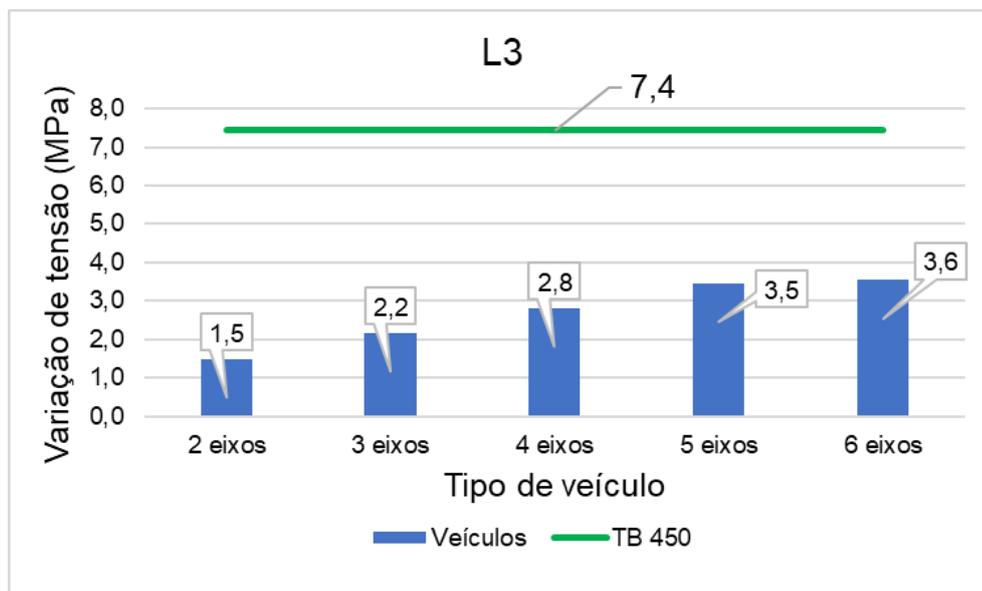
Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.38 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L2
– Ponte de 20 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

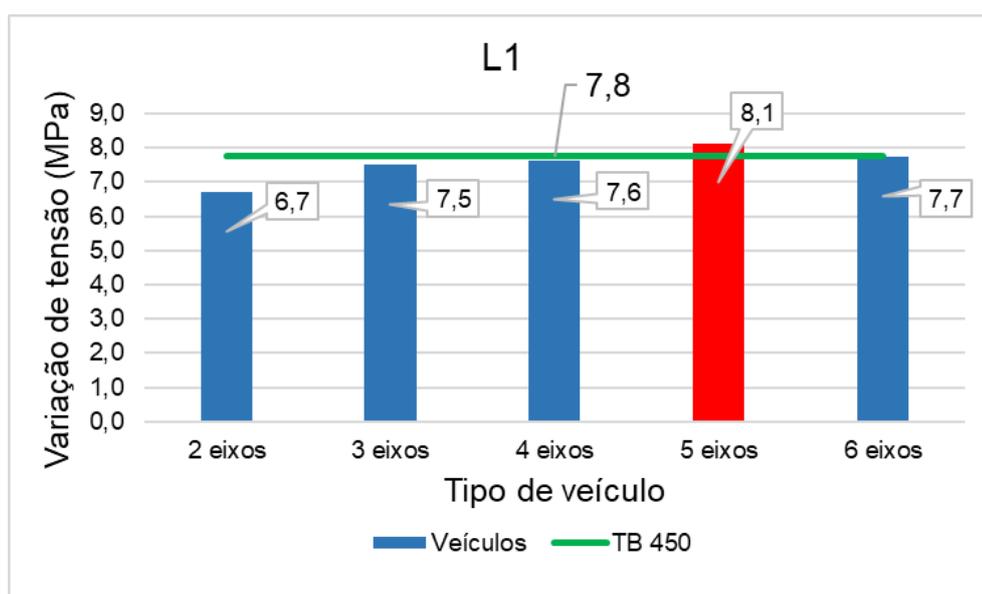
Gráfico 7.39 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L3 – Ponte de 20 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

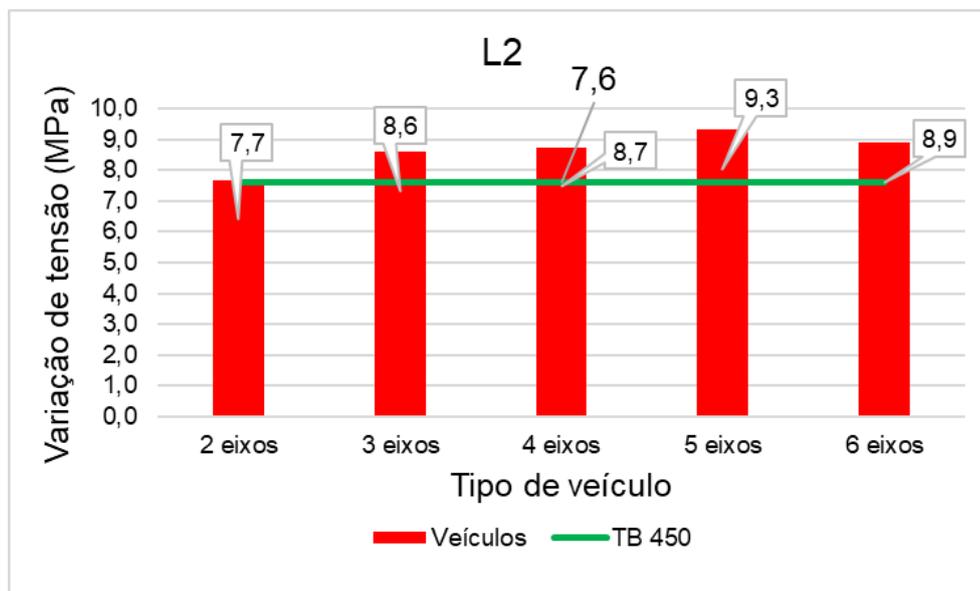
Apresenta-se, em seguida, os resultados obtidos para as pontes com cinco longarinas, 10 m de vão, Cenário 2, para as vigas L1, L2 e L3, respectivamente, através dos gráficos 7.40, 7.41 e 7.42.

Gráfico 7.40 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L1 – Ponte de 20 m de vão – Cenário 2



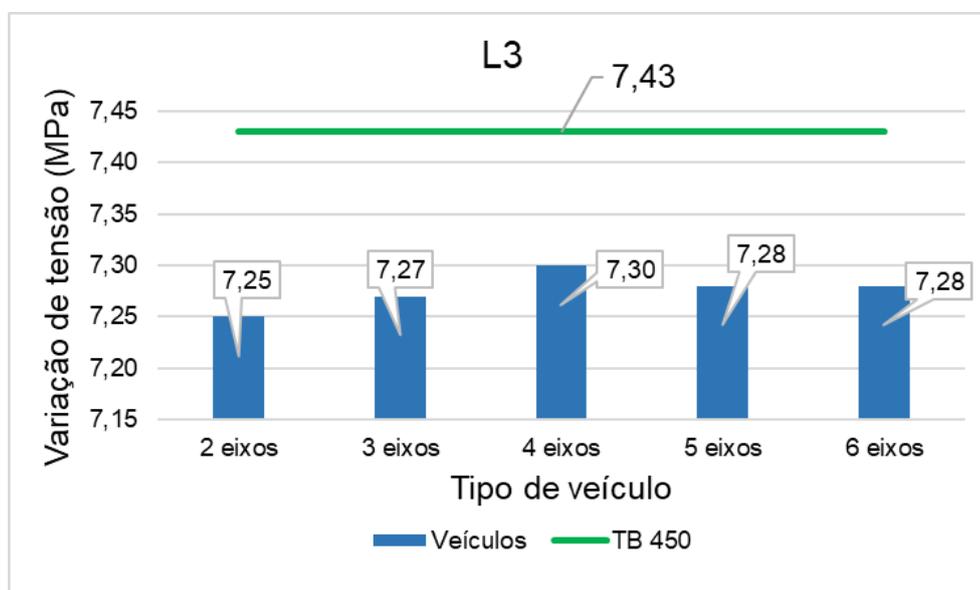
Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.41 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L2
– Ponte de 2m de vão – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.42 – Variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas, viga L3
– Ponte de 20 m de vão – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

Estudando-se os resultados apresentados nos gráficos anteriores, verifica-se que as variações de tensões dos veículos reais encontradas para as longarinas L1 e L3, para ambos os cenários, são inferiores às respectivas variações de tensões do TB 450 para todas as

pontes. No caso da longarina L2, alguns veículos apresentaram variações de tensões superiores a do TB 450, quando se analisa o Cenário 2. No caso da ponte 5L 0T CA 10, o veículo de 5 eixos apresentou variação de tensão maior que do TB 450. Já na ponte 5L 0T CA 15 os veículos de 4, 5 e 6 eixos tiveram variações de tensões superiores. Por sua vez, na ponte 5L 0T CA 20, todos os veículos apresentaram variações de tensões superiores à do TB 450. Logo, pode-se considerar o TB 450 verificado para o Cenário 1.

Considerando-se os novos valores das áreas de aço descritas no item 7.3, tabela 7.35, tem-se os novos valores para as variações de tensões para a longarina L2 das três pontes, com 10, 15 e 20 m, considerando-se as hipóteses do Cenário 2. A tabela 7.37 apresenta os valores para as variações de tensões anteriores e os novos após a mudança da área.

Tabela 7.37 – Novas variações de tensões encontradas para pontes com cinco longarinas – Longarina L2

Variações de tensão da armadura longitudinal $\Delta\sigma_s$ (MPa) – Longarina L2						
Ponte	5L 0T CA 10		5L 0T CA 15		5L 0T CA 20	
Veículos	Valores anteriores	Novos valores	Valores anteriores	Novos valores	Valores anteriores	Novos valores
TB 450	10,19	8,68	7,99	7,61	7,59	6,65
2 eixos	7,78	6,63	6,88	6,54	7,68	6,73
3 eixos	9,19	7,82	7,95	7,56	8,60	7,54
4 eixos	9,40	8,00	8,18	7,78	8,74	7,67
5 eixos	10,35	8,82	8,84	8,41	9,32	8,18
6 eixos	9,96	8,48	8,41	8,00	8,89	7,79

Fonte: Próprio Autor (2019).

Lembrando que a alteração no valor da área de aço fez com que o tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal aumentasse, o mesmo não aconteceu com as variações de tensões. Os mesmos veículos continuaram a apresentar variações superiores aos respectivos

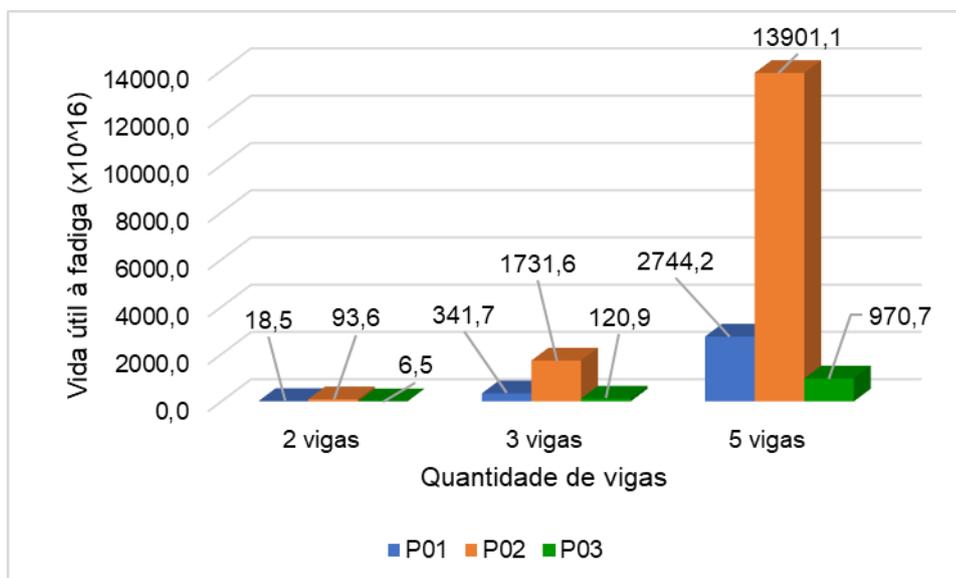
7.5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE FINAL DOS RESULTADOS

Em todos os modelos teóricos de pontes analisados neste trabalho os veículos de 4, 5 e 6 eixos forneceram os maiores momentos fletores no meio das vigas, sendo o veículo de 5 eixos o que apresentou maior momento fletor em relação aos demais. Tal fato converge com o apresentado por Pircher et al. (2011) e Rossigali et al. (2015) que em seus estudos identificaram os veículos de 4, 5 e 6 eixos como os mais prejudiciais para as pontes por eles estudadas.

Para melhor visualização, leitura e compreensão de todos os resultados obtidos nesta dissertação, este subcapítulo faz a apresentação e a análise final dos resultados.

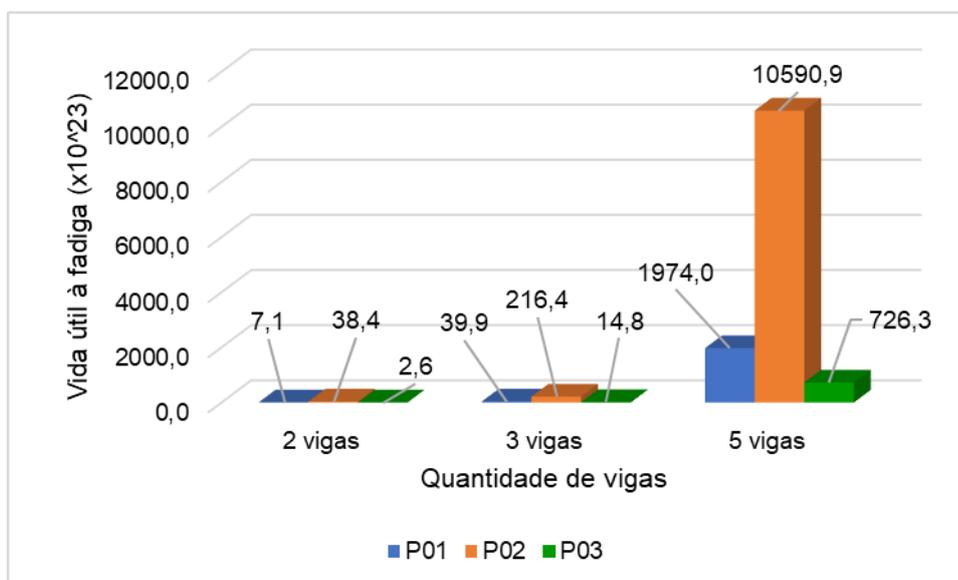
Primeiramente, apresenta-se os resultados obtidos para a vida útil à fadiga do concreto das pontes com 2, 3 e 5 vigas, utilizando-se os dados de tráfego do Cenário 1, para os vãos de 10, 15 e 20 metros, respectivamente através dos gráficos 7.43, 7.44 e 7.45.

Gráfico 7.43 – Vida útil à fadiga do concreto – Ponte de 10 m de vão – Cenário 1



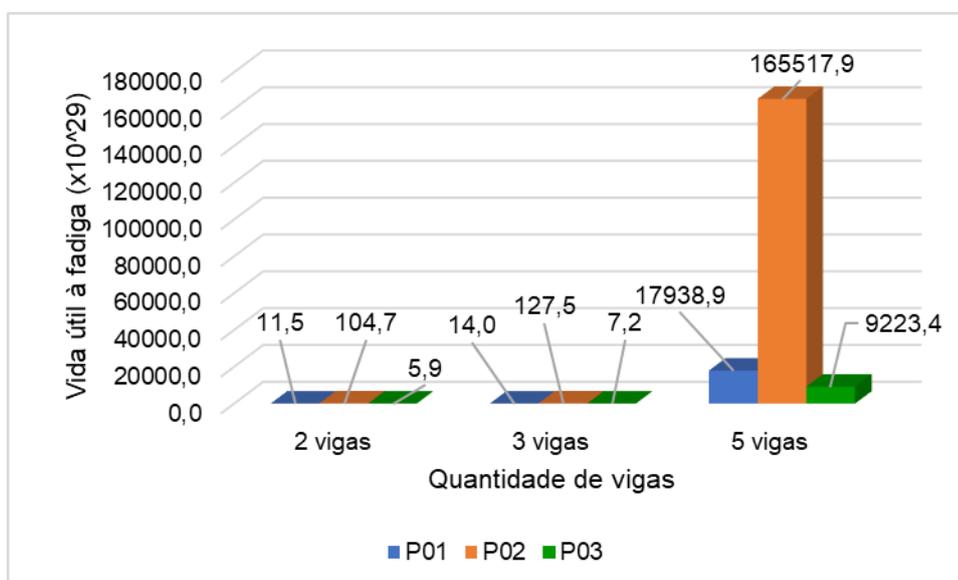
Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.44 – Vida útil à fadiga do concreto – Ponte de 15 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

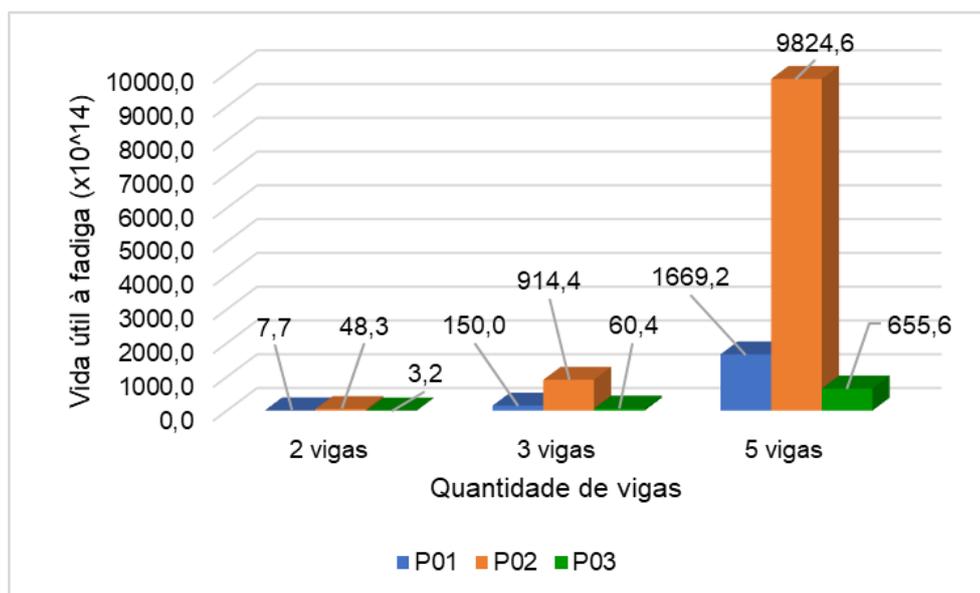
Gráfico 7.45 – Vida útil à fadiga do concreto – Ponte de 20 m de vão – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

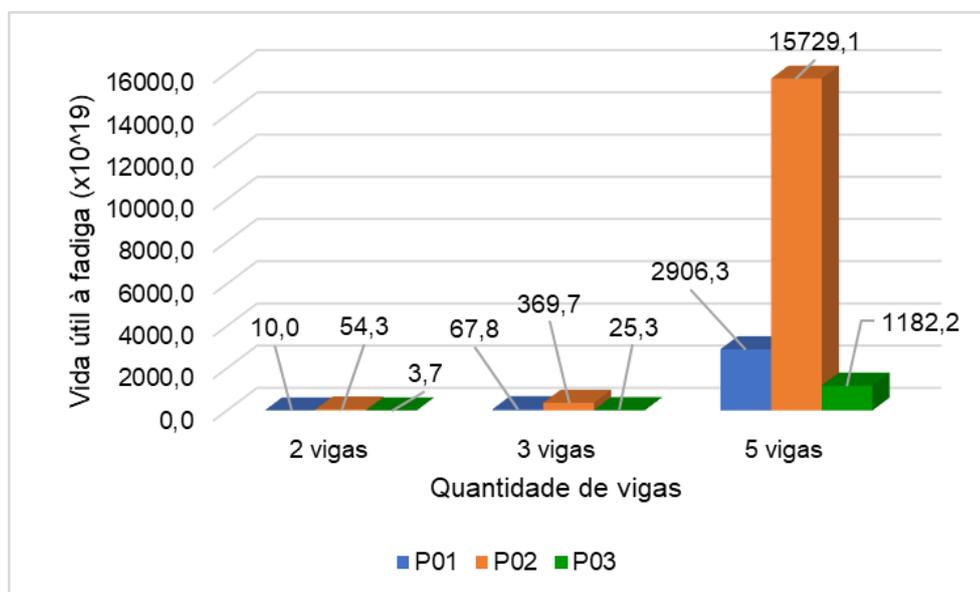
Em seguida, mostra-se os resultados para a vida útil à fadiga no concreto empregando-se os parâmetros estabelecidos pelo Cenário 2 para todas as pontes. Os gráficos 7.46, 7.47 e 7.48 representam as pontes com 10, 15 e 20 metros, respectivamente.

Gráfico 7.46 – Vida útil à fadiga do concreto – Ponte de 10 m de vão – Cenário 2



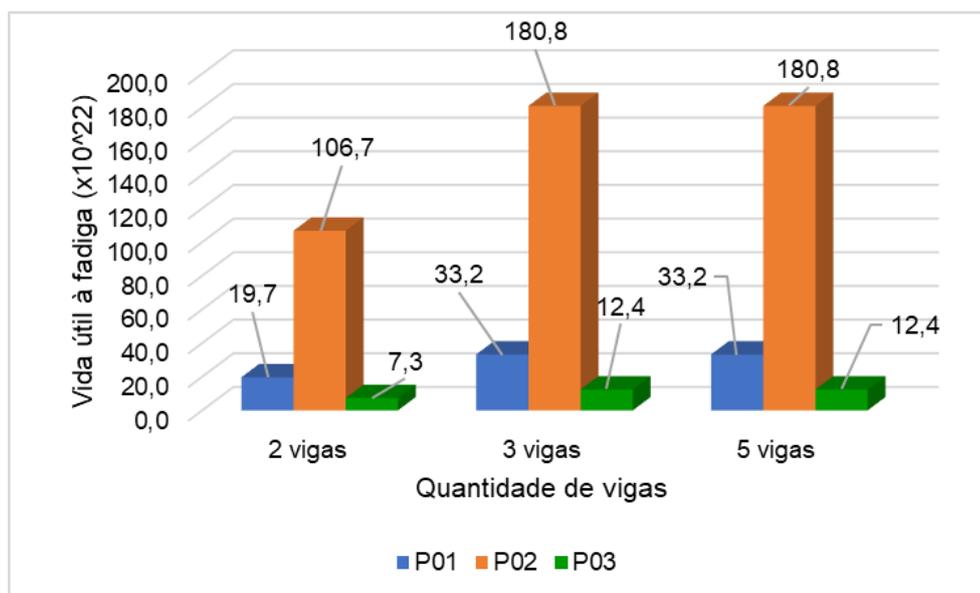
Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.47 – Vida útil à fadiga do concreto – Ponte de 15 m de vão – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

Gráfico 7.48 – Vida útil à fadiga do concreto – Ponte de 20 m de vão – Cenário 2



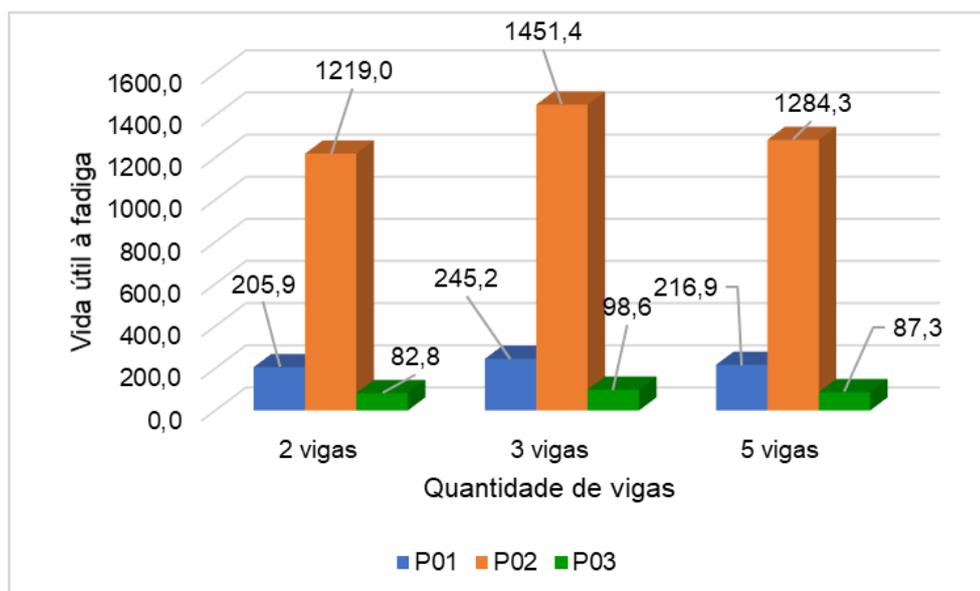
Fonte: Próprio Autor (2019).

Analisando-se os gráficos acima observa-se que o tempo de vida útil no concreto para todas as pontes, com diferentes números de vigas e vãos variados, é elevado para ambos os cenários. Logo, as chances dessas pontes falharem por algum problema relativo à fadiga do concreto em si são mínimas e os danos devido à fadiga no material concreto são desprezíveis nos casos aqui estudados.

Os resultados encontrados para a verificação da fadiga no concreto vão de encontro com outros trabalhos, como o de Baroni (2010) que mostrou que para modelos biapoiados de pontes com 10, 15 e 20 m os danos devido à fadiga no concreto são desprezíveis em função do elevado tempo encontrado. Esses resultados também condizem com o estabelecido pelo manual ACI 215R-74 que esclarece que os problemas de fadiga na armação são os que causam maiores preocupações entre os projetistas.

Em seguida, são analisados os resultados obtidos para a armadura longitudinal de todas as pontes estudadas neste trabalho. Utilizando-se os dados relativos ao tempo de vida útil à fadiga na armadura longitudinal monta-se o gráfico 7.49 que retrata os resultados encontrados para as pontes de 10 m de vão com 2, 3 e 5 vigas, no Cenário 1.

Gráfico 7.49 – Vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Pontes de 10 m – Cenário 1



Fonte: Próprio Autor (2019).

Estudando os resultados do gráfico 7.49 nota-se que as pontes cujos dados de tráfego advêm do posto de pedágio P02 apresentam o maior tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal, em todos os três modelos (2, 3 e 5 vigas) o tempo foi superior a 1.200 anos. O posto P02 tem um fluxo médio anual de aproximadamente 1.500.000 de veículos de 2 a 6 eixos, logo, para o modelo arquitetônico aqui proposto nesta dissertação, conclui-se que:

- O modelo com 2 vigas com 10 m de vão é suficiente, em termos de projeto e tempo de vida de serviço à fadiga, para suportar esse volume de tráfego;
- Pontes antigas que possuam apenas 2 vigas e geometria semelhante à empregada aqui e que tenham um fluxo anual médio de veículos próximo ao apresentado pelo P02, não necessitam, a princípio, serem substituídas, mas talvez reavaliadas ao trem-tipo atual e, possivelmente reforçadas.

Ademais, a partir da análise do gráfico acima é possível notar que os tempos de vida útil são crescentes com o aumento do número de viga, excetuando-se pela ponte com 5 vigas que apresentou resultados ligeiramente inferiores aos modelos de 3 vigas e superiores aos de 2 vigas. Conforme discutido anteriormente, tal fenômeno se explica pelo fato de que os tempos de vida útil final das pontes de 5 vigas são oriundos das respectivas vigas L2, uma vez que é a que apresenta menor valor. O posicionamento dos veículos reais de carga

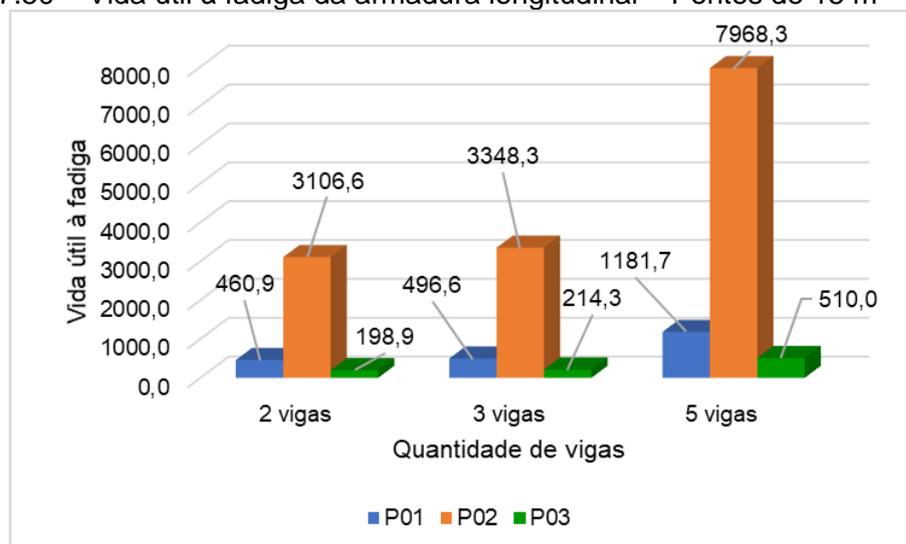
adotado neste trabalho (seguindo diretrizes normativas e pesquisas realizadas) é exatamente sobre as vigas L2, logo, as cargas desses veículos têm mais impacto nessas vigas.

Analisando-se os resultados encontrados para o posto P03, com uma média anual de 16.250.000 veículos, observa-se que o tempo encontrado é superior a 80 anos para os três modelos de pontes. Todavia, com base na geometria adotada neste trabalho, conclui-se que a ponte com 3 vigas é a mais indicada para se projetar a ponte de 10 metros de vão.

Por fim, todos os casos apresentados apresentam tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal acima do tempo médio de projeto, que é de 75 anos.

Os tempos de vida útil à fadiga para as pontes de 15 metros de vão são apresentados através do gráfico 7.50 a seguir.

Gráfico 7.50 – Vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Pontes de 15 m – Cenário 1

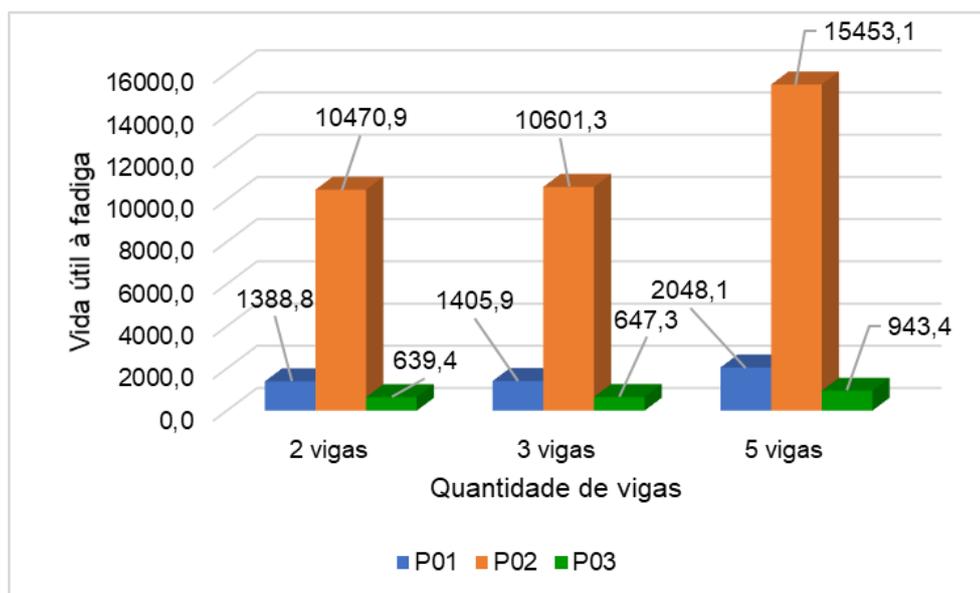


Fonte: Próprio Autor (2019).

O incremento de 5 metros no vão das pontes faz com que os tempos de vida útil à fadiga das mesmas apresentem crescimento expressivo nos três modelos de pontes analisados. Ademais, com o vão de 15 metros, o aumento no número de vigas conduz ao crescimento do tempo e vida útil à fadiga da armadura. Todos os valores encontrados são de aproximadamente ou superiores a 200 anos.

Com base nos resultados encontrados para as pontes de 20 metros de vão, tem-se o gráfico 7.51.

Gráfico 7.51 – Vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Pontes de 20 m – Cenário 1



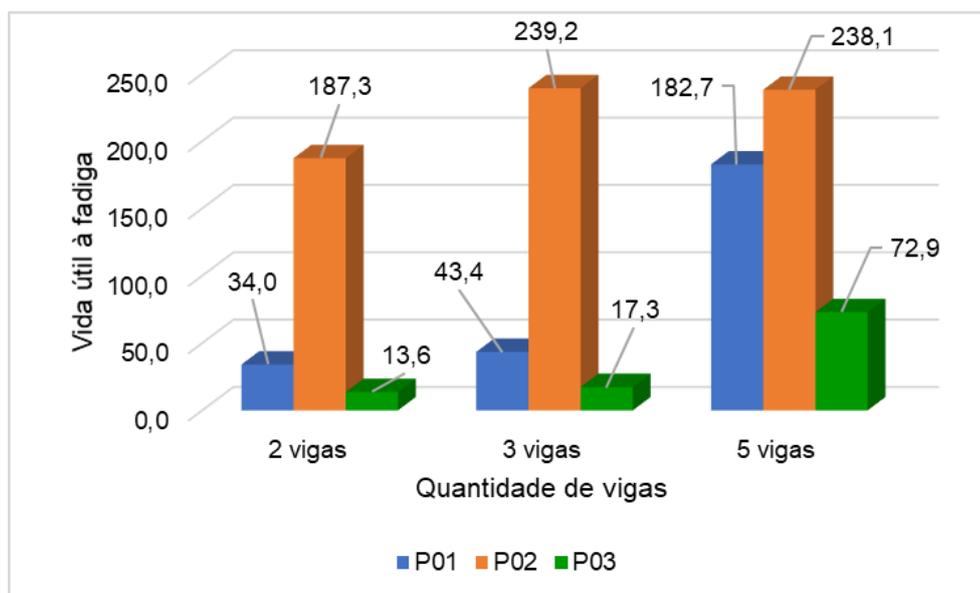
Fonte: Próprio Autor (2019).

As pontes de 20 metros de vão, para os três modelos, em comparação com as pontes de 10 e 15 metros de vão, são as menos susceptíveis aos efeitos deletérios da fadiga e isso fica claro ao se ler os resultados do gráfico 7.51, com tempos de vida útil à fadiga da armadura superiores a 630 anos.

Feito isso, são apresentados os valores encontrados para os tempos de vida útil à fadiga da armadura longitudinal das pontes analisadas empregando-se as hipóteses do Cenário 2, isto é, além das cargas dos veículos reais, considera-se a carga normativa de 5 kN/m² aplicada apenas na faixa de tráfego e acostamento do lado no qual se posiciona os veículos reais. Essa carga representa outros veículos que possam estar trafegando na ponte junto com os veículos reais considerados.

Com base nas pontes com 10 metros de vão, tem-se os tempos de vida útil à fadiga da armadura longitudinal para o Cenário 2, conforme apresentado pelo gráfico 7.52. Ressalta-se que, para as pontes com 5 vigas, os resultados apresentados são aqueles encontrados após a modificação da área de aço, conforme explicado no item anterior deste capítulo.

Gráfico 7.52 – Vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Pontes de 10 m – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

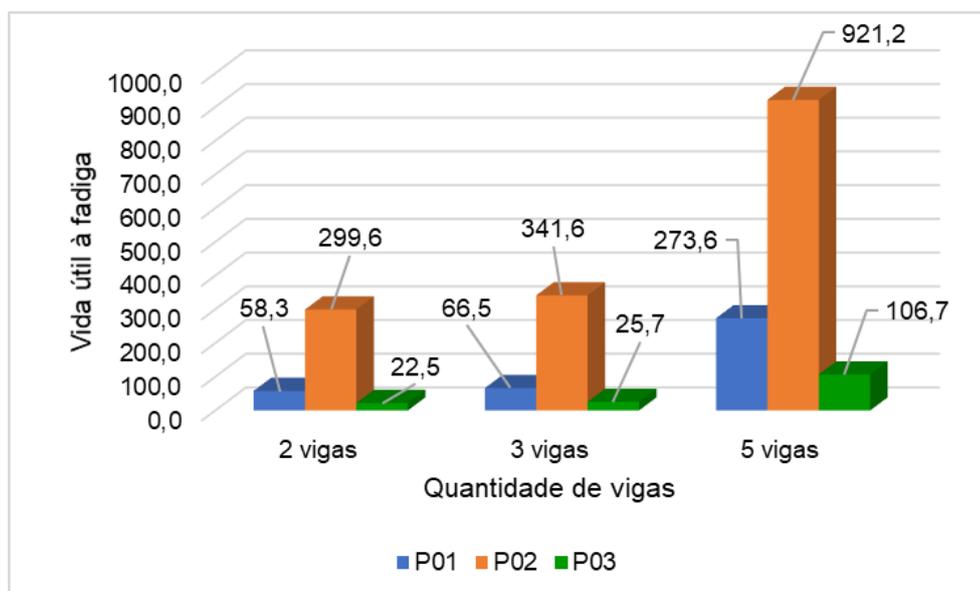
Lendo-se os resultados do gráfico 7.52 verifica-se que os tempos encontrados para os três modelos, com 2, 3 e 5 vigas, são consideravelmente inferiores para as pontes de 10 metros de vão, devido à introdução da carga distribuída conforme explicado. Outrossim, é possível notar que nos modelos com 2 e 3 vigas, empregando-se os dados dos postos P01 e P03, os tempos de vida útil à fadiga da armadura são limitados e expressivamente inferiores a 75 anos, sobretudo para o P03, que não passam de 17 anos.

Por sua vez, ao se considerar o modelo com 5 vigas, o tempo de vida útil à fadiga cresce 437,4% em relação ao modelo de 2 vigas e 321% em relação ao modelo de 3 vigas, para o P01. Já para o P03 esse aumento é de 436% em relação ao modelo de 2 vigas e de 321,4% em comparação com o modelo de 3 vigas.

Ainda discorrendo sobre as pontes de 10 metros de vão com 5 vigas, mesmo o resultado encontrado para o P03 não ser elevado como os dos demais postos de pedágio, o mesmo está próximo a 75 anos, portanto, é satisfatório. É importante lembrar que o P03 tem um fluxo médio anual elevado, de cerca de 16.200.000 veículos, o que justifica os efeitos deletérios da fadiga serem mais expressivos.

Aumentando-se os vãos das pontes para 15 metros e empregando-se as hipóteses e dados do Cenário 2, apresenta-se o gráfico 7.53.

Gráfico 7.53 – Vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Pontes de 15 m – Cenário 2

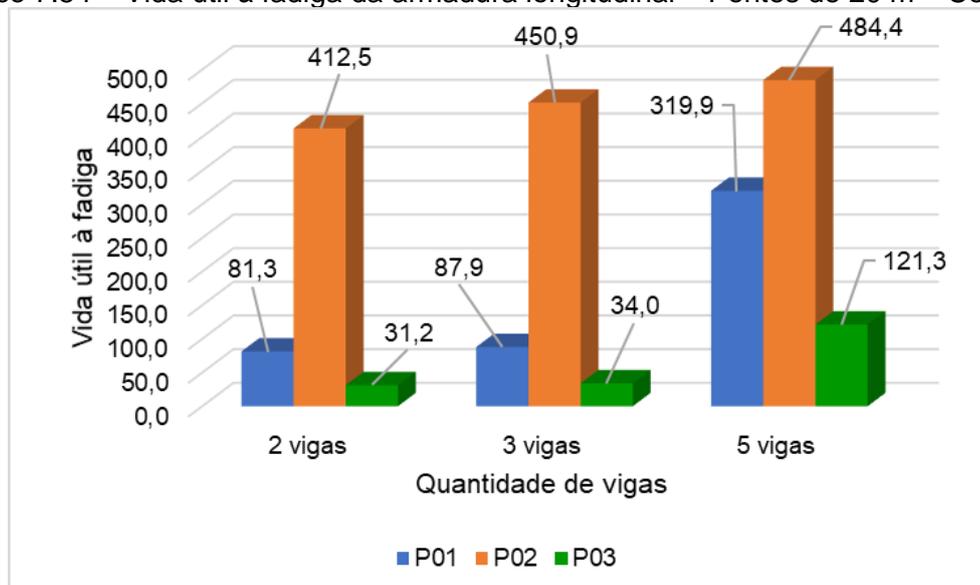


Fonte: Próprio Autor (2019).

Assim como discorrido para as pontes com 10 metros de vão, nas pontes com 15 metros de vão, conforme gráfico 7.17, as estruturas com 5 vigas contêm maior tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal, com valores superiores a 100 anos para os três postos de pedágio.

Finalmente, relata-se os dados encontrados para as pontes com 20 metros de vão, de acordo com o gráfico 7.54.

Gráfico 7.54 – Vida útil à fadiga da armadura longitudinal – Pontes de 20 m – Cenário 2



Fonte: Próprio Autor (2019).

Com um vão de 20 metros, para o P01, todos os modelos de pontes apresentam tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal superior a 80 anos, sendo no caso do modelo com 5 vigas, esse valor de cerca de 320 anos.

Conforme demonstrado através dos resultados e das análises anteriores, quanto menor o vão, maiores são os efeitos deletérios da fadiga sobre a armadura longitudinal. Fato esse também observado por Junges (2017) em seus estudos, que ao avaliar duas pontes de concreto armado existentes com dimensões diferentes, de 15 e 30 m, encontrou tempos de vida útil de pouco mais de 50 anos e de aproximadamente 5,5 mil anos, respectivamente.

As pontes com 10 m de vão analisadas neste trabalho foram as mais susceptíveis a sofrer os efeitos da fadiga, conclusão também encontrada por Baroni (2010).

A tabela 7.38 apresenta resumidamente os resultados finais do tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal de todas as pontes analisadas.

Tabela 7.38 – Tabela resumo dos tempos de vida útil das estruturas

Cenários	Postos de pedágio	Pontes								
		2L 1T CA 10	2L 2T CA 15	2L 3T CA 20	3L 0T CA 10	3L 0T CA 15	3L 0T CA 20	5L 0T CA 10	5L 0T CA 15	5L 0T CA 20
Cenário 1	P01	205,94	460,91	1.388,84	245,20	496,61	1.405,92	216,94	1.181,66	2.048,13
	P02	1.218,96	3.106,64	10.470,90	1.451,38	3.348,27	10.601,27	1.284,31	7.968,32	15.453,14
	P03	82,84	198,89	639,42	98,64	214,35	647,35	87,27	510,04	943,38
Cenário 2	P01	34,04	58,33	81,28	43,41	66,47	87,95	182,70	273,57	319,92
	P02	187,25	299,62	412,51	239,20	341,56	450,90	238,07	1.313,26	484,42
	P03	13,60	22,51	31,23	17,34	25,65	33,95	72,94	106,73	121,27

Fonte: Próprio Autor (2019).

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo está dividido da seguinte forma: primeiramente apresenta-se as conclusões obtidas para o trabalho, no item seguinte apresenta-se as respostas às Questões de Pesquisa levantadas, sendo ao fim apresentadas as sugestões para trabalhos futuros.

8.1 CONCLUSÕES

Pontes e viadutos são elementos de grande importância na rede de infraestrutura de cidades, estados e países, sobretudo no Brasil que possui o modal rodoviário como o predominante ainda mais no que diz respeito ao transporte rodoviário de cargas, cuja totalidade é significativa.

Frente à relevância das OAEs nas dinâmicas sociais e econômicas, bem como no aumento do número de veículos pesados nas rodovias e na elevada idade de pontes e viadutos no Brasil, este trabalho tem por objetivo principal verificar o tempo de vida útil de vigas de pontes rodoviários de concreto armado no que se refere ao processo de fadiga da armadura longitudinal das vigas, levando-se em consideração dados reais de tráfego de veículos pesados de três rodovias do estado de São Paulo.

As análises foram realizadas em pontes simplesmente apoiadas cujos modelos teóricos tinham 2, 3 e 5 vigas, com vãos de 10, 15 e 20 m, em dois Cenários diferentes. Cenário 1 levando em consideração apenas as cargas dos veículos de 2 a 6 eixos, de três postos de pedágio com volumes anuais diferentes. Cenário 2 que além dos dados considerados no Cenário 1, considerou a carga distribuída de 5 kN/m^2 para representar outros veículos que possam estar na ponte.

Analisando-se os resultados obtidos acerca da estimativa do dano e do tempo de vida útil à fadiga tanto do concreto quanto da armadura longitudinal, podem ser apresentadas as seguintes conclusões. As conclusões são apresentadas da seguinte forma, primeiramente apresenta-se as conclusões em âmbito geral, seguidas para as conclusões obtidas para o Cenário 1, depois para o Cenário 2, por fim, para a verificação do TB 450:

- Os valores de dano devido à fadiga calculado para o concreto foram diminutos, sendo assim, considerados desprezíveis em todos os modelos analisados e em ambos os Cenários 1 e 2. Por consequência, o tempo de vida útil à fadiga, isto é, o tempo de vida de serviço das estruturas analisadas no que diz respeito ao concreto pode ser considerado infinito.
- Conforme descrito em outros trabalhos encontrados na literatura, os efeitos deletérios da fadiga são mais perceptíveis na armadura longitudinal do que no concreto em si. Com isso, os tempos de vida útil à fadiga encontrados para a armadura merecem atenção pelo fato de em alguns casos ser inferior ao tempo médio de projeto de 75 anos. Com isso, os danos relativos à fadiga na armadura longitudinal são significativamente superiores ao do concreto, fato que se comprova com os reduzidos tempos de vida útil à fadiga para algumas pontes em alguns postos de pedágio analisados.
- A variação nos vãos teóricos das pontes também gerou impactos nos tempos de vida útil à fadiga, sendo que quanto menor o vão, menores os tempos de vida útil de projeto da estrutura. Isto é, as pontes com 10 m sofreram mais os efeitos da fadiga que as de 15 m, que por sua vez, mais que as de 20 m de vão teórico.
- Ao se estudar os modelos teóricos de pontes com 2, 3 e 5 vigas pode-se verificar que as pontes isostáticas com 2 vigas são as que apresentam maior dano em relação às demais, conforme já era de se esperar. Isso ocorre visto que o aumento no número de vigas contribui para a melhor distribuição dos esforços das cargas móveis entre elas.
- Com base nas hipóteses do Cenário 1 e nos dados dos três postos de pedágio P01, P02 e P03, conclui-se que todos os modelos de pontes com 2 vigas estudadas neste trabalho são indicados para fluxo elevado de veículos pesados. Todavia, atenção especial deve ser concedida à ponte com 10 m de vão, pois ela apresenta o menor tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal da viga, para o P03, com média anual de cerca de 16.250.000 veículos, 82,80 anos.
- Ainda analisando-se os resultados obtidos para o Cenário 1, concluiu-se que todas as pontes apresentaram tempo e vida à fadiga superiores a 80 anos, o que indica que, o trem-tipo normativo brasileiro atual é capaz de representar os veículos reais aqui analisados.
- Levando-se em consideração as hipóteses do Cenário 1, verificou-se que nas pontes de vigas múltiplas as chances de se ocorrer a fadiga são pequenas, podendo até mesmo serem desconsideradas as verificações à fadiga da armadura longitudinal.

- Levando-se em conta os dados do Cenário 2, que pela consideração da carga distribuída representando outros veículos na ponte, pode ser mais próximo à realidade de tráfego. Para as pontes com 2 vigas, com vãos de 10 e 15 m, para o posto de pedágio P01, os dados de tempo de vida útil à fadiga encontrados foram inferiores a 35 e 60 anos, respectivamente. No caso do posto de pedágio P03, para as pontes de 2 vigas com vãos de 10, 15 e 20 m os valores encontrados foram, respectivamente, de aproximadamente 14, 23 e 31 anos, muito abaixo do tempo médio de projeto de 75 anos. Por outro lado, empregando-se os dados do posto de pedágio P02 o tempo de vida útil estimado para os três vãos foram superiores a 185 anos.
- Ainda analisando-se os dados do Cenário 2, neste caso para os modelos teóricos de pontes com 3 vigas, com vãos de 10 e 15, observou-se que para o posto de pedágio P01, os tempos de vida útil à fadiga foram de cerca de 44 e 67 anos, respectivamente. Para o posto de pedágio P03, os tempos de vida útil encontrados para os vãos de 10, 15 e 20 m foram, respectivamente, cerca de 17, 26 e 34 anos. Assim como no caso das pontes de 2 vigas, os valores estimados para o posto de pedágio P02 foram elevados e superiores a 240 anos em todas as pontes.
- Considerando-se, também o Cenário 2, mas as pontes com 5 vigas, verificou-se que, faz-se necessário uma alteração nas áreas de aço das vigas L2 dos modelos teóricos das pontes com 10, 15 e 20 m. Isso ocorreu devido à posição dos veículos reais na ponte, que no caso das pontes com 5 vigas era exatamente sobre a longarina L2, fazendo com que a mesma fosse a mais solicitada pelas cargas dos veículos reais. As áreas de aço das vigas L2 foram consideradas como as mesmas encontradas para as vigas L1, por serem as maiores. Tal fato chama a atenção para que em modelos de pontes nas quais se tenham suas respectivas vigas sobre a posição dos veículos reais no tabuleiro, as mesmas tenham suas áreas de aço modificadas a fim de se garantir a segurança estrutural da obra. Por fim, os valores de tempo de vida útil estimados para os três postos de pedágio, para os diferentes vãos foram satisfatórios.
- Por se ter analisado dados de tráfego com volumes médios anuais diferentes, sendo o P01 com 5.455.637 veículos, o P02 com 1.439.861 veículos e o P03 com 16.253.943 veículos, verificou-se que os modelos teóricos de pontes de concreto armado com 2 vigas neste trabalho analisadas não são recomendados para um elevado fluxo de veículos pesados como é o caso de P01 e, sobretudo P03, com base no Cenário 2. Portanto, conclui-se que os modelos teóricos de pontes com 5 longarinas são os mais indicados para um fluxo elevado de veículos, até mesmo empregando-se os dados do posto de pedágio P03.

- Por fim, para todas as pontes, com duas, três e cinco longarinas, ao se considerar as hipóteses de cálculo do Cenário 1, verificou-se que todas as variações de tensões dos veículos reais foram inferiores às encontradas para o TB 450, sendo, portanto, esse considerado representativo para esses veículos reais. No caso do Cenário 2, para as pontes 2L 2T CA 15, 3L 0T CA 15, 3L 0T CA 20, 5L 0T CA 10, 5L 0T CA 15 e 5L 0T CA 20, o TB 450 pode ser considerado como não representativo.

Salienta-se, ainda que, os dados do fluxo de veículos pesados coletados nas rodovias analisadas possam servir de subsídio para trabalhos e análises futuros por outros pesquisadores. Tal prática fora observada em outros trabalhos que utilizaram uma mesma fonte de dados do número de veículos pesados para suas análises. Nesse sentido cita-se os dados coletados por Rossigali (2006) e foram utilizados por Albuquerque (2012) e Rossigali *et al.* (2015). Já as informações coletadas por Luchi (2006) e Rossigali (2013) foram utilizadas por Carmargo, Lopes e Tolentino (2018) e Mota, Pfeil e Rossigali (2018).

Paralelamente, espera-se que este trabalho contribua de forma enfática e significativa para o desenvolvimento teórico e prático acerca dos estudos de pontes de concreto armado no Brasil, sobretudo no que concerne os estudos relativos à fadiga e, que sejam geradas publicações em congressos e/ou periódicos de relevância das análises e resultados aqui obtidos.

8.2 RESPOSTAS ÀS QUESTÕES DE PESQUISA

Apresenta-se, a seguir, as perguntas a serem respondidas e, de forma sucinta, as respectivas respostas obtidas:

1) Baseado nas tipologias arquitetônicas e estruturais das pontes em concreto armado concebidas para este trabalho e nos dados de tráfego analisados, qual o tempo de vida útil à fadiga do concreto e da armadura longitudinal?

Para o concreto, tanto no Cenário 1 quanto no Cenário 2, o tempo de vida útil à fadiga obtido pode ser considerado como infinito.

Para o aço, apresenta-se o seguinte fluxograma (figura 8.1) com os valores, em anos, encontrados para todos os modelos de pontes, em ambos os Cenários em ordem decrescente de tempo.

Figura 8.1 – Representação do tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal

Armadura longitudinal	Cenário 1	Po2 - 1.500.000	1.200 anos			
		Po1 - 4.500.000	200 anos			
		Po3 - 16.300.000	80 anos			
				2 vigas	3 vigas	5 vigas
	Cenário 2	Po2 - 1.500.000	187 anos	240 anos	238 anos	
		Po1 - 4.500.000	34 anos	43 anos	183 anos	
		Po3 - 16.300.000	14 anos	17 anos	73 anos	

Fonte: PRÓPRIO AUTOR (2019).

- 2) Frente às concepções estruturais analisadas e aos resultados de vida útil à fadiga estimados, pontes com duas vigas suportam um tráfego de veículos pesados intenso ou requer que sejam pontes de vigas múltiplas?

O fluxograma apresentado na figura 8.2 apresenta as respostas encontradas.

Figura 8.2 – Representação da avaliação das pontes com duas vigas

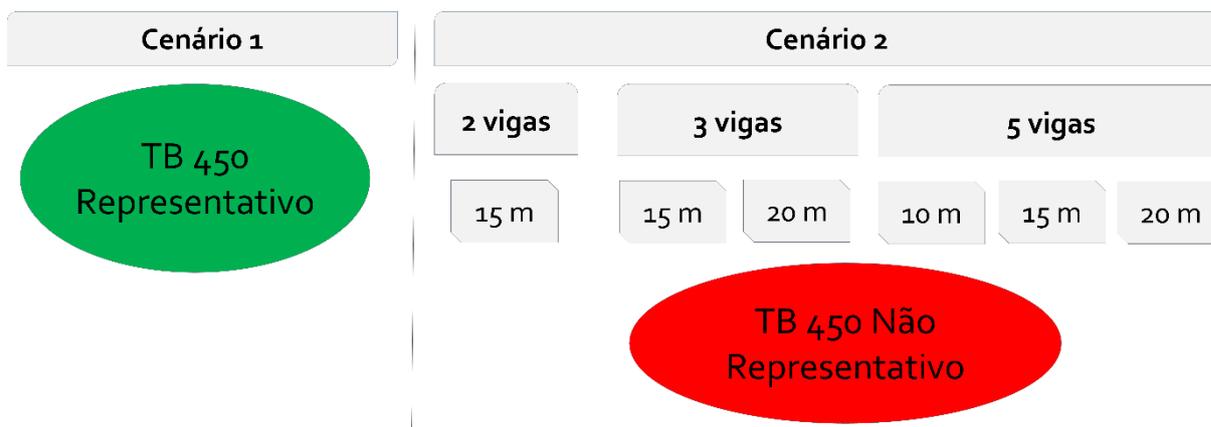
Cenário 1		Cenário 2			
10 m	Ponte de 2 vigas Indicada	10 m	Po1 4.500.000	Po3 16.300.000	Ponte de 2 vigas Não Indicada
15 m		15 m	Po1 4.500.000	Po3 16.300.000	
20 m		20 m	Po3 16.300.000		

Fonte: PRÓPRIO AUTOR (2019).

- 3) Frente aos cálculos realizados, o trem-tipo brasileiro é adequado para o dimensionamento de vigas ou requer outro mais representativo no que diz respeito aos efeitos da fadiga na armadura longitudinal das vigas?

O esquema apresentado na figura 8.3 apresenta as respostas encontradas.

Figura 8.3 – Representação da avaliação do TB 450



Fonte: PRÓPRIO AUTOR (2019).

8.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Frente às limitações e conclusões apresentadas neste trabalho, algumas sugestões para trabalhos futuros são feitas:

- Validação dos resultados aqui apresentados utilizando-se dados de tráfego de outras rodovias brasileiras, utilizando-se pequenos e grandes volumes de tráfego;
- Validação das metodologias apresentadas neste trabalho para as considerações dos Cenários 1 e 2;
- Utilização de modelos de pontes reais para validação dos resultados, empregando-se dados reais da geometria, das áreas de aço, bem como levando-se em consideração as condições estruturais e arquitetônicas das pontes;
- Utilização de dados de campo acerca a deformação das vigas de pontes ocasionadas pela passagem de veículos reais, ou o emprego de provas de cargas dinâmicas, com posterior modelagem em elementos finitos;
- Verificação do tempo de vida útil à fadiga para pontes com outras quantidades de vigas;
- Realizar novos estudos empregando-se os dados de tráfego deste trabalho, mas com a geometria das pontes e as propriedades dos materiais diferentes;

- Desenvolvimento de um modelo numérico e/ou probabilístico para se determinar estudar os efeitos da fadiga na armadura longitudinal, avaliando a segurança das OAEs.
- Desenvolver estudos acerca da verificação da fadiga na armadura de cisalhamento das vigas de pontes de concreto armado;
- Empregar outras tipologias de pontes: pontes celulares, protendidas, metálicas e/ou mistas;
- Realizar as mesmas análises aqui feitas, mas empregando-se modelagem numérica, seja através dos métodos dos elementos finitos, seja modelos de casca;
- Analisar a fadiga na armadura longitudinal considerando-se outros efeitos deletérios, como a corrosão nas armaduras longitudinais;
- Utilização de modelagem 3D em elementos finitos das pontes aqui estudadas e verificar os resultados obtidos neste trabalho utilizando o Ftool e os obtidos por elementos finitos.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADASOORIYA, D.; SIRIWARDANE, S. C. Remaining' fatigue life estimation of corroded bridge members. **Fatigue and Fracture Engineering Materials and Structures**, v. 37, p. 603-622, 2014.

AHI, Antonio Jorge de Figueiredo. **Análise de Fadiga em Pontes Rodoviárias de Concreto Armado**. 2009. 154 f. Dissertação – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

ALBUQUERQUE, Igor Mastrianni de. **Determinação da Vida Útil à Fadiga em Ponte de Concreto Armado Considerando o Espectro de Veículos Reais**. 2012. 90 f. Dissertação - Departamento de Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

ALENCAR, Guilherme *et al.* Análise Dinâmica e Verificação à Fadiga dos Viadutos de Acesso da Nova Ponte Ferroviária Sobre o Rio Sado. In: Iberian Latin American Congress in Computational Methods in Engineering, 37., Brasília. **Proceedings...** Brasília: ABMEC, 2016, p. 1-16.

ALENCAR, Guilherme *et al.* Fatigue life evaluation of a composite steel-concrete roadway bridge through the hot-spot stress method considering progressive pavement deterioration. **Engineering Structures**, v. 166, p. 46–61, set. 2018.

ALMEIDA, Else Pereira de; FORTES, Adriano Silva. Análise da Carga Móvel em Pontes e Viadutos Rodoviários. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 10., 2016, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABECE, 2016, p. 1-10.

ALVES, Eduardo Valeriano; ALMEIDA, Sérgio Marques Ferreira de; JUDICE, Flávia Moll de Souza. Métodos de análise estrutural de tabuleiros de pontes em vigas múltiplas de concreto protendido. **ENGEVISTA**, v. 6, n. 2, p. 48-58, 2004.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **LRFD Bridge Design Specifications**. 7 ed. Washington, 2014.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 215R-74**: Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading. Michigan, 1997.

ANDRADE PINTO, Roberto Caldas de. **Entrevista F**. Nov. 2018. Entrevista concedida a Fernando Júnior Resende Mascarenhas via e-mail.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCESSIONÁRIAS DE RODOVIAS. **Tráfego Pedagiado**. 2018. Disponível em: <<http://www.abcr.org.br/Conteudo/Secao/40/rodape.aspx>>. Acesso em: 02 set. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCESSIONÁRIAS DE RODOVIAS (ABCR). **Entrevista C**. Mar. 2019. Entrevista concedida a Fernando Júnior Resende Mascarenhas via e-mail.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-6**: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro: ABNT, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro: ABNT, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9452**: inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

BARKER, Richard M; PUCKETT, Jay A. **Design of Highway Bridges and LRFD Approach**. 2. ed. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc, 2006.

BARONI, Henrinette Justina Manfredini. **Simulação da Vida Útil do Concreto em Vigas de Tabuleiro de Pontes em Função do Fluxo de Veículos Pesados**. 2010. 284 f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

BARONI, Henriette Justina Manfredini; SILVA FILHO, Luiz Carlos Pinto da; GASTAL, Francisco de Paula Simões Lopes. Vida Útil de Fadiga de Elementos Estruturais de Concreto Armado de Pontes Rodoviária. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51., 2009, Curitiba. **Anais...** Curitiba: Ibracon, 2009, p. 1-16.

BASSO, Fabiano. **Estudo de pontes com vigas i segmentadas pré-fabricadas de concreto protendido, utilizando o sistema de pré-tração e pós-tração.** 2018. 213 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

BASTIDAS-ARTEAGA, Emilio. Reliability of Reinforced Concrete Structures Subjected to Corrosion-Fatigue and Climate Change. **International Journal of Concrete Structures and Materials**, v. 12, n. 1, p. 1-13, 2018. Disponível em: <<https://doi.org/10.1186/s40069-018-0235-x>>.

BELISÁRIO, Elisa Santos. **Verificação à fadiga em pontes rodoviárias de Concreto armado no brasil: avaliação de critério Normativo simplificado.** 2015. 112 f. Dissertação (Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

BRANCO, C. FERNANDES, A., CASTRO, P. **Fadiga de Estruturas Soldadas.** Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, 1999.

BRANCO, Fernando. A.; PAULO, Pedro. V. O projecto de pontes para vidas superiores a 100 anos. **Revista ALCONPAT**, v. 2, n. 1, p. 1-9, jan./abr. 2012.

BRANCO, Fernando A.; PAULO, Pedro.; GARRIDO, Mário. **Boletín Técnico – Vida útil em la construcción civil.** ALCONPAT International. 2013. Disponível em: <<http://alconpat.org.br/wp-content/uploads/2012/09/B4-Vida-%C3%9Atil-na-Constru%C3%A7%C3%A3o-Civil.pdf>>. Acesso em 03 de abr. 2019.

BRASIL. **Resolução CONTRAN nº 210 de 13/11/2006.** Conselho Nacional de Trânsito. Brasília, DF: Ministério das Cidades.

BRAZ, Daniel, *et al.* Otimização da proporção entre balanço e vão de pontes de concreto armado de duas longarinas com base na fadiga das armaduras. In: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 10., 2018, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABECE, 2018, p. 1-10.

BRIGHENTI Roberto; CARPINTERI, Andrea; CORBARI, Nicholas. Damage mechanics and Paris regime in fatigue life assessment of metals. **International Journal of Pressure Vessels and Piping**, v. 104, p. 57-68, 2013

CALLISTER, William D. Jr. **Materials Science and Engineering: An Introduction**. 7. ed. York, Pa: John Wiley & Sons, Inc., 2007.

CAMARGO, Marcos Vinicio de; LOPES, Lucas Augusto Milani; TOLENTINO, Lucas Dezotti. Análise comparativa entre comboios e o carregamento normativo da NBR 7188/2013 em tabuleiros de pontes rodoviárias de concreto. In: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 10., 2018, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABECE, 2018, p. 1-10.

CARNEIRO, Anselmo Leal; BITTENCOURT, Túlio Nogueira. Coeficientes de Impacto Normativos em Pontes Rodoviárias: Uma Avaliação da Norma Brasileira em relação aos Códigos Estrangeiros. In: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 10., 2018, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABECE, 2018, p. 1-10.

CARVALHO, Roberto Chust. (2017), Introdução ao estudo de pontes. Universidade Federal de São Carlos.

CARVALHO, Roberto Chust; LIMA, Vanessa dos Santos; FERREIRA, Marcelo de Araújo. O Impacto da Atuação das Cargas dos Novos Caminhões Atuando nas Pontes Antigas no Brasil. In: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2., 2007, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: IABSE, 2007, p. 1-17.

CAVALCANTI, Paulo de Sá Pereira. **Pontes: Trens tipo de projeto AP-02**. Apostila, 14 f. Faculdade de Engenharia de Sorocaba, 2004.

CCR RODOANEL. **Sobre a CCR RodoAnel**. Disponível em: <<http://www.rodaneloeste.com.br/institucional/>>. Acesso em 18 de ago. 2018.

CHATTERJEE, Sukhen. **The Design of Modern Steel Bridges**. 2. ed. Wiley, 2003.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa CNT de Rodovias 2017: Relatório Geral**. Brasília: CNT, 2017. Disponível em: <<http://pesquisarodovias.cnt.org.br/Paginas/relatorio-gerencial>>. Acesso em: 13 de jun. 2018.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Anuário CNT do Transporte: 1.4.2.1.1 Frota**. Brasília: CNT, 2018. Disponível em: <

<http://anuariodotransporte.cnt.org.br/2018/Rodoviario/1-4-2-1-1-/Frota>>. Acesso em: 16 de out. 2019.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Boletim Estatístico - CNT - Fevereiro 2019**. Brasília: CNT, 2018. Disponível em: < <https://www.cnt.org.br/boletins>>. Acesso em: 18 de abr. 2019.

COSTA, Vanessa Miranda da. **Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo**. 2009. 208 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade do Minho. Guimarães, 2009.

CRUZ SANTOS, João Pedro Montorfano. **Análise da carga móvel e da protensão na superestrutura de pontes biapoiadas em vigas pré-moldadas protendidas**. 2016. 114 f. Dissertação - Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2016.

DENG, L.; YAN, W. Vehicle Weight Limits and Overload Permit Checking Considering the Cumulative Fatigue Damage of Bridges. **Journal of Bridge Engineering**, v. 23, n. 7, p. 1–8, 2018.

DENG, Lu; WANG, Wei; YU, Yang. State-of-the-art review on the causes and mechanisms of bridge collapse. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, ASCE, v. 30, n. 2, p. 1-13, 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais**. Ministério dos Transportes. Rio de Janeiro, 1996. Disponível em: <http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/manuais/documentos/698_manual_de_projeto_de_obras_de_arte_especiais.pdf>. Acesso: 13 de abr. 2019.

DEPARTAMENTO DE EDIFICAÇÕES E ESTRADAS DE RODAGEM DE MINAS GERAIS (DEER-MG). **Entrevista B**. Jan. 2019. Entrevista concedida a Fernando Júnior Resende Mascarenhas via e-mail.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Norma DNIT 010/2004** – PRO: inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido – procedimento. 1.ed. Rio de Janeiro, 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de**

Inspeção de Pontes Rodoviárias. 2.ed. Rio de Janeiro, 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **MANUAL DE ESTUDOS DE TRÁFEGO.** Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **QUADRO DE FABRICANTES DE VEÍCULOS.** 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **MANUAL DE MANUTENÇÃO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS - OAEs.** 1.ed. Brasília, 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Plano Nacional de Contagem de Tráfego (PMCT):** Contagem Contínua. 2017. Disponível em: <<http://servicos.dnit.gov.br/dadospnct/ContagemContinua>>. Acesso em: 23 de nov. 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Base de Dados das OAE – BDOAE.** 2018. Disponível em: <<http://servicos.dnit.gov.br/dnitcloud/index.php/s/gkQB3SNPH7cwF5F>>. Acesso em: 29 de out. 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Entrevista A.** 2019. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/acesso-a-informacao/insitucional>>. Acesso em: 13 mar. 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Institucional.** Mar. 2019a. Entrevista concedida a Fernando Júnior Resende Mascarenhas via e-mail.

EL DEBS, Mounir Khalil; TAKEYA, Toshiaki. **INTRODUÇÃO ÀS PONTES DE CONCRETO.** 221 f. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos, 2007.

EUROPEAN STANDARD. **EN1991-2, Eurocode 1 - Actions on structures - Part 2: Traffic Loads on Bridges.** European Committee for Standardization, Brussels, 2002.

FREITAS, Maria João Santos. **VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA À FADIGA DE PONTES RODOVIÁRIAS.** 2014. 161 f. Dissertação (Mestrado) Faculdade de Engenharia da Faculdade do Porto, Porto, 2014.

FTOOL. **A Graphical-Interactive Program for Teaching Structural Behavior**. 2018. Disponível em: <<https://www.ftool.com.br/Ftool/>>. Acesso em: 13 de set. 2018.

FUNDO MONETÁRIO INTERNACIONAL. **World Economic and Financial Surveys - World Economic Outlook Database**. FMI, 2018. Disponível em: <<https://www.imf.org/external/pubs/ft/weo/2018/01/weodata/index.aspx>>. Acesso em: 18 de jul. 2018.

GONÇALVES, Regiane. **Análise de Propagação de Fissuras por Fadiga em Concreto pelo MEF Mediante a Mecânica do Dano Contínuo**. 2003. 116 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003.

GOOGLE. **Google Street View**. 2015. Disponível em: <https://www.google.com.br/maps/@-21.9915912,-47.882991,3a,75y,286.62h,90t/data=!3m5!1e1!3m3!1sEKsv2gmxDSieRJMMywfh86g!2e0!6s%2F%2Fgeo1.ggpht.com%2Fcbk%3Fpanoid%3DEKsv2gmxDSieRJMMywfh86g%26output%3Dtumbnail%26cb_client%3Dmaps_sv.tactile.gps%26thumb%3D2%26w%3D203%26h%3D100%26yaw%3D287.8403%26pitch%3D0%26thumbfov%3D100>. Acesso em 18 de nov. 2018.

HABEEBA, A; SABEENA, M. V.; ANJUSHA, R. Fatigue Evaluation of Reinforced Concrete Highway Bridge. **International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology**, v. 4, n. 4., p. 2561-2569, abr. 2015.

HAN, Wanshui *et al.* Characteristics and Dynamic Impact of Overloaded Extra Heavy Trucks on Typical Highway Bridges. **Journal of Bridge Engineering**, v. 20, n. 2, p. 1-11, 2015. Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0000666>>.

HAN, Wanshui *et al.* Dynamic Impact of Heavy Traffic Load on Typical T-Beam Bridges Based on WIM Data. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 31, n. 3, p. 1-14, 2017. Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29CF.1943-5509.0000991>>.

HEINEN, Sabrina Kalise. **Efeito da distribuição transversal das cargas na obtenção de linhas de influência reais usando um sistema de pesagem em movimento em pontes**. 2016. 148 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **Séries históricas**. Disponível em: <<https://www.ibge.gov.br/estatisticas/economicas/contas-nacionais/9300->

contas-nacionais-trimestrais.html?=&t=series-historicas&utm_source=landing&utm_medium=explica&utm_campaign=pib%2523evolucao-taxa#evolucao-taxa>. Acesso em: 16 de out. 2019.

JANG, B.; MOHAMMADI, J. Bridge rating modification to incorporate fatigue damage from truck overloads. **Bridge Structures**, v. 17, p. 101-107, 2017.

JUNGES, Paulo. **Análise da Fadiga em Pontes Curtas de Concreto Armado a partir de Dados do Sistema B-Win**. 2017. 224 f. Tese (Doutorado) - Programa de PósGraduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

KEERTHANA, K.; CHANDRA KISHEN, J.M. An experimental and analytical study on fatigue damage in concrete under variable amplitude loading. **International Journal of Fatigue**, v. 11, p. 278-288, jun. 2018.

LEITÃO, F. N. *et al.* Composite (steel-concrete) highway bridge fatigue assessment. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 1, p. 14–24, 2011.

LIU, Fangping; ZHOU, Jianting. Experimental Research on Fatigue Damage of Reinforced Concrete Rectangular Beam. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 22, n. 9, p. 3512–3523, 2018.

LOU, Peng; NASSIF, Hani; SU, Dan. Impact of Heavy Freight Railcar on the Remaining Fatigue Life of Centenarian Railway Bridges. **Journal of Bridge Engineering**, v. 22, n. 11, p. 1-14, 2017. Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0001128>>.

LU, N. *et al.* Lifetime Deflections of Long-Span Bridges under Dynamic and Growing Traffic Loads. **Journal of Bridge Engineering**, v. 22, n. 11, p. 1–12, 2017.

LUCHI, Lorenzo Augusto Ruschi e. **Reavaliação do Trem-Tipo à Luz das Cargas Reais nas Rodovias Brasileiras**. 2006. 282 f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas e Fundações, da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

MAGGI, Patrícia Lizi de Oliveira. **Comportamento de Pavimentos de Concreto Estruturalmente Armados sob Carregamentos Estáticos e Repetidos**. 2004. 219 f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004.

MASON, Jayme. **Pontes em Concreto Armado e Protendido**. 1.ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1977. 320 p.

MEDEIROS, Carlos Alberto. Análise de Fadiga para uma Viga de Rolamento de Ponte Rolante. 9. 2016 **Anais...** Associação Brasileira de Pontes e Estruturas, 2016, p. 1-10. <<http://www.abpe.org.br/trabalhos2016/35.pdf>>. Acesso em: 17 de out. 2018.

MENDES, Paulo de Tarso Cronemberger. **Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras**. 2009. 235 f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2009. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-29062009->>.

MILANI, Cleovir José; KRIPKA, Moacir. Diagnosis of Pathologies in Bridges of the Road System in Brazil. **CONSTRUCTII**, n. 1, p. 26–34, 2012.

MOTA, Hugo Campêlo; PFEIL, Michèle Schubert; ROSSIGALI, Carlos. Estimativa de Esforços Extremos em Pontes Para Modelo Dinâmico de Cargas Móveis No Brasil. In: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 10., 2018, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABECE, 2018, p. 1-10.

MOURA, Márcio Wrage *et al.* Comparação do Método de Fauchart e do Método dos Elementos Finitos na Avaliação da Distribuição de Esforços Transversais em Pontes Rodoviárias. 9. 2016 **Anais...** Associação Brasileira de Pontes e Estruturas, 2016, p. 1-10. <<http://www.abpe.org.br/trabalhos2016/61.pdf>>. Acesso em: 17 de out. 2018.

NOWAK, Marcel; FISCHER, Oliver. Traffic Parameter Sensitivity in the Development of Site-specific Load Models. **Procedia Engineering**, v. 156, p. 296–303, 2016.

Oliveira, Charles Jaster de *et al.* Distribuição de cargas na seção transversal de pontes com viga múltiplo. 59. 2017. **Anais...** Congresso Brasileiro do Concreto, Ibracon, 2017, p. 1-16.

OSUMEJE, U. T; OCHOLI, A.; KAURA, J. M.; Abdulhamid, A. O. Effect of uncertainty on the fatigue reliability of reinforced concrete bridge deck under high stress loads. **Nigerian Journal of Technology (NIJOTECH)**, v. 35, n. 3, p. 510-518, jul. 2016.

OZYILDIRIM, H. Celik. Durable Concrete for Bridges. **ASPIRE: The concrete bridge magazine**, p. 15-19, summer 2007.

PEREIRA, Eduardo. **Apontamentos de Linhas de Influência**. Análise de Estruturas. Instituto Superior Técnico. Lisboa, 1994. Disponível em: < <http://www.civil.ist.utl.pt/ae2/folhasli.pdf> >. Acesso em: 13 de set. 2019.

PEREIRA, H. F. S. G. **Comportamento à Fadiga de Componentes Estruturais Sob a Acção de Solicitações de Amplitude Variável**. 292f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica e Gestão Industrial, Universidade do Porto, Porto.

PEREIRA JOVEM, Tércia. **Estudo analítico de repartição de carga em tabuleiros de pontes retas com longarinas múltiplas de concreto armado**. 2017. 147 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

PIMENTEL, Mário. BRUHWILER, Eugen; FIGUEIRAS, Joaquim. Fatigue life of short-span reinforced concrete railway bridges. **Structural Concrete**, v. 9, n. 4, p. 215-222, mar. 2008.

PIRCHER, Martin *et al.* Damage due to heavy traffic on three RC road bridges. **Engineering Structures**, v. 33, n. 12, p. 3755–3761, 2011.

PFEIL, Walter. **Pontes em Concreto Armado**. 3. ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1983. v. 1.

PRETTI, Bruno de Moraes, Pontes em pórtico de pequenos vãos com sepeestrutura formada de elementos pré-moldados: estudo de caso. 1995. 211 f. Dissertação- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-02052018-103454/pt-br.php>>, acesso em: 04 de fev. 2019.

RAY, Sonalisa; KISHEN, J.M. Analysis of fatigue crack growth in reinforced concrete beams. **Materials and Structures**, v. 47, n. 1, p. 183-198, 2013.

ROSSIGALI, C. E. **Estudos Probabilísticos para Modelos de Carga Móvel em Pontes Rodoviárias no Brasil**. 2006. 161 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

ROSSIGALI, C. E. **Atualização do Modelo de Cargas Móveis para Pontes Rodoviárias de Pequenos Vãos no Brasil**. 2013. 304 f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

ROSSIGALI, C. E. *et al.* Towards actual Brazilian traffic load models for short span highway bridges. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 8, n. 2, p. 124-139, abr. 2015.

ROTA OESTE S.A. **Análise do impacto do tráfego na vida útil das OAE's – BR 163 KM 0 ao KM 855**. Relatório técnico à Agência Nacional de Transportes Terrestres. 2016. Disponível em: <http://portal.antt.gov.br/html/objects/downloadblob.php?cod_blob=20196>. Acesso em: 28 de nov. 2018.

RUIZ, M. Fernández; MUTTONI, A.; SAGASETA, J. (2015), Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects. *Engineering Structures*, 99, 360-372.

SANTOS, Gabriela Carré dos; REAL, Mauro Vasconcellos; MOURA, Márcio Wrague. Aplicação do método de Fauchart no cálculo de tabuleiro de pontes. 14. 2015. **Anais...** Mostra da Produção Universitária. Universidade Federal do Rio Grande.

SANTOS, L. F. **Desenvolvimento de um novo modelo de cargas móveis para verificação de fadiga em pontes rodoviárias**. 2013, 149 f. Dissertação (Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SCHNEIDER, Sebastian; MARX, Steffen. Design of railway bridges for dynamic loads due to high-speed traffic. **Engineering Structures**, v. 174, n. July, p. 396–406, 2018a.

SCHLÄFLI, Max; BRÜHWILER, Eugen. Fatigue of existing reinforced concrete bridge deck slabs. **Engineering Structures**. V. 20, p. 991-998, 1998.

SCHNEIDER, Sebastian; MARX, Steffen. Design of railway bridges for dynamic loads due to high-speed traffic. **Engineering Structures**, v. 174, n. January, p. 396–406, 2018b.

SILVA, C. J. G.; BARRETO MONTEIRO, E. C.; VITÓRIO, J. P. A. **Condições estruturais e funcionais de pontes e viadutos das rodovias federais de Pernambuco**. Revista ALCONPAT, v. 8, n. 1, p. 79–93, 2018.

SILVA, José Guilherme Santos da. **Entrevista H**. Jan. 2019. Entrevista concedida a Fernando Júnior Resende Mascarenhas via e-mail.

SILVA, Pauline Fonseca da, *et al.* Efeitos da Mudança da NBR 7188:2013 nos Projetos de Pontes. Estudo de Caso: Projeto de Recuperação da Ponte sobre o Rio Correias na BR

101/SC. 7. 2014 **Anais...** Associação Brasileira de Pontes e Estruturas, 2014, p. 1-10. <http://www.abpe.org.br/trabalhos/trab_100.pdf>. Acesso em: 12 de set. 2018.

SINDICATO NACIONAL DA INDÚSTRIA E COMPONENTES PARA VEÍCULOS AUTOMOTORES (Sindipecas). **Frota Circulante**. Relatório da Frota Circulante. 2018. Disponível em: <<https://www.sindipecas.org.br/area-atuacao/?co=s&a=frota-circulante>>. Acesso em: 13 de jan. 2019.

SOUZA, Carlos Francisco Pecapedra. **Análise da distribuição de momentos fletores em pontes bi-apoiadas**. 2015. 156 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

STUCCHI, Fernando Rebouças. **Pontes e grandes estruturas**. São Paulo: Universidade de São Paulo - Escola Politécnica, 2006.

SUSSEKIND, José Carlos. **Curso de Análise Estrutural** – Volume I. 6 ed. Rio de Janeiro: Globo, 1981.

THEIL, Norbert. Fatigue life prediction method for the practical engineering use taking in account the effect of the overload blocks. **International Journal of Fatigue**, v. 90, p. 23–35, 2016. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2016.04.006>>.

THUN; Håkan. **Assessment of Fatigue Resistance and Strength in Existing Concrete Structures**. 2006. 187. Tese (Doutorado) - Department of Civil and Environmental Engineering Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, Luleå, 2006.

TIMERMAN, Rafael. **Histórico das normas brasileiras para cargas móveis em projetos de pontes e viadutos**. Revista Concreto & Construção, n. 80, p. 123-128, 2015. Disponível em: <http://ibracon.org.br/site_revista/concreto_construcoes/ebook/edicao80/files/assets/basic-html/index.html#123>. Acesso em 15 de jan. 2019.

TOLEDO, Raíssa Laubenbacher Sampaio de. **Avaliação da vida útil à fadiga em ponte mista aço-concreto considerando o espectro de veículos reais**. 101 f. Dissertação – Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2011;

TRENTINI, Eduardo Vicente Wolf; MARTINS, Carlos Humberto. Cálculo dos esforços atuantes em longarinas de viadutos ou pontes utilizando o processo de Fauchart e análise por

método dos elementos finitos. **Revista de Engenharia e Tecnologia**, n. 3, v. 7, p. 162-173, 2015.

TURMINA, Gabriel. **Estudo dos esforços atuantes em uma ponte em concreto armado**. 2016. 71 f. Dissertação - Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2016.

UNI CALCO. **Concreto Armado Calco 4.0**. Ferramenta computacional desenvolvida para o DIMENSIONAMENTO, DETALHAMENTO e VERIFICAÇÃO de SEÇÕES RETANGULARES e em T, de concreto armado, submetidas a flexão normal. Disponível em: <<http://www.deciv.ufscar.br/calco/>>. Acesso em: 25 jun. 2018.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. **Pontes rodoviárias: Fundamentos, Conservação e Gestão**. Conselho Regional de Engenharia Arquitetura e Agronomia de Pernambuco – CREA-PE, Recife, 140p, 2002. Disponível em: <http://vitorioemelo.com.br/publicacoes/Pontes_Rodoviaras_Fundamentos_Conservacao_Gestao.pdf>. Acesso em: 04 de fev. 2019.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. Avaliação do grau de risco estrutural de pontes rodoviárias de concreto. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 2008. **Anais...** Ibracon, 2013, p. 1-16.

VITÓRIO, José Afonso Pereira; BARROS; Rui Manuel Meneses Carneiro de. Análise dos danos estruturais e das condições de estabilidade de 100 pontes rodoviárias no Brasil. In: Segurança, Conservação e Reabilitação de Pontes, 2013. **Anais...** Associação Portuguesa para a Segurança e Conservação de Pontes, 2013, p. 62-70. <http://vitorioemelo.com.br/publicacoes/Danos_Estruturais_Estabilidade_100_Pontes_Rodoviaras_Brasil.pdf>.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. Uma Contribuição ao Estudo da Avaliação da Segurança de Pontes Existentes. **Revista Engenharia, Estudo e Pesquisa**, v. 15, n. 2, p. 03-13, 2015.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. **Entrevista E**. Dez. 2018. Entrevista concedida a Fernando Júnior Resende Mascarenhas via e-mail.

WANG, Chun-Sheng; ZHAI, Mu-Sai; WANG, Yu-Jiao. Fatigue Safety Monitoring and Fatigue Life Evaluation for Existing Concrete Bridges. In: International Conference on Fracture, 13., 2013, Pequim. **Proceedings...** Pequim, ICF, p. 1-9

WANG, Chun-sheng; ZHAI, Mu-sai; DUAN, Lan; WANG, Qian. Fatigue Service Life Evaluation of Existing Steel and Concrete Bridges. **Advanced Steel Construction**, v. 11, n. 3, p. 305-321, 2015.

YAN, Donghuang *et al.* Fatigue Stress Spectra and Reliability Evaluation of Short- to Medium-Span Bridges under Stochastic and Dynamic Traffic Loads. **Journal of Bridge Engineering**, v. 22, n. 12, p. 1-11, 2017. Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0001137>>.

XIN, Qin; DOU, Yuanming; LI, Sha. Fatigue Behavior of Prestressed Concrete Beams under Overload. **Journal of Engineering Science and Technology Review**, v. 10, n. 4, p. 124-131, set. 2017.

ZHANG, Yuling; XIN, Xuezhong; CUI, Xin. Updating Fatigue Damage Coefficient in Railway Bridge Design Code in China. **Journal of Bridge Engineering**, v. 17, n. 5, p. 788-793, set./out. 2012.

ZANUY, C. MAYA, L. P. ALBAJAR, L. FUENTE, P. Transverse fatigue behaviour of lightly reinforced concrete bridge decks. **Engineering Structures**, v. 33, p. 2839–2849, 2011.

ZHOU, Y.; CHEN, S. Investigation of the Live-Load Effects on Long-Span Bridges under Traffic Flows. **Journal of Bridge Engineering**, v. 23, n. 5, p. 1–18, 2018.

APÊNDICE A - QUESTIONÁRIO

- 1) Existe algum programa que faz o acompanhamento do estado estrutural das pontes e viadutos brasileiros?
- 2) Quais problemas mais recorrentes pontes e viadutos com grande movimento de veículos de carga apresentam?
- 3) Tem se verificado a ocorrência de fadiga em vigas (transversinas e longarinas) de pontes de concreto armado devido a passagem de veículos pesados?
- 4) O problema da fadiga é algo recorrente em pontes e viadutos de concreto armado brasileiros?
- 5) A verificação do fenômeno da fadiga em estruturas de pontes e viadutos de concreto armado é algo relevante?
- 6) Tem-se a preocupação acerca da verificação do fenômeno da fadiga em pontes e viadutos de concreto armado mais antigos, com mais de 40 anos?
- 7) Frente ao aumento do número de veículos pesados (de 2 a 9 eixos) circulando nas rodovias brasileiras, na opinião da senhora, seria importante se realizar uma revisão na Norma atual de pontes ao eu se refere ao veículo-tipo e/ou os coeficientes (como CNF, CIA...)?
- 8) O tema abordado em minha dissertação/pesquisa, a fadiga em vigas de pontes de concreto armado, é relevante para o órgão/senhor/senhora?

APÊNDICE B - LINHAS DE INFLUÊNCIA

Este Apêndice apresenta as linhas de influência obtidas para todas as pontes através do Ftool.

Figura B.1 – Linhas de influência para pontes com 2 vigas de 10, 15 e 20 m

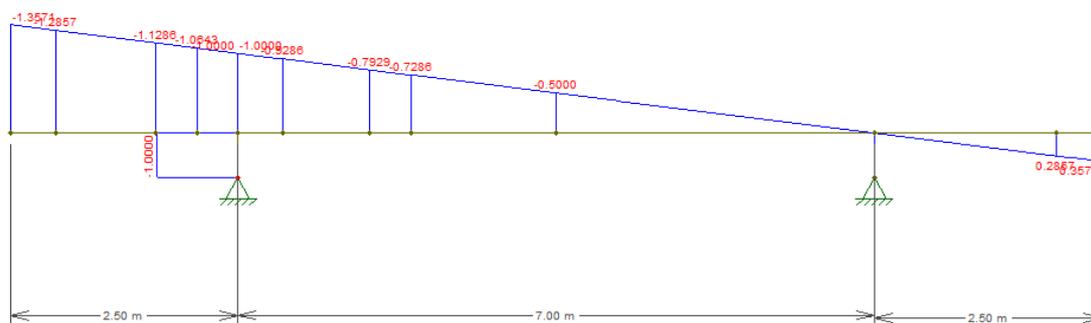


Figura B.2 – Linhas de influência da viga L1 para pontes com 3 vigas de 10 m

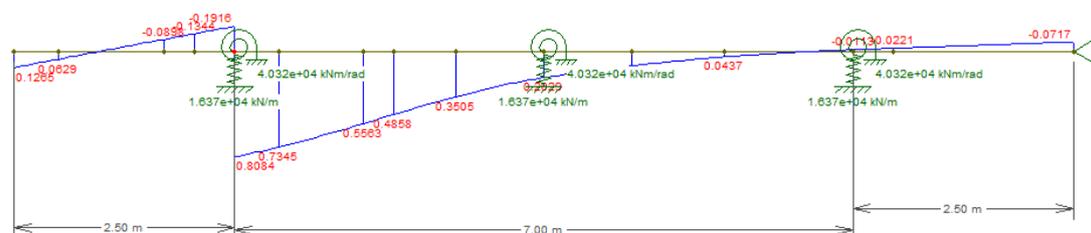


Figura B.3 – Linhas de influência da viga L2 para pontes com 3 vigas de 10 m

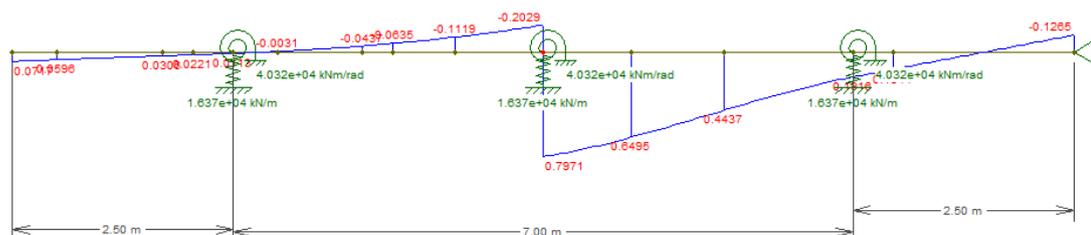


Figura B.4 – Linhas de influência da viga L1 para pontes com 3 vigas de 15 m

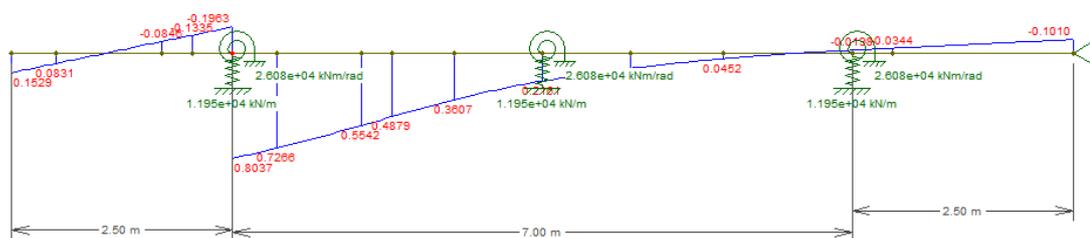


Figura B.5 – Linhas de influência da viga L2 para pontes com 3 vigas de 15 m

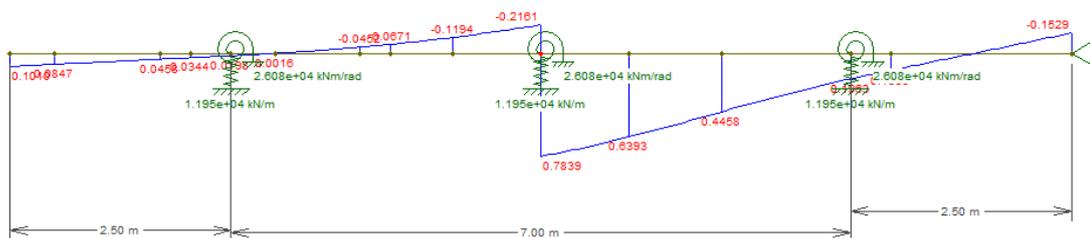


Figura B.6 – Linhas de influência da viga L1 para pontes com 3 vigas de 20 m

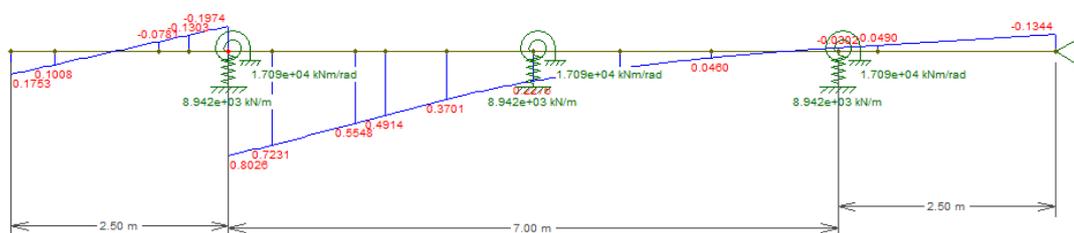


Figura B.7 – Linhas de influência da viga L2 para pontes com 3 vigas de 20 m

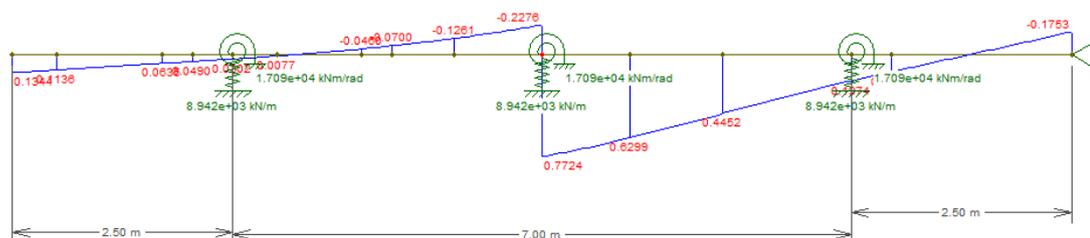


Figura B.8 – Linhas de influência da viga L1 para pontes com 5 vigas de 10 m

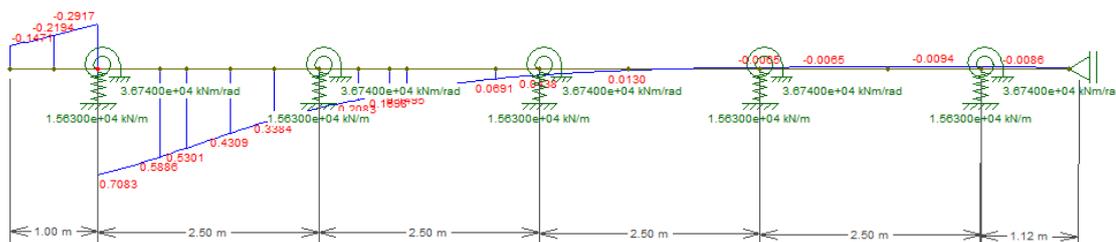


Figura B.9 – Linhas de influência da viga L2 para pontes com 5 vigas de 10 m

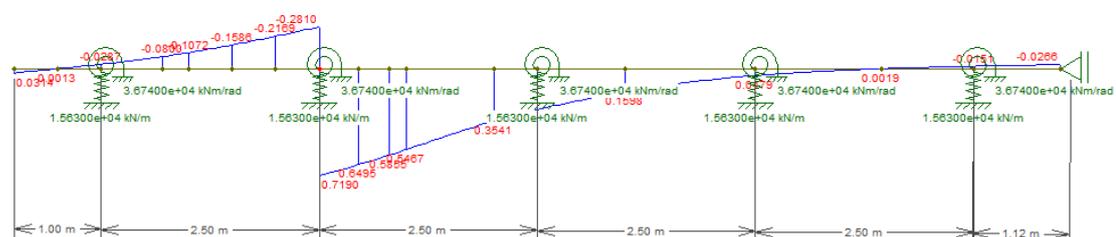


Figura B.10 – Linhas de influência da viga L3 para pontes com 5 vigas de 10 m

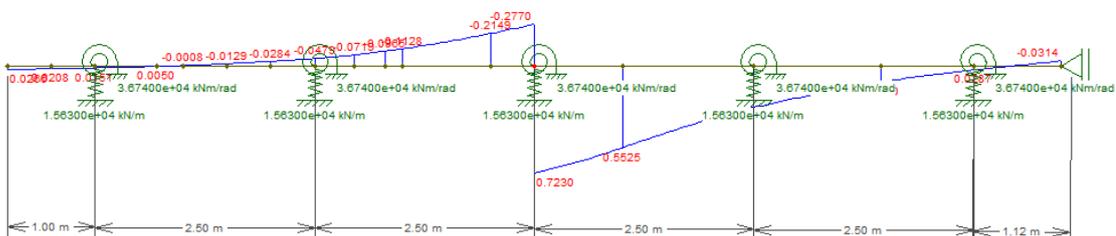


Figura B.11 – Linhas de influência da viga L1 para pontes com 5 vigas de 15 m

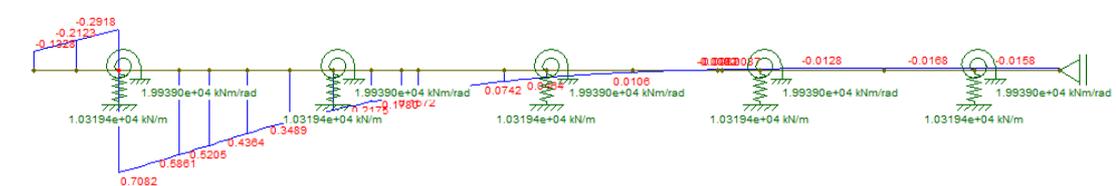


Figura B.12 – Linhas de influência da viga L2 para pontes com 5 vigas de 15 m

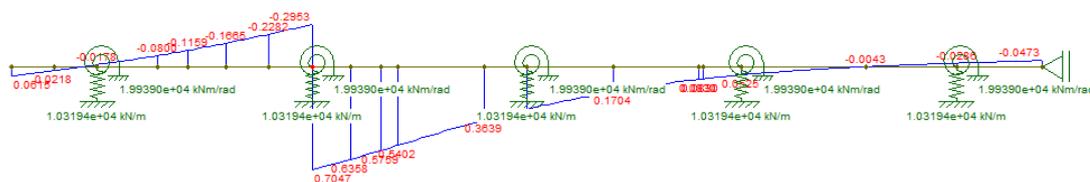


Figura B.13 – Linhas de influência da viga L3 para pontes com 5 vigas de 15 m

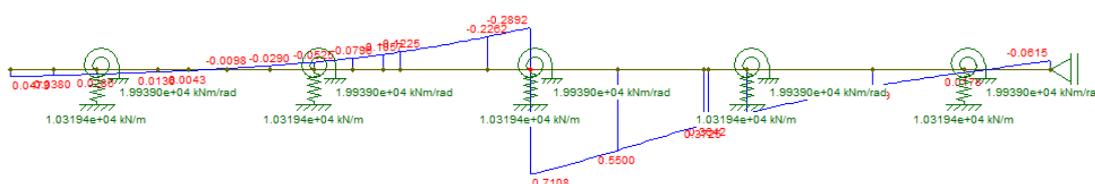


Figura B.14 – Linhas de influência da viga L1 para pontes com 5 vigas de 20 m

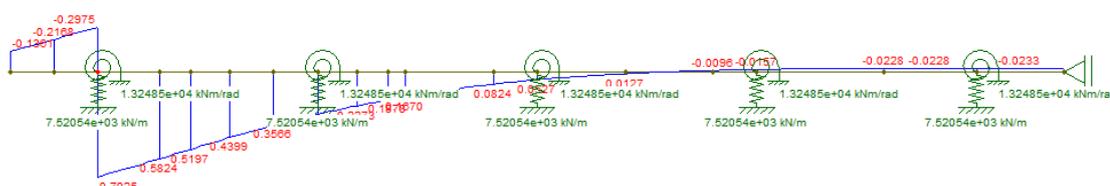


Figura B.15 – Linhas de influência da viga L2 para pontes com 5 vigas de 20 m

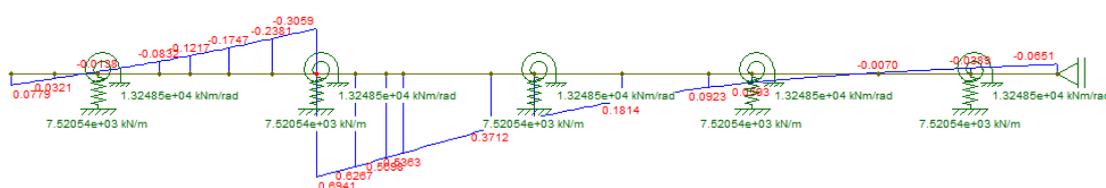
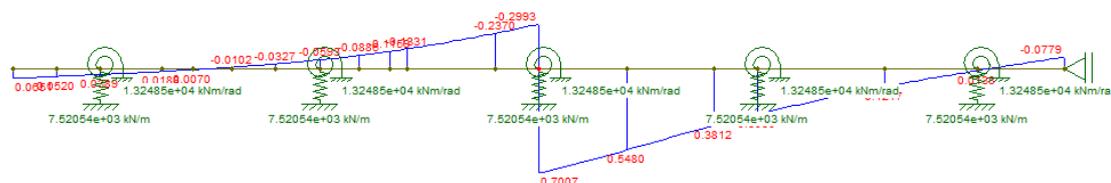


Figura B.16 – Linhas de influência da viga L3 para pontes com 5 vigas de 20 m



ANEXO A – Entrevista com o DNIT

Este anexo contém as respostas do Questionário contido no Apêndice A concedidas pela Coordenação-Geral de Desenvolvimento de Projetos, do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

1) **Existe algum programa que faz o acompanhamento do estado estrutural das pontes e viadutos brasileiros?**

Sim. O DNIT possui um Sistema de Gerenciamento de Obras de Arte Especiais - SGO, o qual constitui um banco de dados com o registro das inspeções de pontes e viadutos da autarquia. As inspeções do DNIT são regidas por normativo próprio, a 010/2004-PRO - Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido.

O acesso ao SGO não é regulamentado para usuários que não sejam servidores ou colaboradores de contratos específicos para alimentação do sistema. Mas, para fins de pesquisa, como é o caso, podemos gerar relatórios de inspeção em .pdf e fornecê-los. Basta indicar quais obras você precisa.

Informamos ainda que o DNIT instituiu em 2016 o PROARTE - Programa de Manutenção e Reabilitação de Estruturas. O programa contempla os serviços de reabilitação estrutural e funcional, bem como os serviços de manutenção preventiva e corretiva de estruturas constantes na malha rodoviária federal.

Incluem-se no presente Programa as Obras de Arte Especiais pertencentes à malha rodoviária federal, englobando as pontes, viadutos, passarelas, galerias de concreto armado, túneis e estruturas de contenção.

As estruturas devem ser cadastradas no SGO, e avaliadas conforme a metodologia vigente no DNIT. A partir do diagnóstico do SGO e de um fluxo pré-estabelecido, o programa indica o nível de intervenção que a estrutura deverá ser submetida: Desde manutenção preventiva, corretiva, reabilitação estrutural e funcional ou, até mesmo, substituição da OAE.

2) **Quais problemas mais recorrentes pontes e viadutos com grande movimento de veículos de carga apresentam?**

Não se constata uma predominância de problema estrutural, mas podemos citar dois registros de manifestações típicas de pontes antigas: i) deslocamento no topo de pilares, na região de contato com os aparelhos de apoio, pela insuficiência daquele elemento; ii) fissuração (e até

ruína localizada) das lajes em pontes antigas de seção transversal composta por duas vigas longarinas ligadas pela laje superior (conhecidas como seção duplo TÊ ou seção PI).

Porém, o que se observa de forma mais geral, são as manifestações patológicas associadas à insuficiência de manutenção (Problemas de Durabilidade): Eflorescência, Infiltração, corrosão de armaduras (em alguns casos com perda de seção).

3) Tem se verificado a ocorrência de fadiga em vigas (transversinas e longarinas) de pontes de concreto armado devido a passagem de veículos pesados?

Há registros de manifestações em vigas de pontes de concreto armado (transversinas e longarinas) que podem sim estar associados à fadiga.

4) O problema da fadiga é algo recorrente em pontes e viadutos de concreto armado brasileiros?

Fadiga é um fenômeno associado à imposição de ações dinâmicas repetidas. Considerando que as cargas móveis possuem essas características, pode-se considerá-las como algo recorrente nas pontes e viadutos de concreto armado.

5) A verificação do fenômeno da fadiga em estruturas de pontes e viadutos de concreto armado é algo relevante?

Sim. Tanto para OAEs em concreto armado, quanto para estruturas mistas.

A ABNT NBR 6118(2014) em seu item 11.4.2.3 estabelece que: Quando a estrutura, pelas suas condições de uso, está sujeita a choques ou vibrações, os respectivos efeitos devem ser considerados na determinação das solicitações e a possibilidade de fadiga deve ser considerada no dimensionamento dos elementos estruturais.

O Manual Bridge Inspector's Reference Manual (U.S. Department of Transportation), da FHWA, no seu "Topic 6.4 Fatigue and Fracture in Steel", informa que a fadiga é a principal causa de falha em pontes de estrutura metálica.

6) Tem-se a preocupação acerca da verificação do fenômeno da fadiga em pontes e viadutos de concreto armado mais antigos, com mais de 40 anos?

: Informamos que não existe uma ação para a retroanálise de todas as obras antigas, uma vez que temos um universo de aproximadamente 6.500 OAE's. As verificações do fenômeno da fadiga é realizada quando uma obra é classificada no programa PROARTE como prioritária e, conseqüentemente, submetida a um projeto de reabilitação.

7) Frente ao aumento do número de veículos pesados (de 2 a 9 eixos) circulando nas rodovias brasileiras, na opinião da senhora, seria importante se realizar uma

revisão na Norma atual de pontes ao eu se refere ao veículo-tipo e/ou os coeficientes (como CNF, CIA...)?

A última atualização da norma de carregamento móveis é relativamente recente. Assim, não há evidências claras de que a envoltória dos esforços oriundos do trem-tipo atualmente em vigor (ABNT NBR 7188(2013)), sejam insuficientes para cobrir os esforços provocados pelos "veículos pesados circulando nas rodovias brasileiras".

8) O tema abordado em minha dissertação/pesquisa, a fadiga em vigas de pontes de concreto armado, é relevante para o senhor?

Sim. O tema é de suma importância.

Esta Coordenação também sugere que a abordagem seja estendida para as lajes, que são elementos estruturais de menor rigidez e também susceptíveis aos efeitos deletérios da fadiga.

ANEXO B – Entrevista com o DEER-MG

Este anexo contém as respostas do Questionário contido no Apêndice A concedidas pelo Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais (DEER-MG).

1) Existe algum programa que faz o acompanhamento do estado estrutural das pontes e viadutos brasileiros?

Que seja do meu conhecimento não existe uma, mas sim várias iniciativas, de diversos órgãos rodoviários estaduais que possuem seus próprios programas de gerenciamento da malha rodoviária, dentre os quais os de gerenciamento das obras-de-arte especiais. Inclusive o IDNIT no âmbito das rodovias federais. O grande problema é_ que, em geral, estes sistemas de gerenciamento demandam constantes vistorias técnicas "in loco" em todas as obras da rede. Entretanto, devido ao alto custo destes serviços estas vistorias muitas vezes têm sua periodicidade aumentada, não cumprindo assim toda a potencialidade de sua utilização. Estes sistemas são boas ferramentas para se conheça 'desde a localização das obras na malha rodoviária, como também diversas outras informações, tais como: cadastro de suas propriedades geométricas, cadastros dos diversos projetos de construção/restauração/reforços, cadastro das patologias e - insuficiências estruturais, cadastro dos estudos e ensaios realizados, levantamentos de custos estimados de restauração, priorização das obras para fins de inclusão em programas de recuperação, avaliação de capacidade de carga para fins de autorizações especiais de tráfego (AET), estabelecimento de rotas alternativas no caso de necessidade de interdição, dentre muitas outras.

2) Quais problemas mais recorrentes pontes e viadutos com grande movimento de veículos de carga apresentam?

De um modo geral, a grande maioria dos problemas está relacionada a deficiências nos elementos de fundação. Problemas desde descalçamento de fundações diretas ou desconfinamento de fundações em estacas, estacas de madeira expostas com comprometimento por apodrecimento, erosão em aterros de encabeçamento, etc.

A maioria destes problemas, relacionada à insuficiência hidráulica, seja por deficiência do dimensionamento adequado, seja por se tratarem de obras que ao logo de sua vida foram se tomando gradativamente insuficientes (pontes antigas), em função do aumento das vazões

em decorrência de desmatamentos e pavimentação. A maioria destes problemas além de afetarem os elementos da infraestrutura da ponte, se não identificados e sanados à tempo, vêm a provocar grandes danos na meso e superestrutura, em decorrência de grandes deformações oriundas de recalques diferenciais nas fundações.

Em segundo lugar estão os problemas estruturais decorrentes de acréscimo de carga nas estruturas. A malha rodoviária brasileira ainda é composta por inúmeras pontes das antigas classes 24, 30 e 36. Ainda é comum observar aumento significativo de carga permanente decorrente de recapeamento asfáltico. Não é incomum observarmos em obras mais antigas, a existência de capas asfálticas com espessura média superior a 20 cm. Decorrem daí o aparecimento de fissuras e trincas de flexão e cisalhamento. Não deixando de ter sua importância os aspectos relacionados à fadiga, principalmente das armaduras, pelo aumento das flutuações de tensão.

3) Tem se verificado a ocorrência de fadiga em vigas (transversinas e longarinas) de pontes de concreto armado devido a passagem de veículos pesados?

Conforme disse em resposta ao item anterior, principalmente nas obras mais antigas, verifica-se uma incidência maior de fissuras principalmente em se tratando de pontes projetadas para as classes inferiores ao TB-45. Acredito que os fatores contribuintes são o acréscimo de carregamento, principalmente do carregamento móvel, que traz consigo o aumento dos esforços solicitantes, bem como os fenômenos associados à fadiga. Na prática não se consegue computar a parcela de responsabilidade de cada fenômeno individualmente. Com a nova formulação do coeficiente de impacto da NBR-7188, levando-se em consideração não só o comprimento do vão, mas também CNF e o CIA, verifica-se um aumento em relação à formulação anterior, o que está conduzindo a dimensionamentos mais favoráveis à segurança.

4) O problema da fadiga é algo recorrente em pontes e viadutos de concreto armado brasileiros?

Com certeza sim. O fenômeno é conhecido e matematicamente avaliado devendo ser obrigatoriamente considerado nos dimensionamentos das peças estruturais. Contudo as profundas discrepâncias existentes entre os carregamentos móveis adotados pela NBR 7188 e os carregamentos reais impostos pelos veículos de carga nacionais podem gerar importantes distorções. A própria combinação de ações no estado limite de serviço a ser utilizada já pode gerar imprecisões. Por exemplo, para pontes rodoviárias o estabelecimento de $\psi_1 = 0,50$ (coeficiente redutor da carga móvel) é fator controverso pois estudos demonstram que é exagerado para vãos com comprimento inferior a 40 m.

5) A verificação do fenômeno da fadiga em estruturas de pontes e viadutos de concreto armado é algo relevante?

Além de relevante, é extremamente necessário.

6) Tem-se a preocupação acerca da verificação do fenômeno da fadiga em pontes e viadutos de concreto armado mais antigos, com mais de 40 anos?

Sim. Porém, como estas obras já apresentam problemas decorrentes de insuficiência de capacidade de carga por terem sido dimensionadas para carga móvel inferior ao TB-450, na prática as mesmas atualmente têm sido alargadas e reforçadas para o TB-450 já com as novas considerações de coeficiente de impacto e verificação do Estado Limite Último de Fadiga.

7) Frente ao aumento do número de veículos pesados (de 2 a 9 eixos) circulando nas rodovias brasileiras, na opinião da senhora, seria importante se realizar uma revisão na Norma atual de pontes ao eu se refere ao veículo-tipo e/ou os coeficientes (como CNF, CIA...)?

São necessários estudos, como o proposto em seu projeto de mestrado, que estabeleçam comparativos entre os efeitos produzidos pelas cargas móveis normativas e aos das cargas móveis reais, utilizando-se para isto dados da frota brasileira. Necessário também, ao meu ver, maiores estudos com relação ao coeficiente de impacto e ao fator ψ_1 (coeficiente redutor da carga móvel) abordado na resposta ao item 4.

8) O tema abordado em minha dissertação/pesquisa, a fadiga em vigas de pontes de concreto armado, é relevante para o senhor?

Extremamente relevante. Parabéns pela escolha. Será de grande valia ao desenvolvimento da engenharia de estruturas brasileira. Espero modestamente ter podido contribuir com sua etapa inicial de pesquisa sobre assunto tão relevante. O parabenizo pelo tema escolhido e desejo sucesso em sua empreitada

ANEXO C – Entrevista com a ABCR

Este anexo contém as respostas do Questionário contido no Apêndice A concedidas pela Associação Brasileira de Concessionárias de Rodovias (ABCR).

1) Existe algum programa que faz o acompanhamento do estado estrutural das pontes e viadutos brasileiros?

Todas as rodovias concedidas, federais, estaduais ou municipais, tem em seus contratos previsão de inspeções periódicas em 100% das pontes, viadutos, túneis e passarelas que compõem cada trecho concedido. Via de regra, quando se inicia um novo contrato, a concessionária realiza uma inspeção cadastral inicial e classifica a obra em termos de risco estrutural, funcional e de durabilidade. Esta inspeção inicial é então atualizada anualmente, onde a classificação é reavaliada. Caso esta classificação atinja um patamar crítico, a OAE em questão passa por uma Inspeção Especial, que avalia integralmente todas as Patologias e propõe Terapias correspondentes. Todos esses relatórios são compartilhados com o Poder Público e as intervenções passam por aprovação das Agências Reguladoras.

2) Quais problemas mais recorrentes pontes e viadutos com grande movimento de veículos de carga apresentam?

Os problemas mais decorrentes certamente são nas juntas de dilatação (descolamento do elemento vedante, esborcinamento dos lábios poliméricos e em casos mais extremos rompimento dos berços de concreto), nos pavimentos e sinalização horizontal e problemas pontuais de recalque nos encontros. Outros problemas podem ocorrer de forma isolada.

3) Tem se verificado a ocorrência de fadiga em vigas (transversinas e longarinas) de pontes de concreto armado devido a passagem de veículos pesados?

Sim, principalmente nos primeiros anos de concessão, pois as estruturas são assumidas pela iniciativa privada ainda sem adequação ao trem-tipo atual. O concessionário tem a obrigação de recuperar a OAE e realizar o projeto e o reforço de todas as estruturas que ainda não tiveram sua adequação realizada. Outro momento em que pode ocorrer algum problema é na passagem de cargas especiais, muito acima dos limites permitidos por se tratar de cargas indivisíveis. Este tipo de carga depende de uma Autorização Especial de Trânsito emitido pelo DER e submetido a aprovação técnica das concessionárias. Dependendo da carga, o transportador deve providenciar a análise de um projetista estrutural e assumir os custos da

contratação de uma monitoração da OAE, que é instrumentada para acompanhar a passagem do veículo de forma controlada (este controle envolve: passagem a 5km/h SEM FRENAGEM sobre a OAE, passagem pelo eixo central da estrutura, interrupção de tráfego para que outros veículos não passem simultaneamente sobre a OAE, vento máximo de 20km/h, entre outros). Este tipo de carga é mais comum na concessionária Ecovias dos Imigrantes, que cuida do trecho paulista da Imigrantes e Anchieta, duas rodovias que ligam São Paulo ao Porto de Santos.

4) O problema da fadiga é algo recorrente em pontes e viadutos de concreto armado brasileiros?

Sim, principalmente em rodovias projetadas para os trem-tipo obsoletos, mas praticamente todas as OAEs em rodovias concedidas já sofreram reforço estrutural.

5) A verificação do fenômeno da fadiga em estruturas de pontes e viadutos de concreto armado é algo relevante?

Sim, todo e qualquer efeito que possa comprometer a segurança estrutural de uma OAE é de extrema importância e levado muito a sério pelos responsáveis técnicos das rodovias concedidas.

6) Tem-se a preocupação acerca da verificação do fenômeno da fadiga em pontes e viadutos de concreto armado mais antigos, com mais de 40 anos?

Sim, eu diria que são as obras que mais preocupam, até que sejam reforçadas e atualizadas para o trem-tipo atual.

7) Frente ao aumento do número de veículos pesados (de 2 a 9 eixos) circulando nas rodovias brasileiras, na opinião da senhora, seria importante se realizar uma revisão na Norma atual de pontes ao eu se refere ao veículo-tipo e/ou os coeficientes (como CNF, CIA...)?

Sim, sempre que o Contran/Denatran aprova uma nova categoria comercial ou aumento de peso permitido, esta deveria ser precedida por uma revisão das normas atuais de projeto.

8) O tema abordado em minha dissertação/pesquisa, a fadiga em vigas de pontes de concreto armado, é relevante para o senhor?

Sim, o tema é muito importante e merece atenção especial.

ANEXO D – Tabelas Norma DNIT 010/2004 – PRO e estruturais NBR 9452/2016

Tabela D.1 - Notas e categoria dos problemas estruturais pela Norma DNIT 010/2004 - PRO

DANOS NO ELEMENTO / INSUFICIÊNCIA ESTRUTURAL	AÇÃO CORRETIVA	CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE	CLASSIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DA PONTE
Não há danos nem insuficiência estrutural	Nada a fazer	Boa	Obra sem problemas
Há alguns danos, mas não há sinais de que estejam gerando insuficiência estrutural	Nada a fazer; apenas serviços de manutenção	Boa	Obra sem problemas importantes
Há alguns danos gerando insuficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da obra	A recuperação da obra pode ser postergada, devendo-se, porém, neste caso, colocar-se o problema em observação sistemática	Boa aparentemente	Obra potencialmente problemática Recomenda-se acompanhar a evolução dos problemas através das inspeções rotineiras, para detectar, em tempo hábil, um eventual agravamento da insuficiência
Há danos gerando significativa insuficiência estrutural da ponte,	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) da obra deve ser	Sofrível	Obra problemática Postergar demais a recuperação da obra pode

porém não há ainda, aparentemente, um risco tangível de colapso estrutural	feita no curto prazo		levá-la a um estado crítico, implicando também sério comprometimento de vida útil da estrutura. Inspeções intermediárias são recomendáveis para monitorar os problemas
Há danos gerando grave insuficiência estrutural da ponte; o elemento em questão encontra-se em estado crítico, havendo um risco tangível de colapso estrutural	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) _ ou em alguns casos, substituição da obra - deve ser feita sem tardiar	Precária	Obra crítica Em alguns casos, pode configurar uma emergência, podendo a recuperação da obra ser acompanhada de medidas preventivas especiais, tais como: restrição de carga na ponte, interdição total ou parcial ao tráfego, escoramentos provisórios, instrumentação com leituras contínuas de deslocamentos e deformações, etc.

Fonte: Adaptado de DNIT (2004).

Tabela D.2 – Classificação das OAEs de acordo com parâmetros estruturais NBR 9452/2016

NOTA	CONDIÇÃO	CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL	CARACTERIZAÇÃO FUNCIONAL	CARACTERIZAÇÃO DE DURABILIDADE
1	Excelente	A estrutura apresenta-se em condições satisfatórias apresentando defeitos irrelevantes e isolados.	A OAE apresenta segurança e conforto aos usuários.	A OAE apresenta-se em perfeitas condições devendo ser prevista manutenção de rotina.

2	Boa	A estrutura apresenta danos pequenos e em áreas, sem comprometer a segurança estrutural.	A OAE apresenta pequenos danos que não chegam a causar desconforto ou insegurança ao usuário.	A OAE apresenta pequenas e poucas anomalias, que comprometem sua vida útil, em região de baixa agressividade ambiental.
3	Regular	Há danos que podem vir a gerar alguma deficiência estrutural. Mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da obra. Recomenda-se acompanhamento dos problemas. Intervenções podem ser necessárias a médio prazo.	A OAE apresenta desconforto ao usuário, com defeitos que requerem ações de médio prazo.	A OAE apresenta pequenas e poucas anomalias que comprometem a sua vida útil, em região de moderada à alta agressividade ambiental ou a OAE apresenta moderadas a muitas anomalias, que comprometem sua vida útil, em região de baixa agressividade ambiental.
4	Ruim	Há danos que comprometem a segurança estrutural da OAE, sem risco iminente. Sua evolução pode levar ao colapso estrutural. A OAE'S necessita de intervenções significativas a curto prazo	A OAE com funcionalidade visivelmente comprometida com riscos de segurança ao usuário, requerendo intervenções de curto prazo.	A OAE apresenta moderadas a muitas manifestações patológicas, que comprometem sua vida útil, em região de alta agressividade ambiental.
5	Crítica	Há danos que geram grave insuficiência estrutural na OAE. Há	A OAE não apresenta condições funcionais de utilização.	A OAE encontra-se em elevado grau de deterioração,

		elementos estruturais em estado crítico, com risco tangível de colapso estrutural. A OAE necessita de intervenção imediata, podendo ser necessária restrição de carga, interdição total ou parcial ao tráfego, escoramento provisório e associada instrumentação, ou não		apontando problema já de risco estrutural e/ou funcional.
--	--	--	--	---

Fonte: Adaptado de ABNT (2016).