



AJUSTE DE MODELO DE CARGAS MÓVEIS EM PONTES RODOVIÁRIAS NO BRASIL

Hugo Medeiros de Oliveira

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Michèle Schubert Pfeil

Rio de Janeiro

Março de 2019

AJUSTE DE MODELO DE CARGAS MÓVEIS EM PONTES RODOVIÁRIAS NO
BRASIL

Hugo Medeiros de Oliveira

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL

Examinada por:

Prof^ª. Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

Prof^ª. Eliane Maria Lopes Carvalho, D.Sc.

Prof. Ronaldo Carvalho Battista, Ph.D.

Prof. Wendell Diniz Varela, D.Sc

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 2019

Oliveira, Hugo Medeiros

Ajuste de modelo de cargas móveis em pontes rodoviárias no Brasil/Hugo Medeiros de Oliveira – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2019.

XIV, 90 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadora: Michèle Schubert Pfeil

Dissertação (mestrado) – UFRJ/COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 88 - 90.

1. Modelos de cargas móveis. 2. Pontes rodoviárias. 3. Simulação de tráfego. I. Pfeil, Michèle Schubert. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por sempre me acompanhar em minhas caminhadas e me dar força todos os dias para seguir em frente. Agradeço a Ele também por ter colocado pessoas maravilhosas em minha vida.

Minha mãe Lúcia, que sempre que preciso está ao meu lado. Meus irmãos Priscila e Bruno pelo companheirismo. Aos colegas e amigos que fiz neste período, à minha namorada Jéssica, por ter me dado o maior presente que poderia receber, meu filho Enzo.

Agradeço também a todos os professores que tive, desde o ensino fundamental até a Universidade. Em especial à professora Michèle por todos ensinamentos e profissionalismo.

Ao apoio financeiro da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

AJUSTE DE MODELO DE CARGAS MÓVEIS EM PONTES RODOVIÁRIAS NO BRASIL

Hugo Medeiros de Oliveira

Março/2019

Orientadora: Michèle Schubert Pfeil

Programa: Engenharia Civil

Os efeitos dos modelos de cargas móveis presentes nas normas de projeto de pontes rodoviárias devem representar os efeitos extremos do tráfego real de veículos de modo a garantir a segurança dessas obras. Neste contexto, o presente trabalho dá continuidade à linha de pesquisa desenvolvida na COPPE-UFRJ que busca o ajuste dos modelos de cargas móveis para pontes rodoviárias no Brasil. A partir de uma base de dados de veículos pesados, programas computacionais de análise estrutural e de simulação de tráfego já elaborados, este trabalho focaliza estruturas de pontes em duas faixas de comprimentos de vão: 10 a 40m e 30 a 50m. Para as estruturas com duas longarinas do primeiro grupo a análise considera o tráfego livre, incluindo os efeitos dinâmicos por meio da análise da interação veículo-pavimento. Os valores de esforços característicos obtidos são tomados por valores-alvo, a serem reproduzidos por novas configurações de modelos de cargas móveis encontrados por um processo de busca. O segundo grupo é composto de estruturas com cinco longarinas analisadas sob os efeitos de tráfego livre e de engarrafamento; apresentam-se uma comparação entre os esforços resultantes de ambas as condições de tráfego e a verificação da compatibilidade dos esforços-alvo com aqueles gerados pelos modelos de carga móvel desenvolvidos a partir de uma concepção estrutural diferente.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

ADJUSTMENT OF LIVE LOAD MODEL FOR HIGHWAY BRIDGES IN BRAZIL

Hugo Medeiros de Oliveira

March/2019

Advisor: Michèle Schubert Pfeil

Department: Chemical Engineering

The effects of live loads models for highway bridges design should represent the extreme effects of actual vehicle traffic in order to ensure the safety of these structures. In this context, the present work continues the line of research developed at COPPE-UFRJ, to adjust live loads models for road bridges in Brazil. Based on a database of heavy vehicles, structural analysis and traffic simulation softwares already developed, this work focuses on simple and continuous bridge structures in two ranges of span lengths: 10 to 40m and 30 to 50m. For the structures with two main beams of the first group the analysis considers the free flow traffic, including the dynamic effects through the analysis of the interaction between pavement, vehicle and structure. The values of the obtained characteristic internal forces are taken by target values, to be reproduced by new configurations of live loads models found by a search process. The second group consists of structures with five main beams analyzed under the effects of free flow and congested traffic comparison between the internal forces resulting from both traffic conditions is presente as well as the verification of the compatibility of the target values with those generated by the live loads models developed from a different structural conceptional design.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. MOTIVAÇÃO	1
1.2. CENÁRIO DA PESQUISA SOBRE MODELOS DE CARGAS MÓVEIS NO BRASIL E NO MUNDO	2
1.3. OBJETIVOS E METODOLOGIA	6
1.4. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO	7
1.5. NORMAS PARA CARGAS MÓVEIS DE PONTES RODOVIÁRIAS	8
1.5.1. Eurocódigo 1	8
1.5.2. Norma brasileira.....	9
1.6. RESUMO DAS CONFIGURAÇÕES DE VEÍCULOS QUE CIRCULAM NAS RODOVIAS BRASILEIRAS	11
2. METODOLOGIA PARA O DESENVOLVIMENTO DE MODELOS DE CARGAS MÓVEIS	13
2.1. ETAPAS	13
2.2. BASE DE DADOS DE VEÍCULOS H-2013 (ROSSIGALI, 2013)	14
2.2.1. Composição de tráfego.....	14
2.2.2. Velocidade dos veículos.....	15
2.2.3. Pesos totais e por eixo dos veículos	16
2.2.4. Dimensões longitudinais e transversais dos veículos.....	16
2.3. ESTRUTURAS ANALISADAS E ESFORÇOS CRÍTICOS	17
2.4. DESCRIÇÃO DA FERRAMENTA DE SIMULAÇÃO DE TRÁFEGO (STPG)	19
2.4.1. Dados de tráfego	19
2.4.2. Geração das filas de veículos	22
2.4.3. Análise estrutural ao longo do tempo.....	22
2.4.4. Correlações não consideradas nas análises de tráfego	24
2.5. GERAÇÃO DOS ESFORÇOS ESTÁTICOS CARACTERÍSTICOS .	24
2.6. ANÁLISE DA INTERAÇÃO VEÍCULO-PAVIMENTO-ESTRUTURA	26
2.7. BUSCA DE MODELOS DE CARGAS MÓVEIS.....	31
2.7.1. Etapas de busca da ferramenta BMCMov e cálculo dos erros.....	31
2.7.2. Cálculo dos esforços pelo programa BMCMov	32
3. ANÁLISE DE TRÁFEGO LIVRE EM PONTES COM DUAS LONGARINAS.....	33
3.1. ESTRUTURAS ANALISADAS	33
3.2. ALTERAÇÕES NO PROGRAMA STPG	34

3.3. RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE TRÁFEGO LIVRE NAS PONTES COM DUAS LONGARINAS	36
3.3.1. Extrapolação dos esforços estáticos obtidos pelo programa STPG .	36
3.3.2. Comparação dos esforços estáticos característicos com os da norma brasileira (NBR7188/2013).....	38
3.4. ANÁLISE DA INTERAÇÃO VEÍCULO-PAVIMENTO-ESTRUTURA E OBTENÇÃO DOS FADS PARA AS PONTES DE DUAS LONGARINAS	40
3.4.1. Veículos equivalentes.....	40
3.4.2. Determinação dos Fatores de Amplificação Dinâmica.....	44
3.5. ESFORÇOS-ALVOS PARA PONTES COM DUAS LONGARINAS	48
3.6. AJUSTE DE MODELOS DE CARGAS MÓVEIS AOS VALORES-ALVOS DE ESFORÇOS.....	50
3.6.1. Validação do programa BMCMov.....	50
3.6.2. Busca pelo modelo de carga para os esforços-alvos	51
3.6.3. Modelos de carga adotados	54
4. ANÁLISE DE TRÁFEGO LIVRE E ENGARRAFADO EM PONTES COM CINCO LONGARINAS E VÃO ENTRE 30 E 50 METROS.....	57
4.1. ESTRUTURAS DE CINCO LONGARINAS ANALISADAS	57
4.1.1. Descrição das estruturas	57
4.1.2. Modelos de casca	59
4.1.3. Modelos de grelha e ajuste com modelo de casca.....	60
4.2. SIMULAÇÃO DE TRÁFEGO LIVRE PARA PONTES COM 5 LONGARINAS	62
4.2.1. Implementação do programa STPG-5L para tráfego livre.....	62
4.2.2. Calculo dos esforços solicitantes pelo programa STPG-5L.....	63
4.2.3. Validação dos resultados no programa STPG-5L.....	65
4.2.4. Extrapolação dos esforços estáticos determinados pelo programa STPG-5L para tráfego livre.....	66
4.2.5. Determinação dos FADs para pontes com 5 longarinas	68
4.2.6. Valores de esforço característico para análise de tráfego livre em pontes de 5 longarinas	70
4.3. SIMULAÇÃO DE TRÁFEGO ENGARRAFADO PARA PONTES COM 5 LONGARINAS	71
4.3.1. Distribuição de tráfego nas faixas com veículos leves.....	71
4.3.2. Volume de tráfego engarrafado.....	72
4.3.3. Distribuição da distância entre veículos.....	73
4.3.4. Validação dos dados de distância entre os veículos.....	74
4.3.5. Tempo de simulação de referência das análises.....	75
4.3.6. Armazenamento de esforços máximos para análise de tráfego engarrafado	75

4.3.7. Extrapolação dos esforços estáticos determinados pelo programa STPG-5L para tráfego engarrafado	76
4.4. COMPARAÇÃO ENTRE OS ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS DO TRÁFEGO LIVRE E ENGARRAFADO E DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS-ALVOS PARA PONTES COM 5 LONGARINAS	78
4.5. COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS-ALVOS COM MODELOS DE CARGA PARA PONTES COM 5 LONGARINAS.....	81
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	84
5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES	84
5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	87
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	88

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1-1: MODELO DE CARGA 1 (EUROCODE 1, 2003)	9
FIGURA 1-2: MODELO DE CARGA MÓVEL DA NORMA BRASILEIRA (ABNT, 2014)	10
FIGURA 1-3: NOMENCLATURA E CONFIGURAÇÃO DE ALGUMAS CLASSES DE VEÍCULOS (ADAPTADO ROSSIGALI, 2017).....	12
FIGURA 2-1: DISTRIBUIÇÃO ADOTADA PARA AS FREQUÊNCIAS RELATIVAS DAS CLASSES DE VEÍCULOS (ROSSIGALI, 2013)	15
FIGURA 2-2: HISTOGRAMAS DE VELOCIDADE NO POSTO P51 DO DNIT: (A) CAMINHÕES (X $= 77,1$ KM/H; $s=13,5$ KM/H); (B) ÔNIBUS ($X = 82,4$ KM/H; $s = 16,4$ KM/H); (C) SEMIRREBOQUES ($X = 78,3$ KM/H; $s = 11,2$ KM/H) (ROSSIGALI, 2013).....	15
FIGURA 2-3: DISTRIBUIÇÃO DE FREQUÊNCIAS CUMULATIVA DO PESO TOTAL DO VEÍCULO DA CLASSE 3C ($X=154.3$ kN; $s=44.0$ kN) (ROSSIGALI ET AL., 2011)	16
FIGURA 2-4: SEÇÃO TRANSVERSAL DAS PONTES DE DUAS LONGARINAS	17
FIGURA 2-5: SEÇÃO TRANSVERSAL DAS LONGARINAS E TRANSVERSINAS PARA MODELO DE GRELHA (MOTA, 2017)	18
FIGURA 2-6: CENÁRIOS DE TRÁFEGO 1 (ROSSIGALI, 2013)	20
FIGURA 2-7: CENÁRIOS DE TRÁFEGO DE FLUXO LIVRE CONSIDERADOS PARA A SITUAÇÃO DE PROJETO (ESTADO LIMITE ÚLTIMO) (ROSSIGALI, 2013)	21
FIGURA 2-8: VEÍCULO DE TRÊS EIXOS SIMPLES 3C	26
FIGURA 2-9: MODELO MECÂNICO PARA O VEÍCULO 3C (MELO, 2007).....	27
FIGURA 2-10: REPRESENTAÇÃO DOS MODOS DE FLEXÃO VERTICAL (A) TORÇÃO TRANSVERSAL (B) (MELO, 2007)	28
FIGURA 3-1: MODELO DE (A) CASCA 3D (B) GRELHA AJUSTADO DA ESTRUTURA.....	34
FIGURA 3-2: RAZÃO ENTRE ESFORÇOS GERADOS PELO TB450 E VALORES ESTÁTICOS EXTRAPOLADOS PARA PONTES BIAPOIADAS E COMPARAÇÃO COM VALORES ENCONTRADOS EM ROSSIGALI (2013).....	39
FIGURA 3-3: RAZÃO ENTRE ESFORÇOS GERADOS PELO TB450 E VALORES ESTÁTICOS EXTRAPOLADOS PARA PONTES CONTÍNUAS E COMPARAÇÃO COM VALORES ENCONTRADOS EM ROSSIGALI (2013).....	39
FIGURA 3-4: RAZÃO ENTRE ESFORÇOS GERADOS PELO TB450 E VALORES ESTÁTICOS EXTRAPOLADOS PARA PONTES EM BALANÇO E COMPARAÇÃO COM VALORES ENCONTRADOS EM ROSSIGALI (2013).....	39
FIGURA 3-5: EXEMPLO DA DETERMINAÇÃO DE VEÍCULOS EQUIVALENTES 3C	41
FIGURA 3-6: EXEMPLO DA DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DINÂMICAS DO VEÍCULO EQUIVALENTE PARA O VEÍCULO 2S3-C.....	42
FIGURA 3-7: HISTÓRICO DE DESLOCAMENTO NA PONTE LB-20 DEVIDO À PASSAGEM DO VEÍCULO 3T4 EQUIVALENTE.....	46
FIGURA 3-8: HISTÓRICO DE DESLOCAMENTO NA PONTE LC-20 DEVIDO À PASSAGEM DO VEÍCULO 3T6 EQUIVALENTE.....	46
FIGURA 3-9: HISTÓRICO DE DESLOCAMENTO NA PONTE LE-2,5 DEVIDO À PASSAGEM DO VEÍCULO 2S3-C EQUIVALENTE	46
FIGURA 3-10: COMPARAÇÃO DOS VALORES DE ESFORÇOS-ALVO COM NORMATIVOS DO MOMENTO POSITIVO PARA PONTES: (A) BIAPOIADAS (B) CONTÍNUAS.....	49
FIGURA 3-11: COMPARAÇÃO DOS VALORES DE ESFORÇOS-ALVO COM NORMATIVOS DE CORTANTE PARA PONTES: (A) BIAPOIADAS (B) CONTÍNUAS	49
FIGURA 3-12: COMPARAÇÃO DOS VALORES DE ESFORÇOS-ALVO COM NORMATIVOS DO MOMENTO NEGATIVO PARA PONTES: (A) CONTÍNUAS (B) BALANÇO.....	49
FIGURA 3-13: VISTA EM PLANTA DO MODELO DE CARGA 1 (1 FAIXA DE TRÁFEGO)	55
FIGURA 3-14: VISTA EM PLANTA DO MODELO DE CARGA 2 (3 FAIXAS DE TRÁFEGO)	55

FIGURA 3-15: RAZÃO ENTRE MOMENTO POSITIVO GERADO PELOS MODELOS DE CARGA PROPOSTOS E VALORES ALVOS PARA PONTES: (A) BIAPOIADAS (B) CONTÍNUAS.....	56
FIGURA 3-16: RAZÃO ENTRE ESFORÇO CORTANTE GERADO PELOS MODELOS DE CARGA PROPOSTOS E VALORES ALVOS PARA PONTES: (A) BIAPOIADAS (B) CONTÍNUAS.....	56
FIGURA 3-17: RAZÃO ENTRE MOMENTO NEGATIVO GERADO PELOS MODELOS DE CARGA PROPOSTOS E VALORES ALVOS PARA PONTES: (A) CONTÍNUAS (B) BALANÇO.....	56
FIGURA 4-1: SEÇÃO TRANSVERSAL GENÉRICA DAS PONTES COM CINCO LONGARINAS (DIMENSÕES EM CM).....	58
FIGURA 4-2: PERFIL I UTILIZADO NAS PONTES COM 5 LONGARINAS E NOMENCLATURA...	59
FIGURA 4-3: MODELO DE CASCA 3D DA PONTE B-30	59
FIGURA 4-4: SEÇÃO GENÉRICA PARA MODELO DE GRELHA DAS LONGARINAS (DIMENSÕES EM CM) (A) EXTERNAS (B) INTERNAS.....	60
FIGURA 4-5: MODELO DE GRELHA PARA PONTE B-30 COM 5 LONGARINAS.....	60
FIGURA 4-6: LINHAS DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR NA LONGARINA L1: (A) NO MEIO DO VÃO DO SISTEMA BIAPOIADO; (B) PRÓXIMO DO MEIO DO VÃO DO SISTEMA CONTÍNUO POR AÇÃO DE CARGA CONCENTRADA UNITÁRIA AO LONGO DAS LONGARINAS 1 A 5.....	63
FIGURA 4-7: LINHAS DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE NA LONGARINA L1: (A) NO APOIO DO SISTEMA BIAPOIADO; (B) NO APOIO CENTRAL DO SISTEMA CONTÍNUO POR AÇÃO DE CARGA CONCENTRADA UNITÁRIA AO LONGO DAS LONGARINAS 1 A 5.....	64
FIGURA 4-8: LINHAS DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR NA LONGARINA L1: (A) NO MEIO DO VÃO DO SISTEMA BIAPOIADO; (B) PRÓXIMO DO MEIO DO VÃO DO SISTEMA CONTÍNUO POR AÇÃO DE BINÁRIO MOMENTO FLETOR UNITÁRIO AO LONGO DAS LONGARINAS 1 A 5	64
FIGURA 4-9: LINHAS DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE NA LONGARINA L1: (A) NO APOIO DO SISTEMA BIAPOIADO; (B) NO APOIO CENTRAL DO SISTEMA CONTÍNUO POR AÇÃO DE BINÁRIO MOMENTO FLETOR UNITÁRIO AO LONGO DAS LONGARINAS 1 A 5	64
FIGURA 4-10: LINHAS DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR NA LONGARINA L1: (A) NO MEIO DO VÃO DO SISTEMA BIAPOIADO; (B) PRÓXIMO DO MEIO DO VÃO DO SISTEMA CONTÍNUO POR AÇÃO DE BINÁRIO MOMENTO TORSOR AO LONGO DAS LONGARINAS 1 A 5.....	65
FIGURA 4-11: LINHAS DE INFLUÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE NA LONGARINA L1: (A) NO APOIO DO SISTEMA BIAPOIADO; (B) NO APOIO CENTRAL DO SISTEMA CONTÍNUO POR AÇÃO DE BINÁRIO MOMENTO TORSOR UNITÁRIO AO LONGO DAS LONGARINAS 1 A 5	65
FIGURA 4-12: DISTRIBUIÇÃO DA DISTÂNCIA ENTRE VEÍCULOS, EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE v (BAILEY E BEZ, 2000)	74
FIGURA 4-13: COMPARAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE FREQUÊNCIA DOS VALORES DE DISTÂNCIA ENTRE VEÍCULOS GERADA PELO STPG E A DISTRIBUIÇÃO BETA	74
FIGURA 4-14: VALORES DE ESFORÇOS EXTRAPOLADOS EM FUNÇÃO DO TEMPO DE SIMULAÇÃO	75
FIGURA 4-15: VALORES MÁXIMOS DE ESFORÇO ADOTADOS PELO PROGRAMA STPG PARA TRÁFEGO ENGARRAFADO.....	76
FIGURA 4-16: COMPARAÇÃO DOS VALORES DE MOMENTO POSITIVO CARACTERÍSTICOS DO TRÁFEGO LIVRE E ENGARRAFADO (A) BIAPOIADAS (B) CONTÍNUAS	79
FIGURA 4-17: COMPARAÇÃO DOS VALORES DE ESFORÇO CORTANTE CARACTERÍSTICOS DO TRÁFEGO LIVRE E ENGARRAFADO (A) BIAPOIADAS (B) CONTÍNUAS	79
FIGURA 4-18: COMPARAÇÃO DOS VALORES DE MOMENTO NEGATIVO CARACTERÍSTICOS DO TRÁFEGO LIVRE E ENGARRAFADO PARA AS PONTES CONTÍNUAS	79
FIGURA 4-19: RELAÇÃO ENTRE MOMENTO FLETOR POSITIVO ALVO E DE MODELOS DE CARGA PARA AS PONTES BIAPOIADAS	81

FIGURA 4-20: RELAÇÃO ENTRE ESFORÇO CORTANTE ALVO E DE MODELOS DE CARGA PARA AS PONTES BIAPOIADAS.....	82
FIGURA 4-21: RELAÇÃO ENTRE MOMENTO FLETOR POSITIVO ALVO E DE MODELOS DE CARGA PARA AS PONTES CONTÍNUAS	82
FIGURA 4-22: RELAÇÃO ENTRE ESFORÇO CORTANTE ALVO E DE MODELOS DE CARGA PARA AS PONTES CONTÍNUAS	82
FIGURA 4-23: RELAÇÃO ENTRE MOMENTO FLETOR NEGATIVO ALVO E DE MODELOS DE CARGA PARA AS PONTES CONTÍNUAS	83

LISTA DE TABELAS

TABELA 1-1: LARGURA E NÚMERO DE FAIXAS DE PROJETO (EUROCODE 1, 2003).....	8
TABELA 2-1: DIMENSÕES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM ESTUDO (MOTA, 2017)....	18
TABELA 2-2: LARGURA EFETIVA ADOTADA PARA ÀS LONGARINAS NO MODELO DE GRELHA	19
TABELA 2-3: PROPORÇÃO E NÚMERO DE VEÍCULOS DIÁRIOS NAS FAIXAS (ROSSIGALI, 2013).....	20
TABELA 2-4: VALORES DE RIGIDEZ E AMORTECIMENTO DOS VEÍCULOS ORIGINAIS (ADAPTADO MELO, 2007)	28
TABELA 2-5: CLASSIFICAÇÃO DA SUPERFÍCIE DE ROLAMENTO DE ACORDO COM PADRÕES DA ISO (MELO, 2007)	29
TABELA 3-1: VALORES DA SUPERFÍCIE DE INFLUÊNCIA PARA SOLICITAÇÕES PONTUAIS NO MEIO DO VÃO CALCULADAS PELO SAP2000 E STPG.....	35
TABELA 3-2: ESFORÇOS NA LONGARINA 1 PARA VEÍCULO 2C E 3C PASSANDO SOBRE A LG1	35
TABELA 3-3: ESFORÇOS NA LONGARINA 1 PARA VEÍCULO 2C E 3C PASSANDO RENTE A BARREIRA LATERAL.....	35
TABELA 3-4: ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS PARA PONTES BIAPOIADAS-LB (kN/kNm) ..	36
TABELA 3-5: ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS PARA PONTES CONTÍNUAS-LC (kN/kNm) ...	36
TABELA 3-6: ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS PARA PONTES EM BALANÇO-LE (kNm)	36
TABELA 3-7: CONFIGURAÇÃO QUE GEROU MAIOR ESFORÇO ESTÁTICO NAS PONTES ANALISADAS.....	38
TABELA 3-8: VALORES DE PESO E DISTÂNCIA ENTRE OS EIXOS DOS VEÍCULOS 3C EQUIVALENTES AOS ORIGINAIS PRESENTES NAS CONFIGURAÇÕES DE ESFORÇO MÁXIMO PARA PONTES COM 2 LONGARINAS	42
TABELA 3-9: VALORES DE PESO E DISTÂNCIA ENTRE OS EIXOS DOS VEÍCULOS 3C EQUIVALENTES PADRONIZADOS PARA CADA CLASSE.....	43
TABELA 3-10: VALORES DA FREQUÊNCIA NATURAL DOS VEÍCULOS ORIGINAIS E EQUIVALENTES	44
TABELA 3-11: FREQUÊNCIA NATURAL DOS MODOS DE FLEXÃO E TORÇÃO NAS ESTRUTURAS ANALISADAS.....	45
TABELA 3-12: FATORES DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA PARA AS PONTES BIAPOIADAS (2 LONGARINAS).....	47
TABELA 3-13: FATORES DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA PARA AS PONTES CONTÍNUAS (2 LONGARINAS).....	47
TABELA 3-14: FATORES DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA PARA AS PONTES EM BALANÇO (2 LONGARINAS).....	47
TABELA 3-15: ESFORÇO ESTÁTICO, DINÂMICO E VALORES-ALVOS NAS PONTES DE DUAS LONGARINAS	48
TABELA 3-16: COMPARAÇÃO ENTRE OS ESFORÇOS GERADOS PELO PROGRAMA BMCMOV PARA O MODELO DE CARGA DA NBR7188/2013 COM OS VALORES GERADOS PELO SAP2000.....	51
TABELA 3-17: CARACTERÍSTICAS E RESTRICÇÕES DOS MODELOS BUSCADOS EM CADA CASO	52
TABELA 3-18: CONFIGURAÇÃO DOS MODELOS DE CARGA MÓVEL SELECIONADOS EM CADA CASOS ANALISADOS.....	53
TABELA 4-1: DIMENSÕES E PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DOS PERFIS I UTILIZADOS PARA AS PONTES COM 5 LONGARINAS	58
TABELA 4-2: RESULTADOS ESTÁTICOS E DINÂMICOS DO AJUSTE DO MODELO DE GRELHA	61

TABELA 4-3: VALORES DA SUPERFÍCIE DE INFLUÊNCIA PARA SOLICITAÇÕES PONTUAIS NO MEIO DO VÃO, CALCULADAS PELO SAP2000 E STPG.....	66
TABELA 4-4: ESFORÇOS DEVIDO À PASSAGEM DOS VEÍCULOS 2C SOBRE O EIXO DAS LONGARINAS 1, 2 E 3	66
TABELA 4-5: ESFORÇOS DEVIDO À PASSAGEM DOS VEÍCULOS 3C SOBRE O EIXO DAS LONGARINAS 1, 2 E 3	66
TABELA 4-6: ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS PARA PONTES DE CINCO LONGARINAS (kN/kNm).....	67
TABELA 4-7: CONFIGURAÇÃO QUE GEROU MAIOR ESFORÇO ESTÁTICO NAS PONTES ANALISADAS.....	67
TABELA 4-8: VALORES DE PESO E DISTÂNCIA ENTRE OS EIXOS DOS VEÍCULOS 3C EQUIVALENTES AOS ORIGINAIS PRESENTES NAS CONFIGURAÇÕES DE ESFORÇO MÁXIMO PARA PONTES COM 5 LONGARINAS	68
TABELA 4-9: VALORES DE PESO E DISTÂNCIA ENTRE OS EIXOS DOS VEÍCULOS 3C EQUIVALENTES PADRONIZADOS PARA CADA CLASSE.....	69
TABELA 4-10: FATORES DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA PARA AS PONTES COM 5 LONGARINAS.....	70
TABELA 4-11: ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS DINÂMICOS OBTIDOS PELA ANÁLISE DE TRÁFEGO LIVRE PARA AS PONTES COM 5 LONGARINAS.....	70
TABELA 4-12: DISTRIBUIÇÃO DOS VEÍCULOS NAS FAIXAS DE TRÁFEGO PARA FLUXO ENGARRAFADO	72
TABELA 4-13: ESFORÇOS EXTRAPOLADOS PARA TRÁFEGO ENGARRAFADO	77
TABELA 4-14: CONFIGURAÇÃO DE ESFORÇOS MÁXIMOS DURANTE PERÍODO DE SIMULAÇÃO DO TRÁFEGO ENGARRAFADO	78
TABELA 4-15: COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS PARA PONTES COM CINCO LONGARINAS EM FLUXO LIVRE E ENGARRAFADO.....	80

1. INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

Devido ao desenvolvimento do tráfego no Brasil, as configurações dos veículos que circulam em nossas rodovias tiveram importantes alterações. É possível destacar o aumento do volume de tráfego, a modernização dos veículos que permitiu um acréscimo de peso das cargas e velocidade, além da introdução dos chamados CVCs (Combinação de veículos de carga) que foram autorizados a trafegar com cargas de até 740 kN. Porém, apesar de todas as mudanças no tráfego, o modelo de cargas móveis da norma brasileira NBR7188 (ABNT, 2013), referente ao assunto, pouco se alterou, mantendo grande parte das características de versões anteriores, desde a década de 1960. No passado, a manutenção da configuração dos modelos de cargas móveis utilizados pela norma brasileira se mostrou conveniente, tendo em vista o uso por parte dos projetistas de métodos de cálculo dos esforços já consagrados, como por exemplo, a tabela de RÜSCH (PFEIL, 1985). Porém, é preciso verificar se os efeitos desses modelos sobre as pontes representam os efeitos extremos esperados do tráfego real de veículos nas rodovias brasileiras.

A avaliação destes efeitos é realizada por análises de tráfego que podem considerar três situações de fluxo: livre, engarrafado ou misto. Segundo O'CONNOR e O'BRIEN (2005) os máximos esforços em pontes com vãos inferiores a 30m são gerados em situação de tráfego livre. A medida em que os vãos aumentam, as situações críticas tendem a ocorrer devido ao tráfego misto ou engarrafado. Isso se dá, pelo fato de que, em pontes de menores vãos, os caminhões muitas vezes não chegam a carregar as estruturas com todos os eixos, tornando mais difícil a ocorrência de mais de um caminhão por faixa. Portanto, os esforços devidos ao tráfego livre, onde estão incluídos os efeitos dinâmicos, superam os de demais tipos de fluxo. Por outro lado, para maiores vãos, o preenchimento do tabuleiro nos casos de tráfego engarrafado ou misto geram esforços maiores do que o de um caminhão passando pela ponte, mesmo com a inclusão dos efeitos dinâmicos.

Estruturas cada vez mais esbeltas, a degradação das vias e falta de manutenção adequada geram outra discussão, referente à análise dinâmica das rodovias. A norma NBR7188 (ABNT, 2013) utiliza um coeficiente, chamado CIV – Coeficiente de Impacto Vertical. Este coeficiente é função apenas do comprimento do vão, tendo valor máximo igual a 1,35. O mesmo pode ser considerado em pontes com vãos de até 200m. Além do

CIV a norma recomenda a adoção de outro coeficiente, denominado CIA (Coeficiente de Impacto Adicional), que deve ser aplicado em regiões próximas de juntas estruturais e extremidades das obras. A partir de estudos anteriores, é possível perceber que o valor de amplificação dinâmica em pontes rodoviárias não está ligado somente ao vão das mesmas. Ele está relacionado a um extenso número de parâmetros incluindo as condições das vias, velocidade dos veículos, tipo de fluxo entre outros (MELO, 2007).

1.2. CENÁRIO DA PESQUISA SOBRE MODELOS DE CARGAS MÓVEIS NO BRASIL E NO MUNDO

No cenário internacional, destaca-se a pesquisa de VROUWENVELDER e WARTS (1993) com objetivo de desenvolver modelos de carga a partir de base de dados do tráfego das rodovias holandesas. As análises foram realizadas para condições estáticas e dinâmicas com foco nos Estados Limites Últimos, de Serviço e de Fadiga. Os dados foram simulados pela técnica de Monte Carlo para períodos curtos de até 30 dias.

Em BAILEY e BEZ (2000) foram realizados estudos paramétricos do efeito do tráfego para pontes de vãos entre 30 e 100m. Os esforços atuantes nas pontes são obtidos a partir da simulação de tráfego, baseado em funções probabilidade de variáveis como distância entre veículos, peso dos eixos e geometria, originados de base de dados de tráfego locais. Os autores analisaram veículos passando em condição de congestionamento com velocidades de 2 a 70 km/h e tráfego livre com volume igual a 500, 1000 e 2000 veículos por hora. Para tráfego engarrafado, as distâncias entre os veículos foram representadas por uma função Lognormal de probabilidade, variando em função da velocidade dos veículos. Foram propostos modelos de distribuição para representar os máximos efeitos do tráfego e parâmetros variando em função da velocidade, volume de tráfego e vão.

Em NOWAK (1995), CALGARO (1998) e PRAT(2001), foram apresentados os processos e métodos utilizados na determinação dos modelos de carga móvel do Eurocode 1. Os dados de tráfego utilizados foram coletados em diversas rodovias europeias entre os anos de 1986 e 1987. Porém, a maior parte da calibração se baseou nos dados coletados na rodovia A6 na França por se tratar de uma importante rota internacional com tráfego bastante pesado. Os modelos foram obtidos de forma a representar os efeitos do tráfego

para grande variedade de superfícies de influência. Os esforços-alvo foram determinados a partir da extrapolação dos efeitos do tráfego nas pontes, pelo ajuste de distribuição dos extremos à cauda de máximos pela fórmula de Rice. O período de retorno adotado nas análises foi de 1000 anos. Avaliou-se o tráfego em situações de engarrafamento, livre e misto. A amplificação dinâmica foi incorporada aos valores de esforços-alvo, a partir de Fatores de Amplificação Dinâmica (FADs) calculados para cada caso, devido à interação veículo-pavimento-estrutura gerada pela rugosidade do pavimento. Em pontes com vão menores de 15m, adotou-se ainda irregularidade local representada por ressalto de 30mm. Como resultado desses estudos, foram propostos modelos de carga móveis denominados LM1 e LM2, que serão apresentados a frente.

Dentre as pesquisas que se destacam, no âmbito das cargas móveis aplicadas às pontes e viadutos brasileiros, pode-se citar o trabalho de El DEBS *et al.* (2002) que realizou uma verificação da consequência do tráfego das CVCs na rede viária do DER-SP. Foram comparados os esforços solicitantes obtidos pela utilização dos trens tipos da norma brasileira vigente e os esforços teóricos gerados pela passagem dos CVCs.

Devido ao vasto número de variações dos CVCs, o estudo se limitou em verificar os casos mais críticos. Os veículos analisados foram: rodotrem de 74 t com 19,80 m (RT 74/20); rodotrem de 74 t com 25,00 m (RT 74/25); e bi-trem de 74 t com 24,90 m (BT 74/ 25), além de um caminhão basculante de 48,5 t com 13,50 m de comprimento (BB 48/14). Os estudos concluíram que para as pontes classe 24 e 30 (norma antiga) não se recomenda o tráfego das CVCs. Para a ponte classe 45 o veículo RT 74/20 foi o único que ultrapassou as solicitações de projeto em um grande número de casos.

Em continuidade, SANTOS (2003) ampliou as análises comparativas entre os esforços solicitantes provocados pelas CVCs e pelos veículos normativos, realizando as verificações para diversas configurações de pontes, buscando tipos estruturais mais comuns. Em suas conclusões, o autor sugeriu que, para pontes classe 24 e 30 (norma antiga) não fosse permitido o tráfego das CVCs, o veículo RT74/20 fosse autorizado apenas nas rodovias com pontes classe 45 e vão inferior a 25m e as CVCs RT74/25 e BT74/25 recebam autorização para trafegar somente nas rodovias com pontes classe 36 e 45.

Com intuito de definir limites para o peso de caminhões de modo a não comprometer integridade estrutural de pontes, FERREIRA (2006) realizou uma análise

de confiabilidade para pontes em concreto armado e protendido. Foram obtidos valores de coeficiente de confiabilidade β_{alvo} , com os quais se definiu as chamadas ECPLs (Equação Comprimento-peso Limite) para o estado limite último e de serviço das pontes de classe 36 e 45, que buscam limitar os pesos dos caminhões CVCs.

A partir dos dados de pesagem na rodovia Washington Luís, LUCHI (2006) realizou uma verificação do trem-tipo de projeto de pontes e viadutos da norma a partir do tráfego real nas rodovias brasileiras. O autor avaliou os esforços solicitantes em pontes de vão entre 30 e 200m em diversas condições de congestionamento e comparou com os provenientes dos trem-tipos da norma brasileira e concluiu que, para maioria dos casos analisados, as pontes de classe 45 possuem margem de segurança considerável. Como a condição de tráfego avaliada foi a de congestionamento, o autor não incluiu em suas análises, a amplificação dinâmica.

Na COPPE/UFRJ a busca pelo ajuste de modelos de carga móveis ao tráfego real brasileiro teve início com o trabalho de ROSSIGALI (2006). O autor gerou uma base reduzida de dados de veículos reais, a partir de valores oriundos de postos de medição do DNIT. Esta base foi utilizada na determinação de esforços solicitantes críticos em estruturas típicas da malha rodoviária brasileira sujeitas à passagem de veículos isolados. O autor concluiu que, para alguns casos, os esforços obtidos pelo tráfego real podem superar aqueles devido a um veículo-tipo de classe 36. Para os de classe 45 o mesmo não ocorreu. As análises foram realizadas para passagem de um único veículo pela ponte. Apesar da menor probabilidade de ocorrência, o autor destaca que a situação em que os veículos se cruzam na obra de arte poderiam gerar solicitações que ultrapassem os valores de projeto. Os fatores de amplificação utilizados no cálculo dos esforços-alvo, neste caso, foram os adotados pela norma brasileira NBR7187/2003.

Associado aos dados de tráfego de postos de medição do DNIT, dados do CETRAN (CE-05), Autoban, 2008 (AB-08) e 2011 (AB-11) na Rodovia dos Bandeirantes, Ecovia (EC-08) na BR 277 (PR) foram utilizados por ROSSIGALI (2013) para constituir uma base de dados híbrida denominada H-2013. A partir desta, o autor realizou uma simulação de tráfego livre utilizando uma ferramenta computacional denominada “Simulador de Tráfego para Pontes em Grelha” (STPG) que gera também os esforços estáticos devido à passagem dos mesmos.

O estudo deu foco ao tráfego livre de veículos em pontes em grelha com duas longarinas de concreto armado em vãos entre 10 a 40m. Com os histogramas de esforços críticos nestas pontes foi realizada a extrapolação a um período de retorno de 10 e 100 anos, variando conforme o cenário de tráfego adotado. Os FADs foram determinados pela análise dinâmica da interação veículo-pavimento-estrutura, considerando pavimento regular e ressalto de 30mm na extremidade da ponte. Os valores de esforços-alvo foram então determinados, multiplicando os FADs aos respectivos esforços estáticos extrapolados.

O autor propôs modelos de cargas móveis, com auxílio da ferramenta computacional denominada BMCMov (ROSSIGALI, 2013), que busca via exaustão o modelo de carga pré-definido que melhor representa os esforços-alvo nas pontes analisadas. Considerando configurações que possuíam tanto cargas concentradas quanto distribuídas, foram propostos dois modelos de carga, ambos com dois eixos (quatro rodas) e carga distribuída de 2kN/m². O primeiro possui apenas 1 veículo de carga total igual a 850 kN. O modelo 2 é constituído por três veículos, com pesos de 600 kN na faixa 1 e 200kN nas demais faixas.

Para a análise da interação dinâmica veículo-pavimento-estrutura foi desenvolvido na COPPE/UFRJ o programa IVPE em versões progressivas (MELO, 2007; ROSSIGALI, 2013; ARAUJO, 2014; MOTA, 2017). A formulação utiliza um modelo simplificado unifilar com elementos de barra alinhados, construído a partir de formas modais de vibração de flexão vertical e torção, de um modelo de grelha tridimensional da ponte e um modelo de molas e amortecedores associados para veículo do tipo 3C (três eixos rígidos). Em seu trabalho, ROSSIGALI (2013) adotou o modelo tradicional de grelha plana para construir o modelo unifilar da estrutura. Entretanto, ARAUJO (2014) concluiu que este modelo de grelha deve ser ajustado e calibrado a partir do modelo de casca para a obtenção de resultados do IVPE coerentes com os experimentais e com o programa CONTROL_IVE (SANTOS, 2013). A nova modelagem conduz a estruturas mais rígidas do que as do modelo tradicional de grelha plana, o que influencia as análises estáticas e dinâmicas.

MOTA (2017) realizou este ajuste e propôs novos valores de FADs para as pontes com duas longarinas analisadas em ROSSIGALI (2013). O autor gerou uma base de dados de veículos 3C estaticamente equivalentes aos veículos que geraram os máximos

esforços nas pontes analisadas. A utilização dos veículos equivalentes 3C se explica pelo fato de o programa se encontrar validado experimentalmente para este tipo de veículo. Os FADs foram calculados com base nos valores de deslocamento, esforço cortante e momento fletor, para velocidade do veículo variando entre 20 e 120km/h. O autor concluiu que, apesar de apresentar valores diferentes entre si nos distintos pontos, o FAD máximo para uma mesma estrutura e mesmo veículo, calculado pelos valores de deslocamento e esforços são próximos.

1.3. OBJETIVOS E METODOLOGIA

Dentro deste contexto, o presente trabalho dá continuidade à linha de pesquisa da COPPE-UFRJ que busca propor modelos de cargas móveis com o tráfego real dos veículos nas rodovias brasileiras. Os objetivos são os seguintes:

- propor novos modelos de carga móvel por meio da metodologia desenvolvida por ROSSIGALI (2013) utilizando nova modelagem estrutural (modelo 3D de grelha ajustado a modelo de casca) aplicada a pontes com duas longarinas com vãos entre 10 e 40m sob tráfego livre e realizando a análise de interação veículo-pavimento-estrutura com o conceito de veículo 3C equivalente;
- analisar pontes com vãos entre 30 e 50m (de cinco longarinas) sujeitas a tráfego livre e engarrafado, comparando os resultados e verificar a adequação dos modelos propostos a esta nova faixa de vãos.

As análises são feitas a partir da base de dados de tráfego híbrida H-2013 (ROSSIGALI, 2013). O programa computacional denominado “Simulador de Tráfego para Pontes em Grelha” (STPG), desenvolvido por ROSSIGALI (2013), é utilizado na análise de tráfego livre, aplicado a vãos entre 10 e 40m. Como forma de compatibilizar o modelo de grelha utilizado nas análises, o programa STPG foi implementado, de modo a considerar no cálculo dos esforços, o modelo de grelha ajustado ao modelo de casca da estrutura.

A análise dinâmica da interação veículo-pavimento-estrutura é feita pelo programa IVPE v5, que utiliza um modelo simplificado unifilar, construído a partir de formas modais de vibração de flexão vertical e torção. Estes modos são obtidos pelo modelo de grelha tridimensional ajustado da estrutura (MOTA, 2017). Utiliza-se nas

análises veículos equivalentes 3C, que buscam representar os veículos que geram os máximos esforços nas estruturas. A adoção destes veículos é avaliada, comparando os valores de frequência natural do veículo original com o veículo equivalente. A busca por modelos de cargas móveis é realizada pela ferramenta denominada BMC Mov – “Buscador de Modelos de Cargas Móveis”, desenvolvida por ROSSIGALI (2013).

Para pontes com cinco longarinas e vão entre 30 e 50m utiliza-se o programa implementado STPG-5L nas análises de tráfego livre e engarrafado, de forma a se verificar a condição de tráfego crítica em função do vão das estruturas. Por fim, os modelos propostos para as pontes com duas longarinas são avaliados nas estruturas com cinco, de modo a analisar a adequação dos modelos a diferentes concepções estruturais.

1.4. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

No capítulo 2 é apresentada a metodologia para o desenvolvimento de modelos de cargas móveis, desenvolvida em ROSSIGALI (2013) para tráfego em fluxo livre.

No capítulo 3, com base na metodologia apresentada no capítulo anterior, determinam-se os valores de esforços-alvo, para pontes de duas longarinas. Descreve-se a implementação realizada no programa STPG para consideração dos modelos de grelha ajustados da estrutura. A possibilidade de utilização dos veículos 3C equivalentes na determinação dos FADs é verificada e por fim, propõe-se dois modelos de carga móvel com base nos esforço-alvos.

No capítulo 4, analisam-se pontes com cinco longarinas e vãos entre 30 e 50m submetidas ao tráfego livre e engarrafado. Os esforços característicos do tráfego nas duas condições são comparados assim como os esforços obtidos por modelos de carga móvel da norma brasileira e europeia.

No capítulo 5 apresentam-se as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

1.5. NORMAS PARA CARGAS MÓVEIS DE PONTES RODOVIÁRIAS

Dentre as normas utilizadas para projetos de pontes rodoviárias, serão apresentadas de maneira resumida neste trabalho os modelos da norma europeia e a norma brasileira.

1.5.1. Eurocódigo 1 (2003)

A norma europeia que define os modelos de cargas móveis usados em pontes ferroviárias, rodoviárias e passarelas é denominada *Eurocode 1: Part 2: Traffic loads on bridges*, vigorando desde 2003, é utilizada pela maioria dos países europeus. Para pontes rodoviárias, o Eurocódigo 1 define quatro modelos de carga, sendo os 3 primeiros utilizados para situações definitivas e temporárias e o quarto modelo apenas aplicado em situações provisórias. Os efeitos dinâmicos já estão incluídos na consideração dos modelos.

Para a obtenção da carga de projeto é necessário definir inicialmente o número de faixas de tráfego e a largura das mesmas. O cálculo está apresentado na Tabela 1-1. O número de faixas carregadas e a posição devem ser analisados de forma a gerar a situação mais desfavorável possível. As faixas são numeradas da que gera maiores efeitos (faixa 1) para menores.

Tabela 1-1: Largura e número de faixas de projeto (EUROCODE 1, 2003)

Largura do tabuleiro (m)	Nº de faixas de projeto (n)	Largura da faixa de tráfego (m)	Largura da área remanescente(m)
$w < 5,4$	1	3,0	w-3
$5,4 \leq w < 6$	2	w/2	0
$w \geq 6$	$\text{int}(w/3)$	3,0m	w-3·n

O modelo de carga 1 (LM1) é utilizado para o caso de tráfego fluido e congestionado com alta porcentagem de caminhões pesados. É composto de uma carga uniformemente distribuída de 9kN/m² na faixa 1 e 2,5kN/m² nas demais faixas incluindo a área remanescente. Sobreposto à carga distribuída são aplicadas cargas referentes a eixo tandem duplo nas três primeiras faixas (ver Figura 1-1). Os valores das cargas nos eixos são respectivamente 300, 200 e 100kN nas faixas 1, 2 e 3. A distância longitudinal entre os eixos é de 1,20m. Utilizam-se ainda, fatores (α) que dependem da classe de tráfego e estão disponíveis nos anexos nacionais.

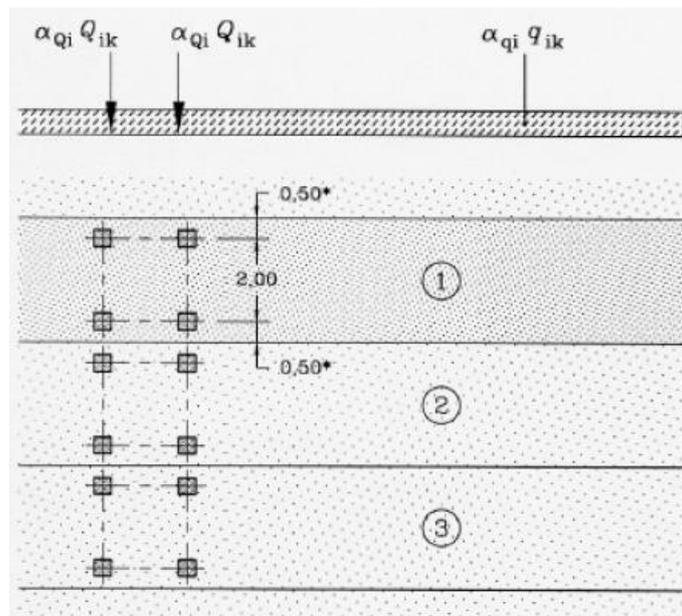


Figura 1-1: Modelo de carga 1 (EUROCODE 1, 2003)

O modelo de carga 2 representa a carga de um eixo simples aplicado em qualquer posição do tabuleiro. O valor da carga do eixo é igual a 400kN, porém pode-se utilizar o valor de apenas uma roda (200kN) quando relevante. A área de contato dos pneus é retangular com dimensões de 35 e 60cm.

O modelo de carga 3 representa uma combinação de cargas de eixos de veículos especiais. É utilizado quando se prevê a passagem de tais veículos pela estrutura. Já o modelo de carga 4 representa uma carga de multidão uniformemente distribuída de 5kN/m² e é utilizado exclusivamente para verificações globais em situações transitórias.

1.5.2. Norma brasileira

A primeira norma brasileira referente ao assunto surgiu em 1940, chamada NB-1. Em 1943, na já então NB-6, constava modelo de carga móvel baseado na antiga norma alemã DIN 1072. Após passar por algumas alterações, em 1984 foi publicada a então denominada NBR7188, que substituía os veículos das classes 24 e 30 pelos da classe 30 (300kN) e 45 (450kN), além de manter a classe 12. Por fim, em 2013, após uma nova atualização, os veículos de classe 12 e 30 foram extintos, mantendo-se os veículos de classe 45 (TB-450) e de classe 24 (TB-240).

O modelo de carga móvel rodoviário padrão TB-450 é definida por um veículo de 450kN, com seis rodas, três eixos afastados entre si em 1,5m e área de ocupação de 18m², circundada por uma carga uniforme constante de $p = 5,0kN/m^2$. O veículo TB-240

possui a mesma configuração do anterior, porém a carga é igual a 240kN ($P = 40kN$ por roda) e a carga uniformemente distribuída é de $p = 4kN/m^2$. A carga móvel assume qualquer posição na pista rodoviária, sendo disposta no local que gere a situação mais desfavorável. A Figura 1-2 mostra a configuração das cargas estáticas.

A consideração da parcela dinâmica é feita a partir de um coeficiente de impacto vertical (CIV) que deve ser utilizado para as cargas do eixo e de multidão. O valor do CIV é:

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

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{liv+50} \right), \text{ para vãos entre } 10 \text{ e } 200 \text{ m} \quad (1-2)$$

onde $liv.$ é o vão livre em metros e seu valor depende do tipo estrutural da ponte.

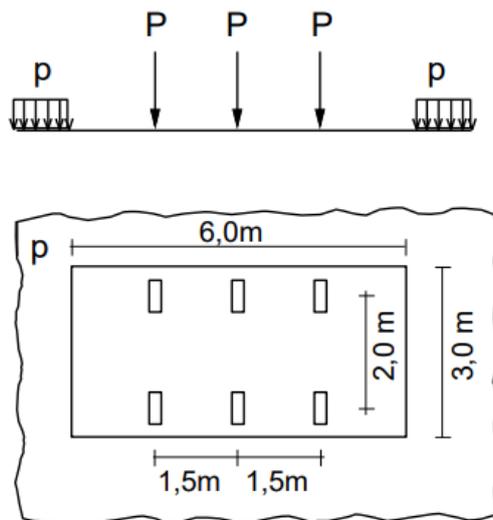


Figura 1-2: Modelo de carga móvel da norma brasileira (ABNT, 2014)

Para vãos com mais que 200m a norma prevê estudo específico para a consideração da amplificação dinâmica. Além do CIV são adotados mais dois coeficientes, um referente ao número de faixas (CNF) e outro de impacto adicional (CIA) que deve ser aplicado em regiões de juntas estruturais e extremidades de obras.

1.6. RESUMO DAS CONFIGURAÇÕES DE VEÍCULOS QUE CIRCULAM NAS RODOVIAS BRASILEIRAS

Os veículos podem ser compostos por diferentes tipos de eixos classificados usualmente como simples e tandem. Os eixos simples são compostos por duas (eixo simples de roda simples) ou quatro rodas (eixo simples de roda dupla) presentes em um único plano transversal com apoio individual ao chassi. Os eixos em tandem são conjuntos de dois (tandem duplo) ou três eixos (tandem triplo) ligados a um único sistema de suspensão com dispositivo que distribui as cargas igualmente entre eles (balancim).

Em relação à configuração dos veículos, estes podem ser classificados em simples (ou monolíticos), quando constituídos por apenas uma parte e composto quando possui unidade tratora ligada a uma ou mais partes. Os veículos compostos podem ser divididos ainda em função do tipo de ligação entre suas partes. De maneira geral, existem dois tipos: semirreboque e reboque. No primeiro a ligação é articulada, realizada por pino-rei e as partes se apoiam umas nas outras. Já no segundo, a ligação é feita por barras de tração ligada ao eixo.

De uma maneira geral, os veículos são classificados pelo DNIT (Departamento Nacional de Trânsito) como nSm , nIm , nCm . Onde n e m representam respectivamente o número de eixos do cavalo mecânico e da unidade rebocada. O código I se refere a veículos de tipo semirreboque com eixos isolados (distância maior que 2,40m), S a veículos do tipo semirreboque com eixo não isolado e C veículos do tipo plataforma. No último, caso o número m seja omitido, significa que o caminhão não possui unidade rebocada. Além disso, para diferenciar os ônibus, utiliza-se a letra O no início de seu código.

Devido ao surgimento das CVCs (Combinação de Veículos de Carga), outras nomenclaturas aparecem para classes desses tipos de veículos como nDm , nTm , nQm que representam respectivamente combinações compostas por 2, 3 e 4 articulações. A classificação e configuração de alguns dos veículos acima citados estão apresentadas na Figura 1-3.

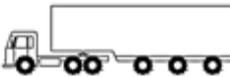
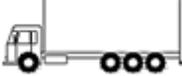
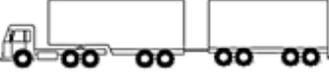
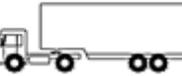
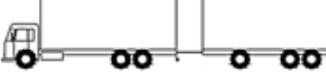
Classe	Configuração	Classe	Configuração
2C		3I3	
3C		3T4	
4C		3T6	
2S2		3M6	
2S3		3C3	
3S3		2CB	
3I2		3CB	

Figura 1-3: Nomenclatura e configuração de algumas classes de veículos (Adaptado ROSSIGALI, 2017)

A regulamentação dos limites de peso dos veículos de carga no Brasil é estabelecida pelo Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN), conforme indicado na Lei Nº9.503 de 1997. Definem-se os limites de peso por eixo, total do veículo e das dimensões transversais e longitudinais para cada configuração. Entende-se por Peso Bruto Total (PBT), para veículos monolíticos, o peso somado de todos os seus eixos e Peso Bruto Total Combinado (PBTC) a mesma definição, porém, para veículos compostos, valendo para todos os eixos das partes. Em relação ao peso máximo por eixo, o valor varia com o tipo. Para eixos simples de rodas simples, o limite é de 6,0t, para eixos simples de rodas duplas 10,0t. Para eixos duplos e triplo de rodagem dupla em tandem, os limites são de 17 e 25,5t respectivamente. O PBT de cada unidade fica limitado em 45t. Para as Combinações de Veículos de Carga o PBTC pode chegar a 74 toneladas, sendo que os limites variam conforme o tipo e o comprimento e em alguns casos se torna necessário a Autorização Especial de Trânsito.

2. METODOLOGIA PARA O DESENVOLVIMENTO DE MODELOS DE CARGAS MÓVEIS

2.1. ETAPAS

Neste trabalho, a metodologia utilizada no ajuste de modelos de cargas móveis segue a utilizada em ROSSIGALI (2013). Será analisado o efeito da passagem de veículos sobre pontes rodoviárias com vãos entre 10 e 40m em fluxo livre. Os dados de tráfego foram colhidos de diversos postos de pesagem e monitoramento de maneira a constituir uma base de dados rodoviária híbrida denominada H-2013. As etapas para proposição de modelo de carga móvel estão descritas resumidamente a seguir:

- 1) Seleção das pontes que representem a malha atual e tendência futura e seleção dos esforços críticos a serem monitorados.
- 2) Obtenção de dados de tráfego em rodovias que representem satisfatoriamente o tráfego de uma região ou país, aliado ao estudo estatístico destes dados.
- 3) Simulação de tráfego em diversas condições e obtenção dos histogramas de esforços de pico.
- 4) Extrapolação dos efeitos do tráfego real para determinado período de retorno, de forma a se obter os esforços característicos.
- 5) Avaliação da parcela de amplificação dinâmica nas estruturas devido ao tráfego real.
- 6) Determinação dos esforços-alvo nas estruturas, incluindo aos esforços característicos valores de amplificação dinâmica.
- 7) Busca por modelos de carga móvel que melhor representem os esforços-alvo obtidos nas análises de tráfego.

Para determinação de modelos de carga que substituiriam o atual presente na norma brasileira NBR7188 (2013) seria ainda necessária uma etapa final que busque ajustar coeficientes de segurança com base em uma análise de confiabilidade, de modo a garantir margem de segurança uniforme em todas as estruturas analisadas. Esta etapa não está contemplada neste trabalho. Além disto, devido a constante atualização do tráfego nas rodovias, torna-se importante uma etapa recorrente de recalibração e verificação dos modelos e coeficientes a novos dados de tráfego.

2.2. BASE DE DADOS DE VEÍCULOS H-2013 (ROSSIGALI, 2013)

A base de dados de tráfego utilizada neste trabalho foi desenvolvida por ROSSIGALI (2013), obtida através de quatro postos de pesagem, sendo eles: dados do DNIT, CENTRAN, AutoBan e Ecovia. Todos os dados desses postos foram trabalhados estatisticamente de forma a se obter uma base de dados híbrida que representasse de forma realística o tráfego nas rodovias brasileiras. Esse artifício foi utilizado devido ao fato de nenhuma das bases utilizadas contemplarem todas as variáveis requeridas para análise de tráfego. Como os dados estatísticos contém certa semelhança entre si, a utilização da base híbrida não acarreta grandes erros.

2.2.1. Composição de tráfego

Os dados da Autoban (2011) foram tomados como referência por ROSSIGALI (2013) por serem mais recentes e representarem bem o tráfego de veículos pesados atual brasileiro. Dentre as informações que não estão abrangidas pode-se citar registros de ônibus e dados referentes à distância entre eixos. Além disto, a classificação interna dos veículos pesados não diferencia classes como os semirreboques 2I1, 2I2, 3I1 e 3I2, veículos com mais de 8 eixos, duplicação dos veículos 3D4.

Para completar os dados acima citados, as demais bases foram utilizadas, sendo adotados para duplicação dos veículos, distância entre eixos e registros de ônibus dados do CENTRAN, AutoBan (2008) e Ecovia. Devido à presença em alguns veículos de mais de uma moda na distância entre eixos, optou-se por separar as classes 2S3 e 3S3 nos tipos longos (L) e curtos (C). Este artifício ajuda a contornar a presença de correlações entre a distância entre eixos e outras variáveis de tráfego. Por fim, foram excluídos veículos de baixa frequência relativa, como forma de se obter uma base de dados reduzida. O histograma de frequência relativa final contempla 29 configurações de veículos comerciais, conforme apresentado na Figura 2-1.

As variáveis gerais necessárias para realização da simulação de tráfego livre, além da distribuição de frequência relativa são: velocidade e tempo entre os veículos, peso total e dos eixos, distância longitudinal entre os eixos, comprimentos dos para-choques dianteiro e traseiro e dimensões transversais (bitola e largura total). Essas variáveis podem ser consideradas nas análises como variáveis aleatórias (contínuas e discretas), determinísticas ou correlações com outras variáveis dadas por curvas de regressões.

No caso de variáveis aleatórias, foram ajustadas curvas de distribuição que representassem da melhor forma os histogramas de frequências relativas dos valores registrados. Considerou-se 18 modelos de distribuição possíveis, com no máximo três modas. A busca pelo melhor modelo é realizada a partir de critérios de semelhança de ordenadas e testes de aderência (chi-quadrado e Kolmogorov-Smirnov) baseados em fatores de importância para cada critério (PFEIL *et al.*, 2011).

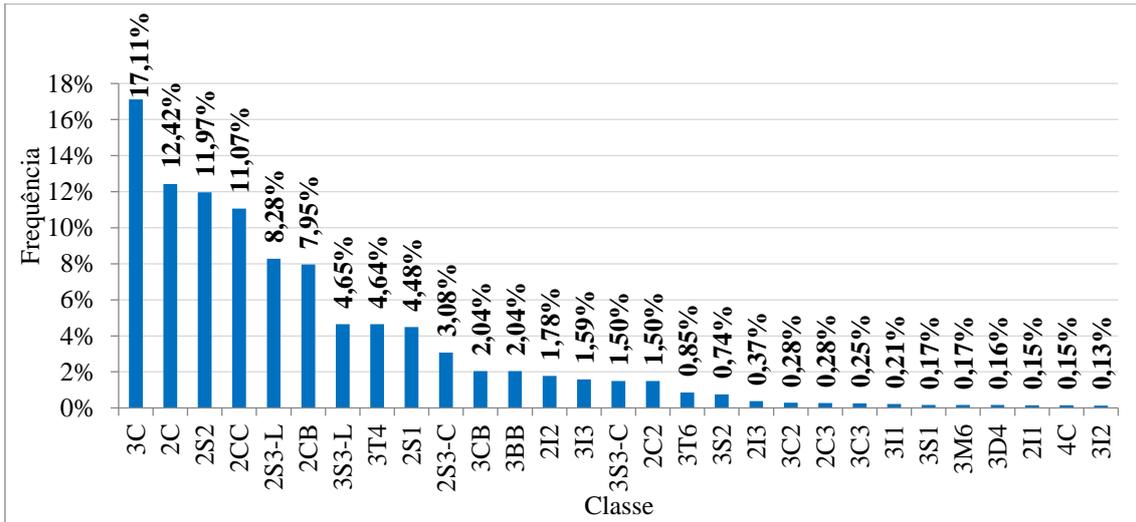


Figura 2-1: Distribuição adotada para as frequências relativas das classes de veículos (ROSSIGALI, 2013)

2.2.2. Velocidade dos veículos

A única base de dados que contempla dados referentes às velocidades dos veículos é a do DNIT. Esta base possui dados de 100 postos de monitoramento espalhados por toda malha rodoviária brasileira. Por apresentar um grande volume de dados, adotou-se como referência o posto P51, localizado na rodovia BR101, na cidade de Pedro Canário (ES). Obteve-se, portanto, a distribuição das velocidades para três classes de veículos comerciais: os caminhões, ônibus e semirreboques, mostradas na Figura 2-2.

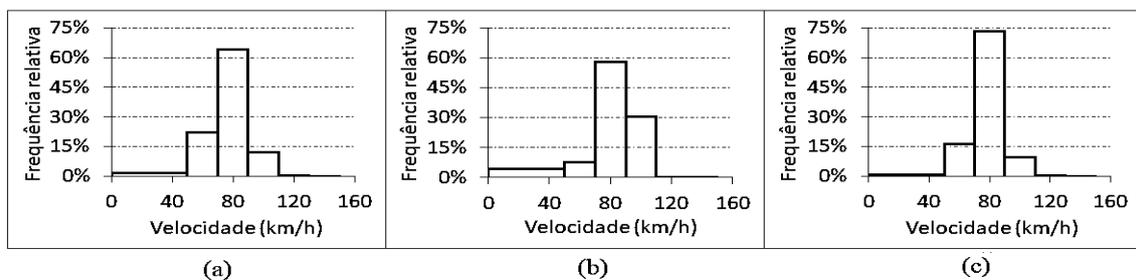


Figura 2-2: Histogramas de velocidade no posto P51 do DNIT: (a) caminhões ($X = 77,1$ km/h; $s = 13,5$ km/h); (b) ônibus ($X = 82,4$ km/h; $s = 16,4$ km/h); (c) semirreboques ($X = 78,3$ km/h; $s = 11,2$ km/h) (ROSSIGALI, 2013)

2.2.3. Pesos totais e por eixo dos veículos

O peso total para cada classe de veículo é considerado como variável aleatória representada por distribuições contínuas de probabilidades ajustada para cada classe de veículo. Os dados foram obtidos da base de dados AutoBan (AB-11), porém, em alguns casos foram utilizados dados da AB-08 como para as classes 2S3, 3S3, 2I2, 3T6, 3M6, 3I2, 2I1 e 3I1. Além disso, utilizaram-se dados do DNIT para determinação das distribuições de peso para as classes 2CB, 3BB e 3CB por ser a única a fornecer informações destes veículos. A Figura 2-3 mostra a distribuição de frequência cumulativa do peso total para o veículo 3C.

As cargas dos grupos de eixos foram determinadas a partir dos valores de peso total, obtidos através de curvas de regressão por mínimos quadrados. Por apresentarem na maioria dos casos comportamento linear, a equação é do tipo $f(x) = ax + b$, de modo a serem obtidos os coeficientes de correlação para cada grupo.

Os limites máximos para peso por eixo foram obtidos através dos valores técnicos fornecidos pelos fabricantes e pelos máximos registrados nas medições, estando sempre com valores intermediários a estes. Já as cargas mínimas foram, de forma simplificada, baseadas apenas nas menores cargas registradas na base de dados.

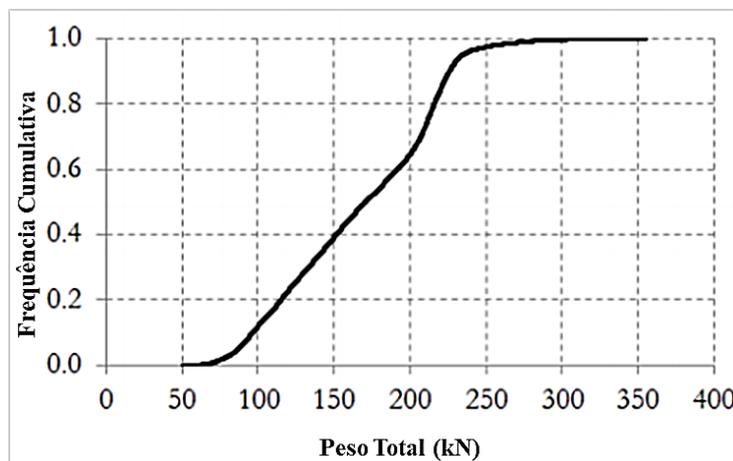


Figura 2-3: Distribuição de frequências cumulativa do peso total do veículo da classe 3C ($X=154.3$ kN; $s=44.0$ kN) (ROSSIGALI *et al.*, 2011)

2.2.4. Dimensões longitudinais e transversais dos veículos

A maioria das distâncias longitudinais entre eixos foi representada como variável aleatória, obtida por distribuição de probabilidade. Porém, em alguns casos, foram consideradas determinísticas, já que apresentaram coeficiente de variação muito baixo.

Esses valores foram adotados a partir dos dados registrados e em alguns casos, baseados em informações técnicas de fabricantes. Além de algumas distâncias entre eixos, as distâncias do balanço dianteiro e traseiro de todas as classes foram consideradas variáveis determinísticas. Os limites para as distâncias longitudinais são obtidos pelos extremos registrados nas bases de dados e especificações dos fabricantes. Considerou-se inclusive, o caso em que o veículo trafega com um de seus eixos levantados.

As bitolas dos eixos dos veículos, distância entre o centro dos pneus, para eixos simples e entre o ponto médio dos pares dos pneus para eixos duplos, foram consideradas variáveis determinísticas, com valores variando de 1,65 m (para o veículo 2CC) a 2,10 (para eixo traseiro do veículo 3CB e 3BB)

2.3. ESTRUTURAS ANALISADAS E ESFORÇOS CRÍTICOS

As pontes analisadas na busca de modelos de cargas móveis são construídas em concreto armado, seção do tipo π , com duas longarinas. Foram avaliados três tipos estruturais: biapoiadas, contínua de dois vãos e em balanço. Adotou-se quatro valores de vãos: 10, 20, 30 e 40m para os dois primeiros e vãos em balanço de 2,5; 5,0; 7,5 e 10m, num total de 12 pontes avaliadas.

A seção transversal das pontes é baseada nas recomendações atuais do DNER com largura total de 13,0 m e longarinas espaçadas de 7,5m. A espessura da laje é de 25cm e existe barreiras laterais nas extremidades com largura de 40cm, proporcionando uma largura útil para tráfego de 12,20m, como mostra a Figura 2-4.

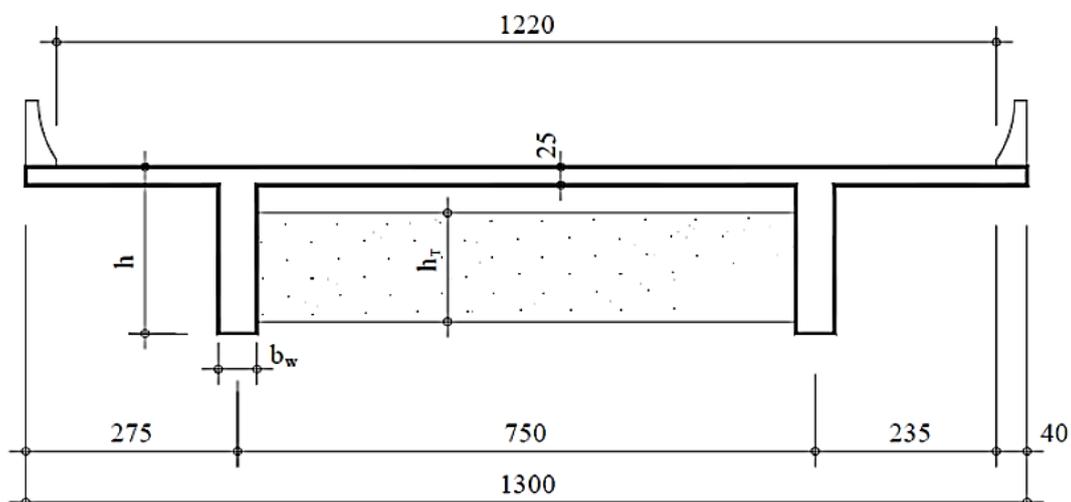


Figura 2-4: Seção transversal das pontes de duas longarinas

Para cada ponte foram adotados valores para as seções transversais das longarinas e transversinas. O número de transversinas intermediárias é igual a dois para pontes de vão igual a 10 e 20m e três para pontes com vão de 30 e 40m. Para as pontes em balanço, uma transversina intermediária para os vãos de 2,5 a 7,5m e duas para de vão igual a 10m. As transversinas são consideradas desligadas da laje e espaçadas uniformemente.

As seções transversais das longarinas e transversinas estão apresentadas na Tabela 2-1 e exemplificadas na Figura 2-5. O concreto utilizado possui $f_{ck} = 25MPa$, com módulo de elasticidade secante calculado com base na recomendação da NBR6118/2014 igual a $E_{cs} = 23,8 GPa$ e coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$. A taxa de amortecimento adotada nas análises dinâmicas é igual a 2,5% para o primeiro modo de vibração. Para os demais modos será considerado valores proporcionais à massa e rigidez (CLOUGH e PENZIEN, 2003).

Para a análise estática das pontes em questão, as mesmas foram modeladas a partir de elementos de barra para representar as longarinas e transversinas. Para as longarinas, foi considerada a contribuição das lajes na resistência da estrutura. A largura efetiva da seção T é calculada conforme recomendação da NBR6118/2014, e seus valores estão apresentados na Tabela 2-2, assim como a nomenclatura e esforços críticos analisados para cada uma das estruturas.

Tabela 2-1: Dimensões dos elementos estruturais em estudo (MOTA, 2017)

Elemento Estrutural	Dimen.	Viga Biapoiada (m)				Contínua (m)				Balanço (m)			
		10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40
Longarina	h	1,00	2,00	3,00	3,50	0,90	1,80	2,50	3,00	0,90	1,80	2,50	3,00
	b_w	0,35	0,40	0,45	0,50	0,35	0,40	0,45	0,50	0,35	0,40	0,45	0,50
Transversina	h_t	0,80	1,60	2,40	2,80	0,70	1,40	2,00	2,40	0,70	1,40	2,00	2,40
	b_t	0,30	0,35	0,40	0,45	0,30	0,35	0,40	0,45	0,30	0,35	0,40	0,45

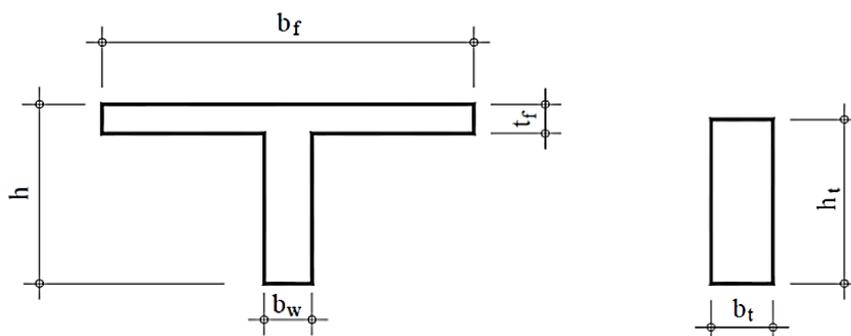
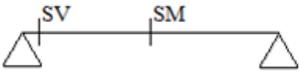
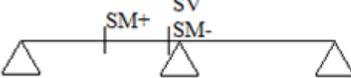


Figura 2-5: Seção transversal das longarinas e transversinas para modelo de grelha (MOTA, 2017)

Tabela 2-2: Largura efetiva adotada para às longarinas no modelo de grelha

Tipo	Esforços Críticos Analisados	Nomenc.	Vão (m)	Balanço (m)	Larg. Efetiva (m)
Biapoiada		LB-10	10,0	-	2,35
		LB-20	20,0	-	4,40
		LB-30	30,0	-	5,95
		LB-40	40,0	-	6,50
Contínua		LC-10	10,0	-	1,85
		LC-20	20,0	-	3,40
		LC-30	30,0	-	4,95
		LC-40	40,0	-	6,00
Balanço		LE-2,5	10,0	2,5	1,35
		LE-5	20,0	5,0	2,40
		LE-7,5	30,0	7,5	3,45
		LE-10	40,0	10,0	4,50

2.4. DESCRIÇÃO DA FERRAMENTA DE SIMULAÇÃO DE TRÁFEGO (STPG)

O programa utilizado neste trabalho para obter os esforços nas pontes devido ao tráfego chama-se “Simulador de Tráfego para Pontes em Grelha” – STPG desenvolvido por ROSSIGALI (2013) em linguagem FORTRAN. As análises são realizadas em duas etapas principais, a primeira na qual são gerados os dados de tráfego e as filas de veículos e a segunda etapa dedicada a análise estrutural (estática) devido à passagem dos veículos ao longo do tempo, baseado nas superfícies de influência geradas pelo programa.

2.4.1. Dados de tráfego

Para a simulação do tráfego livre a partir da ferramenta STPG, ROSSIGALI (2013) definiu alguns parâmetros como volume médio diário, divisão entre as faixas de tráfego e disposição transversal dos veículos. O volume médio diário (VMD) foi estimado com base nas medições no posto AB-11 igual a 7019 veículos comerciais/dia. A divisão desse volume entre as faixas de tráfego foi baseada em valores da literatura, conforme o número de faixas por sentido, e está apresentada na Tabela 2-3. Devido a preferência dos motoristas por pistas de faixa dupla, adotou-se uma redução de 15% do volume nos casos de pista simples. Para casos com duas ou três faixas por sentido (máximo analisado), foi considerado maior volume para as faixas mais à direita (Faixa 1), já que os veículos mais pesados são orientados a trafegar por esta faixa. O dado utilizado para definir a passagem dos veículos sobre a pista, em fluxo livre, é o tempo entre eles que foi considerado uma

variável aleatória com distribuição gama, valor médio baseado no VMD e coeficiente de variação igual a 0,5.

Tabela 2-3: Proporção e número de veículos diários nas faixas (ROSSIGALI, 2013)

Nº de faixas por sentido	Item	Faixa 1	Faixa 2	Faixa 3
1	Proporção VMD	85%	-	-
	Número médio de veic/dia	5966	-	-
2	Proporção VMD	85%	15%	-
	Número médio de veic/dia	5966	1053	-
3	Proporção VMD	80%	18%	2%
	Número médio de veic/dia	5616	1263	140

Para as análises de tráfego foram definidos nove cenários diferentes, variando a posição e sentido das faixas e posição transversal dos veículos. Busca-se assim, mapear uma grande parte das possibilidades de disposição das faixas, além de prever possíveis situações excepcionais, como veículos trafegando no acostamento e rente à barreira lateral, que para verificações no Estado Limite Último, precisam ser analisadas. Considerou-se a faixa de rolamento com largura igual a 3,60m, sendo possível, para o tabuleiro em estudo, um número máximo de três faixas.

O Cenário 1 (ver Figura 2-6) compreende a situação de tráfego mais comum em tráfego livre. Trata-se de pista simples nos dois sentidos. Para determinar a posição do veículo ao longo das faixas de rolamento, ROSSIGALI (2013) ajustou uma curva de distribuição normal dos desvios transversais do veículo, que para Faixa 1, será truncada, entre os valores de -0,50m e 3,0m com média nula e desvio padrão igual a 23,4cm em relação ao centro e para Faixa 2, sentido de volta, o truncamento é realizado em -0,50 e 0,50. Por não representar situação crítica de esforço, este cenário foi utilizado apenas na ponte biapoiada com vão de 10m.

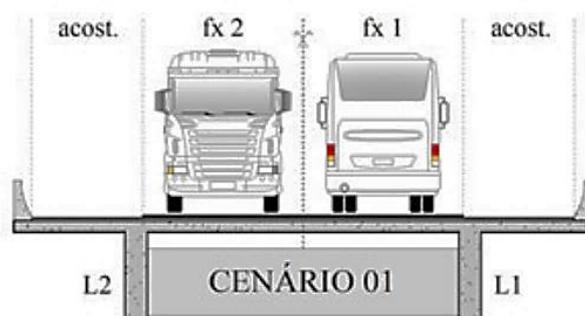


Figura 2-6: Cenários de tráfego 1 (ROSSIGALI, 2013)

Os demais cenários apresentam situações diversas, como veículos trafegando pelo acostamento e rente à barreira lateral. Foram considerados ao todo 9 cenários de tráfego, com no máximo 3 faixas de rolamento. A posição dos veículos busca sempre as piores situações de carga para a longarina 1, por isso, para todos os resultados apresentados adiante, considera-se os esforços atuantes na ponte como os obtidos para esta longarina. Nos cenários de número par, as faixas estão distribuídas de maneira convencional, a partir do centro da ponte, e o que varia é a posição dos veículos nas faixas. Já nas de número ímpar, ocorre um remanejamento das faixas, que busca caracterizar situações excepcionais de tráfego, como mostra a Figura 2-7.

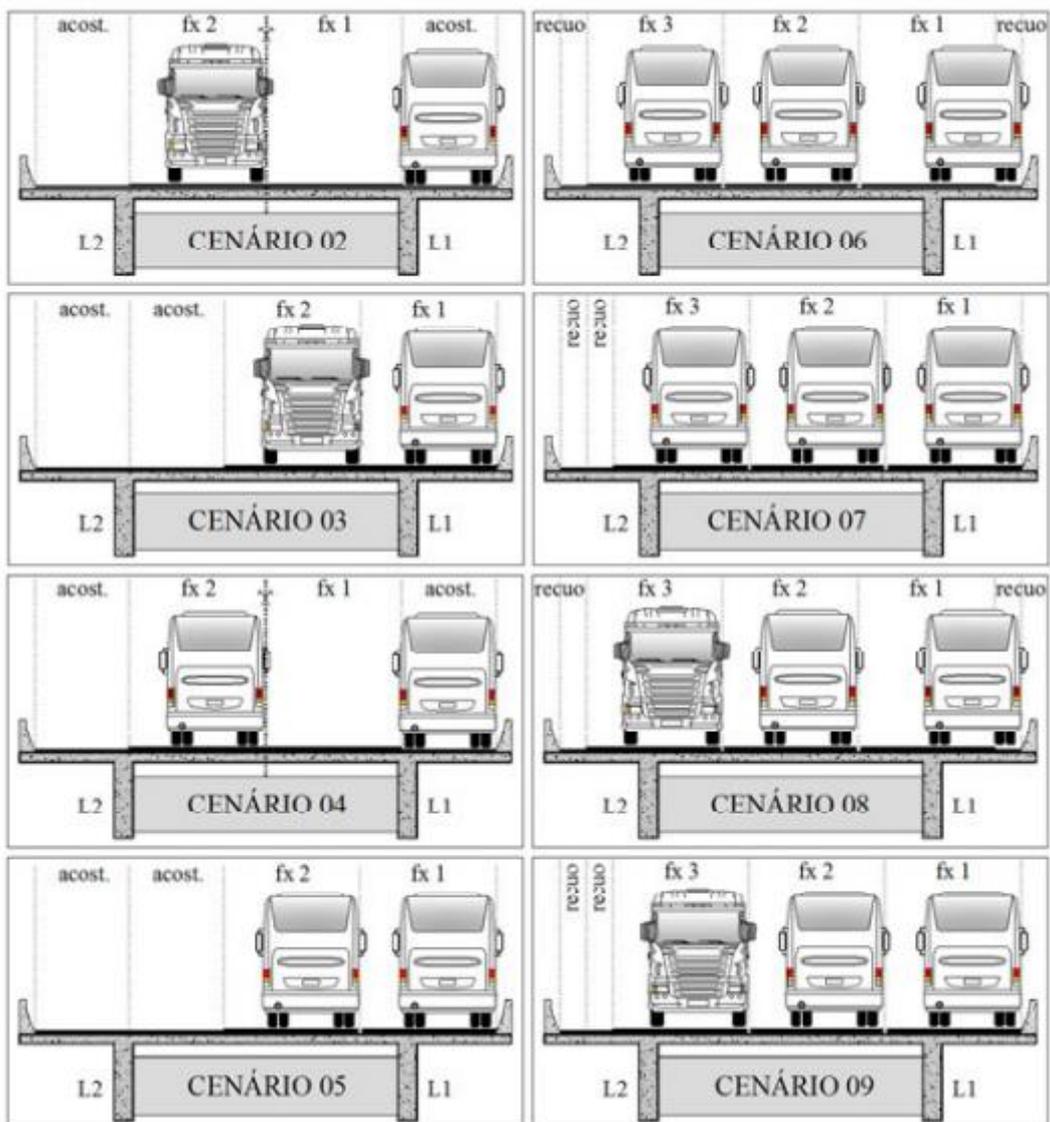


Figura 2-7: Cenários de tráfego de fluxo livre considerados para a situação de projeto (Estado Limite Último) (ROSSIGALI, 2013)

2.4.2. Geração das filas de veículos

A primeira etapa realizada pelo STPG, de geração das variáveis de tráfego, varia conforme o tipo de fluxo (livre ou engarrafado) e é realizada a partir dos dados dos veículos e considerações sobre o tráfego. As variáveis podem ser determinísticas, aleatórias discretas ou contínuas. Para as variáveis determinísticas, basta informar ao programa o valor constante. Para as aleatórias, quando discretas, informa-se o histograma de frequências e quando contínuas, os valores da média, desvio padrão e o modelo de distribuição adotado. A geração dos valores das variáveis nestes casos é realizada pela técnica de Monte Carlo.

As análises são divididas em períodos e subperíodos. Para cada subperíodo, as filas de veículos são geradas para as faixas de tráfego, conforme dados de composição, posição transversal dos veículos e posição das faixas. Define-se inicialmente o número total de veículos que irão compor as filas por faixa, essa limitação pode ser realizada de forma direta, pelo número de veículos, ou a partir do tempo total de simulação por subperíodo, por opção do usuário. São gerados, portanto, dados de veículos até que se atinja o limite estipulado por subperíodo. A partir da composição e dados de tráfego, de maneira aleatória ou determinística, define-se para cada veículo da fila a classe, posição transversal, distâncias horizontais entre eixos e para-choques dianteiro e traseiro, peso total e velocidade.

Para o caso de fluxo engarrafado é definido a distância entre os veículos e o tempo entre eles é determinado pela divisão da distância pela velocidade. Para fluxo livre, é definido diretamente o tempo entre veículos, sendo necessária a verificação da compatibilidade de forma que, o tempo entre eles seja suficiente para que não ocorra a sobreposição de veículos na mesma faixa.

2.4.3. Análise estrutural ao longo do tempo

A análise estrutural é realizada pelo programa através de análise linear estática, ou seja, sem considerar as deformações iniciais da estrutura a cada incremento de tempo. Os esforços são calculados nas seções de interesse. O modelo considera elementos de pórtico espacial, por método de elementos finitos.

Devido à pequena probabilidade de as rodas estarem posicionadas sobre algum dos nós da estrutura, torna-se necessário a decomposição das cargas concentradas dos

pneus em carregamentos equivalentes nos elementos das longarinas. O programa realiza este procedimento, transformando a carga concentrada em binários de forças concentradas, momento fletor e momento torsor.

O primeiro passo é definir entre quais nós (anterior e posterior) a carga está localizada a partir das coordenadas. Para decomposição transversal, quando a carga está posicionada ao lado de uma das longarinas, desloca-se a carga pontual para esta longarina e inclui um momento M_x devido à excentricidade da carga em relação a esta. O caso em que a carga do pneu está entre as longarinas, a decomposição transversal é feita, calculando-se o esforço equivalente cortante e momento com base nas distâncias transversais da carga pontual aos elementos das longarinas. A decomposição longitudinal é realizada, considerando os esforços de engastamento perfeito, que resultam em binários de cargas concentradas, momentos fletores e torsões. Esses valores serão posteriormente multiplicados pela ordenada da superfície de influência da estrutura para o cálculo dos esforços.

As superfícies de influência são calculadas pelo programa, a partir dos dados da estrutura informados pelo usuário, para os esforços críticos mostrados na Tabela 2-2. A matriz de rigidez utilizada na determinação das superfícies de influência pode ou não considerar deformações devido ao cisalhamento, conforme escolha do usuário.

A partir do instante em que se tenha a presença de veículo sobre a ponte inicia-se o processo de cálculo dos esforços e se dá início a um ciclo. Estes ciclos são espaços de tempo onde a ponte se manteve carregada, ou seja, os ciclos se encerram a partir dos momentos em que não exista nenhum eixo sobre a ponte. O incremento de tempo adotado é baseado no valor de incremento de deslocamento pré-determinado e a maior velocidade entre os veículos sobre a ponte. O programa registra valores máximos de esforços de cada ciclo, desde que supere um valor mínimo pré-determinado. Ao fim da simulação, com os valores de esforços registrados o programa gera histogramas dos esforços de pico, utilizados para extrapolação dos esforços.

A versão utilizada no presente trabalho utiliza as superfícies de influência calculadas a partir do modelo de grelha ajustado do modelo Casca 3D. As principais alterações realizadas no programa STPG para tal consideração serão apresentadas na seção 3.2.

2.4.4. Correlações não consideradas nas análises de tráfego

Apesar de a maioria dos dados de tráfego possuir valores aleatórios, em alguns casos, essas variáveis estão relacionadas entre si, sendo coerente, portanto, incluir tais correlações nas análises. É o que foi utilizado, por exemplo, na definição da distribuição de velocidade, que está diretamente ligada à classe do veículo. Porém, levar em conta todas as possíveis correlações torna-se extremamente dispendioso, principalmente pelo fato de as bases de dados nem sempre fornecerem informações suficientes para tais considerações. Além disso, é possível perceber que, a maioria dessas correlações, ao serem negligenciadas, não causam grandes alterações nas respostas obtidas. Podem-se citar algumas das correlações não consideradas pelo programa STPG: distâncias dos eixos entre si; maior distância entre eixos e o balanço traseiro de veículos monolíticos; maior distância entre eixos e a parcela do peso total suportada pelos eixos traseiros do semirreboque e velocidades de veículos sucessivos em uma faixa.

Além dessas citadas, a correlação entre o peso total do veículo e a velocidade não está sendo incluída nas análises, mesmo sendo possível ao usuário do programa STPG realizar tal consideração. Como dito em ROSSIGALI (2013), apesar de esta correlação gerar valores ligeiramente maiores de esforços máximos, os histogramas de esforços pouco se alteram, sendo viável, portanto, negligenciá-la de forma a simplificar as análises e reduzir o custo computacional.

2.5. GERAÇÃO DOS ESFORÇOS ESTÁTICOS CARACTERÍSTICOS

Após a obtenção dos dados de tráfego e das características das estruturas a serem analisadas, inicia-se a etapa de simulação a partir do programa STPG e determinação dos esforços característicos. Para isso, torna-se necessário a definição do método de extrapolação dos esforços, período de retorno adotado em cada situação e tempo necessário de simulação.

Como dito anteriormente, no caso de fluxo livre, os esforços são calculados em ciclos (tempo entre valores de esforço nulo na ponte). Para cada ciclo, armazena-se o valor de esforço máximo nos casos em que este esforço é maior que um mínimo pré-determinado pelo usuário. Apesar desta forma de obtenção dos esforços máximos não considerar todos os máximos locais da série temporal, essa consideração não irá gerar

grandes imprecisões já que se trata de grande volume de dados e valores de esforços menores tem pouca representatividade (ANG e TANG, 1984).

A extrapolação dos resultados tem como objetivo principal, obter valores de esforços extremos a partir de dados disponíveis em curto prazo, baseado na ampliação do número de tentativas. Portanto, se num período de observação Δ_t houve n tentativas, haverá $n\bar{T}$ tentativas (relativo à extrapolação) num período de retorno \bar{T} . O período de retorno, também conhecido como tempo de recorrência é o intervalo esperado para que um valor X de uma variável aleatória se repita.

Dentre os processos utilizados para extrapolações, pode-se citar o método baseado no inverso do período de retorno e a chamada Estatísticas de Extremos. O método que utiliza o inverso do período de retorno, também conhecido por extrapolação pelo nível de probabilidade, é o método mais simples de extrapolação, já que utiliza a própria distribuição ajustada. Este foi adotado por ROSSIGALI (2013) nas extrapolações dos esforços.

A adoção do período de retorno para extrapolações deve ser cautelosa. Por um lado, valores grandes podem levar a resultados pouco representativos, já que, configurações de tráfego estão sujeitas a alterações ao longo do tempo. Por outro, possíveis erros podem ocorrer, devido ao fato de se estar considerando grandezas aleatórias modeladas, sendo necessário, por segurança, períodos de retorno maiores. O período de retorno adotado em ROSSIGALI (2013) foi de 100 anos, nos cenários de tráfego sem remanejamento de faixa (Cenários pares). Para os cenários ímpares, que representam situações não convencionais, o período de retorno adotado foi de 10 anos. Entendendo-se que essas situações ocorram em intervalos de tempo relativamente menores dentro da vida útil da estrutura.

Outros dados necessários para extrapolação dos esforços são o tempo de simulação e o modelo de distribuição para ajuste dos histogramas de esforços. Para definição do primeiro, faz-se necessário determinar valor de tempo de simulação, a partir do qual os esforços extrapolados converjam para algum valor fixo, ou que se alterem pouco. Esta verificação foi realizada em ROSSIGALI (2013), onde foi adotado um período de 30 dias de simulação para o tráfego livre. Com relação ao modelo de distribuição, O'BRIEN e ENRIGHT (2011) citam dois modelos populacionais que podem ser utilizados para distribuições de extremos dos esforços devido ao tráfego rodoviário:

Weibull e Gumbel. Para pontes com vãos curtos ($< 20\text{m}$), segundo os autores, a distribuição que melhor representa a distribuição de extremos é a Weibull. Para pontes com vãos entre 20 e 50 m ambas são apropriadas e para vãos maiores que 50m a distribuição de Gumbel é que melhor se adequa. Como estão sendo avaliadas pontes com vãos de até 40m, ROSSIGALI (2013) adotou como modelo populacional a distribuição de Weibull. Esta distribuição possui 3 parâmetros, calculados com base em momentos de ordem até 3, motivo pelo qual se denomina Weibull 3P.

2.6. ANÁLISE DA INTERAÇÃO VEÍCULO-PAVIMENTO-ESTRUTURA

Ao trafegar por uma ponte ou viaduto, o veículo, pelo movimento das massas, gera uma excitação à estrutura. Essa excitação ocorre devido às irregularidades dos pavimentos, ressaltos e até mesmo pelo próprio movimento da estrutura. Como forma de analisar os efeitos da interação veículo-pavimento-estrutura, foi desenvolvido em uma linha de pesquisa na COPPE/UFRJ um programa denominado IVPE, em linguagem FORTRAN. O programa teve origem no trabalho de MELO (2007) e foi utilizado e aperfeiçoado em outros trabalhos na mesma linha como ROSSIGALI (2013), ARAÚJO (2014) e recentemente MOTA (2017). Todas as formulações utilizadas e demais informações sobre o programa encontram-se disponíveis nos trabalhos citados.

De forma sucinta, pode-se dizer que o programa IVPE realiza a análise da interação veículo-pavimento-estrutura por um modelo simplificado unifilar. O programa analisa a passagem de um veículo pela ponte e se encontra devidamente calibrado para os resultados referentes ao veículo 3C (ver Figura 2-8), modelado a partir de um sistema de massa mola e amortecedores como mostra a Figura 2-9.

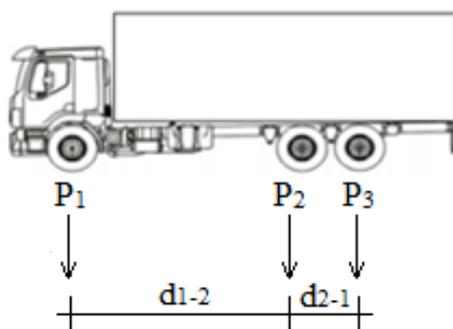


Figura 2-8: Veículo de três eixos simples 3C

Baseado nas simulações de tráfego em ROSSIGALI (2013), as configurações de veículos que geram os maiores esforços nas estruturas analisadas foram: 2S3, 3S3, 3T4 e 3T6. Como o programa IVPE se encontra validado experimentalmente para veículos do tipo 3C, MOTA (2017) gerou uma base de dados de veículos 3C estaticamente equivalentes aos veículos destacados por ROSSIGALI (2013), de forma a viabilizar a utilização do programa para análise da interação veículo-estrutura e posterior determinação dos coeficientes de amplificação dos esforços críticos. Para tal consideração, o peso dos eixos de um veículo equivalente que represente mais de um eixo do veículo original é determinado pela soma das cargas dos eixos, posicionado no centro de carga dos mesmos.

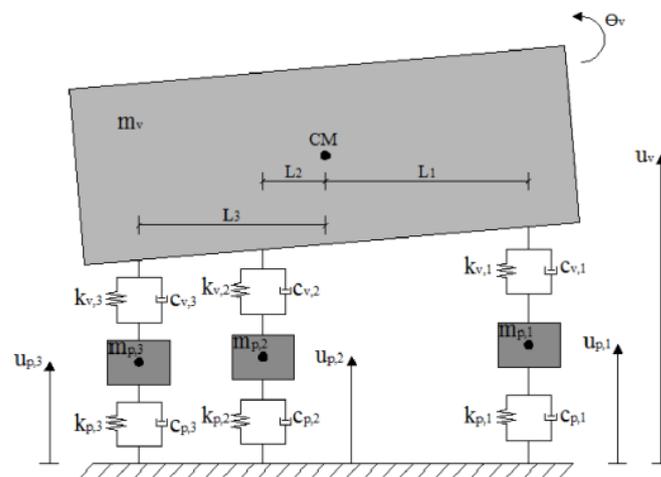


Figura 2-9: Modelo mecânico para o veículo 3C (MELO, 2007)

Os parâmetros de rigidez e amortecimento das suspensões e dos pneus estão baseados nos valores encontrados na literatura (PFEIL *et al.*, 2007), apresentados na Tabela 2-4. As massas não suspensas ($m_{p,i}$), posicionada entre as molas, que representam os pneus e a suspensão, incluem o peso dos eixos, o sistema de freios, os elementos de conexão e o conjunto formado pelos aros e pneus. Os valores adotados segundo padrões da literatura foram de 0,635t para eixo SRS e 1,066t para eixo SRD (MELO, 2007).

As pontes utilizadas nesta seção possuem duas longarinas, conforme descrito anteriormente. A taxa de amortecimento das estruturas para o primeiro modo de vibração foi adotada igual a 2,5%.

Tabela 2-4: Valores de rigidez e amortecimento dos veículos originais (Adaptado MELO, 2007)

Eixo SRS	k_v	580	(kN/m)
	k_p	1680	(kN/m)
	c_v	6	(kNs/m)
	c_p	2	(kNs/m)
Eixo SRD	k_v	1180	(kN/m)
	k_p	3360	(kN/m)
	c_v	12	(kNs/m)
	c_p	4	(kNs/m)

A análise da interação veículo-pavimento-estrutura realizada pelo programa IPVE utiliza elementos de barra de um modelo unifilar, onde se consideram os modos de flexão vertical e torção transversal das pontes. Os modos são obtidos de um modelo de grelha da estrutura, que por sua vez são ajustados de um modelo de casca em termos de rigidez e características dinâmicas (ARAÚJO, 2014). Os modos de flexão vertical (ϕ_{ij}) são calculados pela média das amplitudes modais extraídas do modelo 3D e os modos de torção pela rotação da seção transversal (α_{ij}) obtida pela relação entre as amplitudes verticais conforme mostrado na Figura 2-10. Os valores obtidos são então normalizados.

Modos de flexão

$$\phi_{ij} = \frac{\phi_{v1} + \phi_{v2}}{2} \quad (2-1)$$

Modos de torção

$$\alpha_{ij} = \frac{\phi_{T1} - \phi_{T2}}{e} \quad (2-2)$$

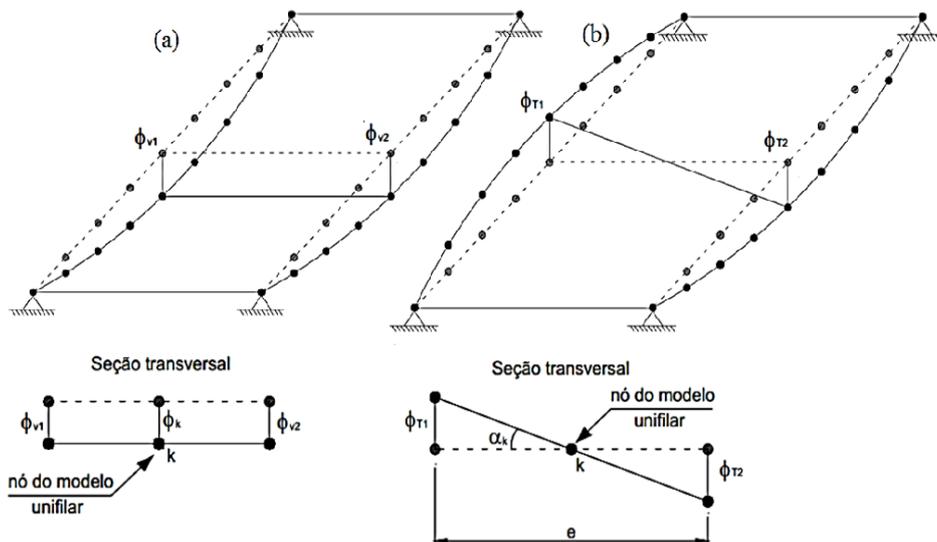


Figura 2-10: Representação dos modos de flexão vertical (a) torção transversal (b) (MELO, 2007)

A massa modal para os modos de flexão (M_{Fj}) e torção (M_{Tj}) podem ser calculados pelas expressões (2-3) e (2-4):

$$M_{Fj} = \bar{m}L \sum_{m=1}^n \phi_{mj}^2 \quad (2-3)$$

$$M_{Tj} = I_p L \sum_{m=1}^n \alpha_{mj}^2 \quad (2-4)$$

onde L é o comprimento do elemento e I_p é o momento de inércia de massa por unidade de comprimento em torno do eixo longitudinal (momento polar de inércia).

Para caracterização das irregularidades do pavimento que irão gerar as excitações ao veículo, adotam-se funções de densidade espectral obtidas experimentalmente. Neste trabalho utiliza-se um espectro de rugosidade do pavimento ajustado de HONDA *et al.* (1982) dada por

$$S(\omega_k) = \bar{\alpha} \cdot \omega_k^{-\beta} \quad (2-5)$$

onde $\bar{\alpha}$ é o coeficiente espectral de rugosidade e depende do estado de conservação do pavimento (Tabela 2-5); β é o expoente de rugosidade do espectro que depende do material que constitui o pavimento e vale 2,03 para pavimentos asfálticos e 1,85 para pavimento de concreto e ω_k é a frequência de rugosidade em ciclos por metro. Neste estudo, foram adotados valores de $\beta = 2,03$ para pavimento asfáltico e $\bar{\alpha} = 0,5 \cdot 10^{-6}$ considerando a condição do pavimento boa, conforme apresentado na Tabela 2-5.

Tabela 2-5: Classificação da superfície de rolamento de acordo com padrões da ISO (MELO, 2007)

Condição do pavimento	$\bar{\alpha}$ (m ² /(m/ciclo))
Muito boa	$\bar{\alpha} \leq 0,24 \times 10^{-6}$
Boa	$0,24 \times 10^{-6} < \bar{\alpha} \leq 1,0 \times 10^{-6}$
Regular	$1,0 \times 10^{-6} < \bar{\alpha} \leq 4,0 \times 10^{-6}$
Ruim	$4,0 \times 10^{-6} < \bar{\alpha} \leq 16,0 \times 10^{-6}$
Muito Ruim	$\bar{\alpha} > 16,0 \times 10^{-6}$

Para que o contato entre o pavimento e o pneu seja representado de forma mais realística, o perfil é suavizado pelo método da média móvel (MELO, 2007). O método consiste em substituir o ponto do perfil pela média aritmética dos N pontos à esquerda e N pontos à direita, garantindo que, em todos os pontos haverá contato físico entre o pneu

e o pavimento. Os N pontos foram considerados neste trabalho referentes a uma distância de 15cm do ponto de contato. Além disso, nas análises realizadas, considerou-se a presença de um ressalto de 3cm na entrada da pista. Esse ressalto caracteriza possíveis irregularidades decorrentes do recalque de aterros, defeitos em juntas de dilatação e falta de manutenção adequada.

O perfil gerado possui comprimento total (L_{tot}) dado pela soma de três parcelas. Uma, referente à distância de aproximação (L_{aprox}), que deve ser obtido de forma que o veículo esteja com oscilações pequenas ao entrar pela ponte. A segunda referente ao comprimento da ponte (L_{ponte}) e a terceira chamada distância de afastamento (L_{af}) que deve ser adotada de forma a garantir que todo o veículo tenha saído da ponte ao fim da análise. ARAÚJO (2014) mostrou que a distância de aproximação depende da massa e da velocidade do veículo, adotou-se em todas as análises uma distância mínima necessária para que o veículo percorra 15 segundos.

O sistema de equações que descrevem o movimento do conjunto veículo-estrutura pode ser escrito matricialmente como apresentado a seguir:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K}\mathbf{U} = \mathbf{F} \quad (2-6)$$

onde \mathbf{U} é o vetor de deslocamento composto de dois sub-vetores ($\mathbf{U}_e, \mathbf{U}_v$) referentes respectivamente aos deslocamentos da estrutura e do veículo, \mathbf{F} é o vetor de forças composto de dois sub-vetores ($\mathbf{F}_e, \mathbf{F}_v$) referentes respectivamente às forças nodais aplicadas à estrutura e aos componentes de forças do veículo. \mathbf{M} , \mathbf{C} e \mathbf{K} são respectivamente as matrizes de massa, amortecimento e rigidez do sistema. Essas matrizes são subdivididas em duas sub-matrizes no caso da massa e quatro sub-matrizes para amortecimento e rigidez.

A composição dessas matrizes pode ser verificada em MELO (2007) para veículo com 5 GLs. O vetor de forças F_e que representa a força de interação veículo-pavimento-estrutura é calculado a partir da parcela de força elástica e de amortecimento aplicada pelo pneu à estrutura. Nesta última versão do programa IVPE, os valores de massa modal, frequências angulares (ω), os modos de flexão e torção da estrutura são dados de entrada obtidos da análise de vibração livre do modelo de grelha.

2.7. BUSCA DE MODELOS DE CARGAS MÓVEIS

Após a definição dos esforços-alvo para as pontes analisadas, a última etapa a ser realizada é a busca por modelos de carga móvel que reproduzam os efeitos do tráfego, quando aplicados estaticamente sobre as pontes. Para isso, será utilizado a ferramenta denominada “*Buscador de Modelos de Cargas Móveis*” (BMCMov), desenvolvida por ROSSIGALI (2013), que busca via exaustão o modelo com parâmetros pré-definidos que melhor represente os valores de esforços-alvo.

As informações iniciais a serem fornecidas ao programa são: características geométricas do veículo- tipo como distância longitudinal e transversal dos eixos, número e largura das faixas, limites máximos e mínimos para valores de cargas pontuais e distribuídas. Como resultado, o programa gera relatórios que mostram o melhor modelo para o caso analisado, com os valores de esforços e o erro relativo, além do resultado de erro para outros modelos. São considerações realizadas pelo programa: distância entre eixos iguais, para o caso de mais de dois eixos e valor da carga pontual de cada eixo dividida de maneira uniforme entre as rodas.

2.7.1. Etapas de busca da ferramenta BMCMov e cálculo dos erros

Após a definição das informações necessárias acima descritas, a primeira etapa do programa é a verificação do número de faixas de tráfego informada pelo usuário, em relação à largura de cada uma delas. Caso não seja possível a configuração inserida, reduz-se o número de faixas e a largura da área remanescente. Para cada faixa são definidos valores máximos e mínimos de peso do veículo e carga distribuída. Dessa forma, há a possibilidade de considerar ou não a presença destes nas faixas analisadas.

O processo de busca do modelo é realizado via exaustão, ou seja, busca dentre diversos casos o que gere menores diferenças com os esforços-alvo. Para isso, define-se um domínio de busca, ou seja, limites superiores e inferiores para os valores de carga pontual e distribuída e incrementos de carga que irão definir os passos realizados pelo programa entre cada modelo.

Devido ao grande número de estruturas e esforços analisados, o erro relativo dos modelos é calculado, por ponderação, com base em pesos de três parcelas: referente à estrutura, ao esforço e tipo de tabuleiro. Os valores de peso adotados foram: estruturas biapoiadas e contínuas com peso 2,0 e em balanço peso 1,5. O tipo de tabuleiro foi

considerado constante igual a 2. Esforço cortante (V) peso 2,0 e momento fletor positivo e negativo peso 2,5. Para o cálculo do erro total, é necessário inicialmente calcular a diferença relativa de cada esforço com o esforço-alvo. Os erros são ponderados pelos respectivos pesos e após analisar todas as situações possíveis, variando os valores de carga pontual e distribuída nas faixas analisadas, o programa seleciona o modelo que gera o menor erro total ponderado.

2.7.2. Cálculo dos esforços pelo programa BMCMov

O cálculo dos esforços é realizado pelo programa BMCMov em duas etapas. A primeira é a obtenção dos esforços devido às cargas pontuais. Para isso, são determinados os valores de esforços máximos (na Longarina 1) devido à passagem do veículo tipo pré-determinado, com carga unitária (1kN). Utiliza-se uma versão simplificada da rotina de análise estrutural do programa STPG. O procedimento é realizado para cada faixa de tráfego e estrutura analisada. A vantagem do cálculo inicial para veículo de peso unitário é que, como em todos os casos a configuração geométrica do modelo é a mesma, basta-se multiplicar o valor de esforço máximo unitário pelo valor da carga pontual do modelo em análise.

A segunda etapa, referente ao cálculo da contribuição das cargas distribuídas, é realizado em outra sub-rotina. Essa sub-rotina realiza o cálculo com base nas superfícies de influência informadas ao programa, porém, como forma de simplificação, as faixas de tráfego, incluindo a área remanescente, é discretizada por elementos retangulares.

A partir da coordenada do centroide de cada elemento, decompõe-se a resultante de forças longitudinalmente e transversalmente em binário de forças pontuais, momentos fletores e torsões. Por fim, para cada área de tráfego são acumuladas as contribuições de todos os elementos retangulares que a constitui. Como forma de facilitar o cálculo, assim como feito para as cargas pontuais, os esforços são calculados com base no valor de carga distribuída unitária (1kN/m²) para as faixas de tráfego e para a área remanescente. A obtenção da contribuição para cada modelo é feita com base no princípio de superposição de efeitos, multiplicando os valores de q em cada área de tráfego, pelo esforço unitário obtido.

3. ANÁLISE DE TRÁFEGO LIVRE EM PONTES COM DUAS LONGARINAS

Neste capítulo será apresentada a análise do efeito da passagem de veículos sobre pontes rodoviárias com vãos entre 10 e 40m em fluxo livre. Para isso, utiliza-se a base de dados rodoviária híbrida denominada H-2013, que contempla dados de passagem de veículos nas rodovias brasileiras em diferentes postos de pesagem e monitoramento.

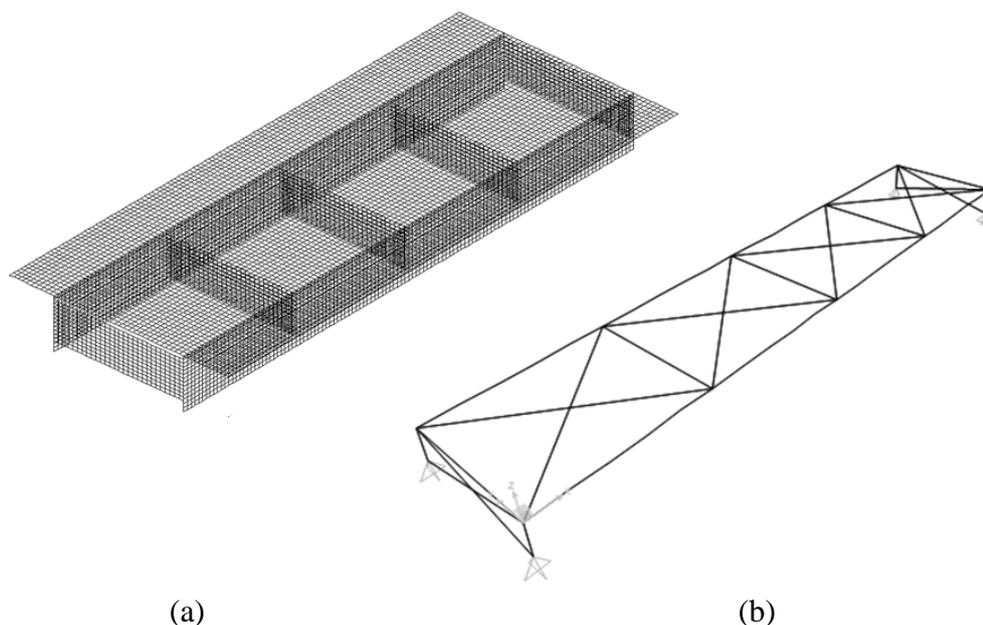
Objetiva-se a obtenção dos valores de esforços-alvo nas estruturas aqui analisadas, utilizados para determinação de novas configurações de modelos de cargas móveis para pontes no Brasil. Esses esforços-alvo são obtidos através da extrapolação dos esforços na estrutura, considerando nas análises de tráfego livre, efeitos dinâmicos gerados pela passagem dos veículos.

3.1. ESTRUTURAS ANALISADAS

Foram adotadas, na busca de modelos de carga móvel, estruturas semelhantes às utilizadas em ROSSIGALI (2013) e MOTA (2017), já descritas no item 2.3. Por ser considerado uma simplificação, os modelos de grelha foram adotados a partir do ajuste com o modelo de casca 3D. Esse ajuste, apresentado em ARAÚJO (2014), considera elementos diagonais de travejamento, que representam a rigidez das lajes e resulta melhor distribuição das cargas entre as longarinas e reduzem as deformações por cisalhamento das mesmas. Foram adotados também, elementos verticais nos apoios que representam a altura das longarinas. Esses elementos foram considerados com grande rigidez axial e massa nula. Além de representar melhor o comportamento das estruturas analisadas, este modelo adotado para o programa STPG se torna equivalente ao utilizado na determinação dos FADs.

O modelo de grelha foi ajustado em MOTA (2017) para resposta estática, comparando os deslocamentos para diferentes situações de carga, e dinamicamente, comparando as frequências naturais nas análises de vibração livre. Este ajuste é realizado, variando-se a rigidez dos elementos adicionais de forma que as respostas se correlacionem com as do modelo de casca 3D. Este modelo de grelha ajustado foi utilizado na simulação de tráfego, pelo programa STPG e na determinação dos modos e frequências naturais do modelo unifilar utilizado no programa IVPE para análise da interação veículo-pavimento-estrutura. A Figura 3-1 mostra exemplo do modelo de casca

e de grelha ajustado das pontes. As implementações realizadas ao programa STPG para utilização do modelo de grelha ajustado serão descritas a seguir.



(a) (b)
Figura 3-1: Modelo de (a) casca 3D (b) grelha ajustado da estrutura

3.2. ALTERAÇÕES NO PROGRAMA STPG

A principal mudança realizada no programa STPG, para análise de tráfego livre em pontes com duas longarinas, foi a alteração do modelo de grelha utilizado para o cálculo dos esforços, adotando o modelo ajustado apresentado na Figura 3-1. Foram incluídos elementos diagonais de travejamento, que representam a rigidez das lajes e os elementos verticais nos apoios que representam a altura das longarinas. Estes possuem massa nula e alta rigidez, de forma a se aproximar a frequência natural com o modelo de casca. Esta rigidez é definida pela seção transversal dos elementos, dados que devem ser informados pelo usuário. O módulo de elasticidade adotado é constante para todos, igual ao do concreto. Para os elementos verticais a altura considerada é igual à da longarina.

Outra alteração feita no programa STPG é na formulação da matriz de rotação dos elementos de pórtico 3D. No programa, a matriz de rigidez. é calculada na subrotina “PORT3D”, que determina a matriz de rotação do elemento com as coordenadas dos nós do elemento. O método utilizado, porém, não incluía os casos de elementos verticais. Essa consideração foi incluída no programa baseado nas formulações presentes em GERE e WEAVER (1965).

A validação do programa STPG com relação à geração de variáveis aleatórias para os dados de tráfego foi realizada em ROSSIGALI (2013). Porém, devido às alterações no programa na obtenção das superfícies de influência, torna-se necessário realizar nova validação no aspecto da determinação dos esforços estáticos. Para isso, compararam-se os resultados obtidos pela ferramenta STPG com os do programa comercial SAP 2000. Utilizou-se como referência a ponte LB-10 (biapoiada com 10 metros de vão). A primeira comparação é feita para os valores máximos na longarina 1 das superfícies de influência para os esforços cortantes no apoio e momento fletor no meio do vão. Aplicou-se no SAP2000 carga pontual concentrada, momento fletor e torsor unitários no meio do vão da longarina 1 e comparou-se a resposta com os valores obtidos nas superfícies de influência no STPG. A Tabela 3-1 mostra os resultados obtidos em cada caso.

Tabela 3-1: Valores da superfície de influência para solicitações pontuais no meio do vão calculadas pelo SAP2000 e STPG

Esforço	Carga Pontual			Binário Fletor			Binário Torsor		
	STPG	SAP2000	Dif.	STPG	SAP2000	Dif.	STPG	SAP2000	Dif.
Mom. Fletor (kNm)	1,448	1,522	4,9%	0,500	0,500	0,0%	0,085	0,077	10,4%
Cortante (kN)	0,493	0,492	0,2%	0,102	0,102	0,0%	0,053	0,053	0,0%

Realizou-se outro teste, dessa vez com veículos passando pela ponte. Para isso, ajustou-se a base de dados de veículos para a passagem das classes 2C e 3C. O peso total dos veículos considerado foi de 1kN, passado pelo eixo da longarina 1 (LG1) e rente à barreira lateral. Os valores apresentados na Tabela 3-2 e Tabela 3-3 mostram os esforços cortantes e os momentos fletores máximos para longarina 1 devido à passagem de cada veículo. Os resultados obtidos no SAP2000 apresentaram boa correlação com os calculados no programa STPG em ambos os casos. Considerou-se, portanto, viável a utilização do programa STPG para as análises posteriores.

Tabela 3-2: Esforços na longarina 1 para veículo 2C e 3C passando sobre a LG1

Classe	Momento Fletor-Meio (kNm)			Cortante-apoio (kN)		
	SAP2000	STPG	Dif.	SAP2000	STPG	Dif.
2C	0,761	0,715	6,04%	0,72	0,69	4,17%
3C	0,853	0,785	7,97%	0,74	0,715	3,38%

Tabela 3-3: Esforços na longarina 1 para veículo 2C e 3C passando rente a barreira lateral

Classe	Momento Fletor-Meio (kNm)			Cortante-apoio (kN)		
	SAP2000	STPG	Dif.	SAP2000	STPG	Dif.
2C	0,818	0,818	0,00%	0,768	0,74	3,65%
3C	0,953	0,95	0,31%	0,796	0,775	2,64%

3.3. RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE TRÁFEGO LIVRE NAS PONTES COM DUAS LONGARINAS

3.3.1. Extrapolação dos esforços estáticos obtidos pelo programa STPG

A extrapolação foi realizada a partir dos histogramas de esforços máximos (ciclos) que é gerada pelo próprio programa STPG. Como descrito acima, a esses histogramas são ajustadas curvas de distribuição Weibull 3P, das quais se obtém os esforços extrapolados aos períodos de retorno considerados. Os valores característicos máximos de cada estrutura serão utilizados na determinação dos esforços-alvo, juntamente com os FADs que serão definidos na seção adiante. As Tabela 3-4, Tabela 3-5 e Tabela 3-6 apresentam os valores extrapolados para cada cenário, e em destaque o valor máximo nas estruturas.

Tabela 3-4: Esforços característicos para pontes Biapoiadas-LB (kN/kNm)

Estrutura	Esforço	CEN 1	CEN 2	CEN 3	CEN 4	CEN 5	CEN 6	CEN 7	CEN 8	CEN 9
LB-10	V	427,6	705,0	595,2	715,0	636,6	672,7	605,2	617,8	611,5
	M	429,3	719,9	654,2	750,5	728,4	744,3	675,5	729,8	691,3
LB-20	V	-	799,9	741,3	811,3	872,1	879,0	859,4	858,2	879,3
	M	-	2711,3	2269,5	2397,3	2407,4	2556,8	2596,0	2531,0	2423,3
LB-30	V	-	846,2	841,5	862,2	951,3	955,1	978,8	898,3	1058,6
	M	-	5161,3	4964,5	5025,1	5293,3	5426,6	5639,5	5237,2	5789,4
LB-40	V	-	810,4	905,5	908,0	1108,5	1065,7	1103,3	1086,6	1113,2
	M	-	6692,7	8147,2	7755,8	8870,8	9326,4	8870,9	9177,5	8952,7

Tabela 3-5: Esforços característicos para pontes Contínuas-LC (kN/kNm)

Estrutura	Esforço	CEN 2	CEN 3	CEN 4	CEN 5	CEN 6	CEN 7	CEN 8	CEN 9
LC-10	M+	621,4	588,7	583,5	549,9	641,6	626,2	619,0	615,9
	V	589,0	587,2	549,1	543,4	613,2	583,0	572,6	599,7
	M-	903,7	968,7	858,3	921,2	923,0	1011,6	923,2	1044,5
LC-20	M+	2197,8	2191,9	2241,3	2260,8	2279,5	2445,5	2327,2	2362,3
	V	702,4	799,6	727,8	857,4	844,8	907,6	909,7	848,3
	M-	1841,9	2182,0	1880,5	2495,5	2285,8	2737,2	2252,8	2406,0
LC-30	M+	4204,9	4247,6	4047,0	4730,5	4882,7	4838,4	4825,6	4842,0
	V	801,3	932,9	898,9	1053,2	1051,9	1031,9	1002,6	1057,9
	M-	3040,1	3601,7	3918,7	4265,5	3732,0	3769,6	3631,8	3824,5
LC-40	M+	6051,4	7050,8	6634,2	7393,5	7615,6	7531,7	7797,6	7439,8
	V	877,7	1019,2	927,9	1106,9	1138,8	1155,8	1159,9	1146,6
	M-	5745,6	6149,8	6333,6	5672,7	5741,9	5758,0	4859,5	5723,3

Tabela 3-6: Esforços característicos para pontes em Balanço-LE (kNm)

Estrutura	Esforço	CEN 2	CEN 3	CEN 4	CEN 5	CEN 6	CEN 7	CEN 8	CEN 9
LE-10	M-	723,1	687,5	678,0	665,3	755,5	720,6	687,4	762,3
LE-20	M-	1767,8	1852,0	2046,6	2226,0	1889,8	1929,8	2122,5	1995,6
LE-30	M-	2769,8	2604,4	2668,7	3087,8	3200,6	2892,0	3021,2	2804,8
LE-40	M-	3881,1	3909,2	3560,0	3881,2	4102,2	4474,4	4015,5	4475,2

Percebe-se que, apesar de apresentarem situações excepcionais de tráfego, ao serem extrapoladas para um período de retorno de 10 anos, os cenários ímpares não foram os únicos a se destacarem como críticos. Quase todos os cenários apresentam casos de esforço máximo, com exceção do cenário 1, utilizado apenas na ponte LB-10, e o cenário 3. A utilização dos cenários de tráfego se mostrou eficiente em relação à determinação dos esforços máximos, já que consegue percorrer uma grande parte das possíveis situações de tráfego nas rodovias. Como mostrado nos resultados para ponte LB-10, os esforços extrapolados para o Cenário 1 estão bem abaixo dos demais cenários. Portanto, nas demais análises, este cenário não será avaliado.

Além dos valores de esforços extrapolados, a simulação de tráfego pela ferramenta STPG permite a determinação, para cada cenário de tráfego, das configurações que geraram o maior esforço estático nas pontes durante o período de simulação. É possível obter o número de veículos sobre o tabuleiro assim como: a classe, peso, velocidade e posição dos veículos. Os resultados estão apresentados na Tabela 3-7.

O número máximo de veículos sobre a ponte, nas situações de maiores esforços, foi três. As configurações que mais aparecem são os veículos 3S3-L, presente em 10 casos, 3T4 em 9, 3T6 e 2S3-L em 7 e o veículo 2S3-C que está presente em 6 casos. Além desses, os veículos 3C e 3I3 apareceram em três ocasiões e os veículos 2C, 2CB e 2I3 em uma. Para as pontes com menores vãos, de forma geral, os veículos que predominam são os de eixos tandem triplo (2S3 e 3S3), à medida que os vãos se tornam maiores, passam a se destacar os veículos de maior comprimento e peso total como os 3T4 e 3T6, já que a probabilidade de todos os eixos destes veículos estarem sobre o tabuleiro é maior.

Estas configurações serão utilizadas adiante para determinação dos FADs. Serão utilizados os dados dos veículos 1, da Tabela 3-7, dos quais se esperam a maior contribuição no valor de esforço já que passam pela faixa mais à direita, que está disposta em todos os cenários de forma a gerar máximo esforço na longarina analisada.

Tabela 3-7: Configuração que gerou maior esforço estático nas pontes analisadas

Estrutura	Esforço	Valor (kN/kNm)	Veículo nº 1				Veículo nº 2				Veículo nº 3			
			Faixa	Classe	Peso (kN)	Veloc. (km/h)	Faixa	Classe	Peso (kN)	Veloc. (km/h)	Faixa	Classe	Peso (kN)	Veloc. (km/h)
LB-10	M+	587,4	1	2S3-L	616,9	80	2	3C	229,7	80	-	-	-	-
	V	514,5	1	2S3-C	693,9	80	2	2S3-L	411,6	80	-	-	-	-
LB-20	M+	2100,2	1	2S3-L	554,0	80	2	3S3-L	632,6	60	-	-	-	-
	V	693,7	1	3T4	530,4	80	2	2S3-C	625,2	80	-	-	-	-
LB-30	M+	4927,7	1	3T4	727,5	100	2	3I3	541,1	80	-	-	-	-
	V	867,8												
LB-40	M+	6981,6	1	3S3-L	699,8	80	2	3S3-L	511,2	80	3	3C	144,3	60
	V	882,0	1	3T4	638,1	100	2	2S3-L	575,9	60	3	2C	83,4	100
LC-10	M+	569,6	1	3S3-L	798,0	80	2	2S3-L	299,5	80	3	2CB	121,2	60
	V	531,1									-	-	-	-
	M-	848,5	1	3S3-L	689,3	100	2	3S3-C	471,2	80	-	-	-	-
LC-20	M+	2051,7	1	2S3-C	596,2	100	2	3C	236,9	80	3	3T6	620,3	100
	V	724,8	1	3T4	719,1	100	2	3S3-L	528,1	60	-	-	-	-
	M-	1932,5		3T6	798,5	80	2	3T6	783,5	60	-	-	-	-
LC-30	M+	3922,2	1	3T6	751,7	80	2	3S3-L	669,8	80	-	-	-	-
	V	856,1	1	3T4	726,3	80	2	3T6	741,5	80	-	-	-	-
	M-	3208,8	1	3S3-L	464,8	80	1	3T6	686,9	80	2	2I3	426,7	80
LC-40	M+	6062,4	1	3T4	808,4	80	2	2S3-C	436,1	60	-	-	-	-
	V	934,2	1	3T4	704,5	60	2	3T6	705,7	80	-	-	-	-
	M-	4710,6	1	3T6	838,2	80	1	3T4	573,7	60	-	-	-	-
LE-2,5	M-	595,9	1	3S3-L	881,4	80	2	-	-	-	-	-	-	-
LE-5,0	M-	1745,0	1	3S3-L	806,9	80	2	2S3-C	710,7	80	-	-	-	-
LE-7,5	M-	2473,6	1	2S3-L	483,4	80	2	2S3-L	473,2	80	-	-	-	-
LE-10	M-	3350,0	1	3S3-L	697,0	80	2	2S3-C	440,3	80	3	3I3	449,8	80

3.3.2. Comparação dos esforços estáticos característicos com os da norma brasileira (NBR7188/2013)

As Figura 3-2, Figura 3-3 e Figura 3-4 mostram a razão entre os esforços gerados pelo veículo TB450 da norma brasileira (NBR7188/2013) e os característicos estáticos obtidos por extrapolação neste trabalho. Os valores utilizados são os máximos para cada ponte, dentre os cenários analisados. Compara-se também a razão obtida em ROSSIGALI (2013) utilizando os modelos de grelha plano nas análises estáticas. Como se está comparando apenas os valores estáticos, não se considera o coeficiente de impacto da NBR7188. A comparação dos esforços dinâmicos será feita na seção adiante, após determinação dos FADs.

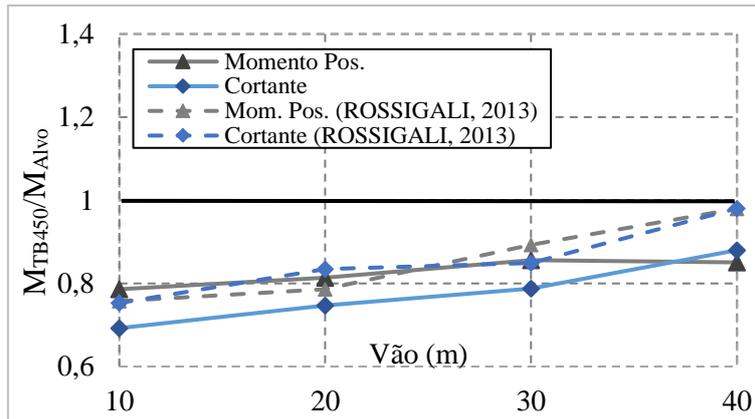


Figura 3-2: Razão entre esforços gerados pelo TB450 e valores estáticos extrapolados para pontes Biapoiadas e comparação com valores encontrados em ROSSIGALI (2013)

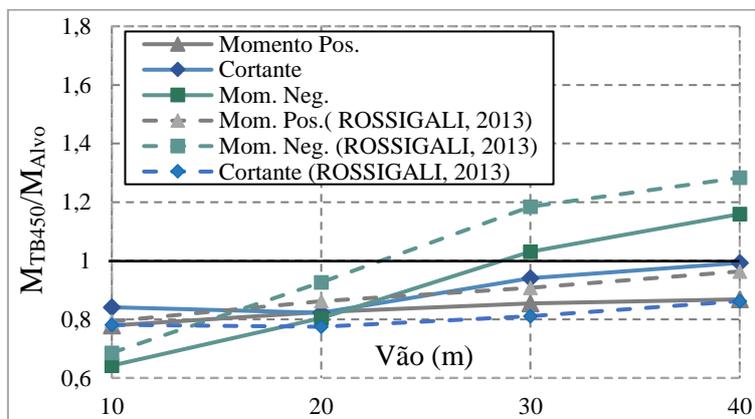


Figura 3-3: Razão entre esforços gerados pelo TB450 e valores estáticos extrapolados para pontes Contínuas e comparação com valores encontrados em ROSSIGALI (2013)

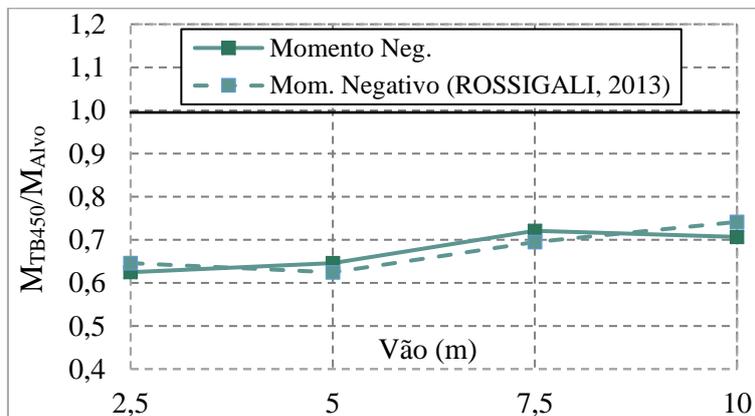


Figura 3-4: Razão entre esforços gerados pelo TB450 e valores estáticos extrapolados para pontes em Balanço e comparação com valores encontrados em ROSSIGALI (2013)

Na maioria dos casos, os valores de esforços gerados pelo modelo de carga da norma brasileira TB450 são menores que os obtidos por extrapolação da simulação do tráfego neste trabalho. Destaca-se o momento negativo nas estruturas em balanço e esforços cortantes nas estruturas biapoiadas, que apresentaram valores extrapolados bem

superiores ao normativo. A exceção foram os momentos negativos nas estruturas contínuas com vão de 30 e 40m, onde a razão é maior que a unidade.

Ao se comparar as razões $M_{TB450}/M_{Caract.}$ obtidos neste trabalho e em ROSSIGALI (2013) observa-se que, de modo geral a tendência é a mesma. Os casos que apresentaram razão maior que a unidade, como descrito anteriormente, tiveram o mesmo comportamento em ROSSIGALI (2013). Isto era esperado uma vez que, o que se alterou entre os dois trabalhos foi o modelo de grelha utilizado nas análises estruturais, mantendo-se as demais considerações. Apesar disso, para alguns esforços, essa razão se mostrou superior em ROSSIGALI (2013), como momento negativo nas pontes contínuas e em outros, inferior, como esforço cortante nas pontes contínuas, o que se deve ao caráter aleatório das análises.

3.4. ANÁLISE DA INTERAÇÃO VEÍCULO-PAVIMENTO-ESTRUTURA E OBTENÇÃO DOS FADS PARA AS PONTES DE DUAS LONGARINAS

3.4.1. Veículos equivalentes

Baseado nas simulações de tráfego, as configurações de veículos que geraram os maiores esforços nas estruturas analisadas foram: 2S3-C, 2S3-L, 3S3-L, 3T4 e 3T6. Como para cada tipo de estrutura e esforço analisado, existe uma configuração de veículo e um valor de peso por eixo que resulta valores máximos de esforços, adotou-se neste trabalho o conceito de veículo 3C equivalente. O procedimento para determinação destes foi:

- Identificação do veículo 1, da Tabela 3-7 na situação de esforço máximo (Faixa 1) nas estruturas;
- com os valores de peso e distância entre os eixos, obter os valores de P_1, P_2, P_3, d_{12} e d_{23} do veículo 3C equivalente (ver Figura 3-5) para cada veículo, dentre os citados anteriormente;
- com parâmetros de rigidez e amortecimento referentes aos eixos SRS e SRD da Tabela 2-4 calcular os parâmetros de cada classe conforme o número de eixos do veículo original representado pelo eixo do veículo 3C equivalente;
- calcular com base nos valores de carga e distância entre eixos dos veículos 3C equivalentes, os parâmetros de um único veículo 3C equivalente por

classe de veículo original (veículo padrão), a partir da média entre os veículos da mesma classe.

A Figura 3-5 apresenta exemplo da obtenção de veículos equivalentes referentes aos veículos originais 2S3, 3S3, 3T4 e 3T6. Para o veículo equivalente o valor de rigidez, amortecimento e massa não-suspensa dos eixos são adotados proporcionais aos dos eixos que eles representam do veículo original, como exemplificado na Figura 3-6. O mesmo procedimento foi realizado para os veículos nas demais pontes para cada esforço de interesse. Os dados referentes à carga (P_1 , P_2 e P_3) e distância entre eixos (d_{12} e d_{23}) dos veículos 3C equivalentes que aparecem na configuração de máximos nas pontes analisadas estão apresentados na Tabela 3-8.

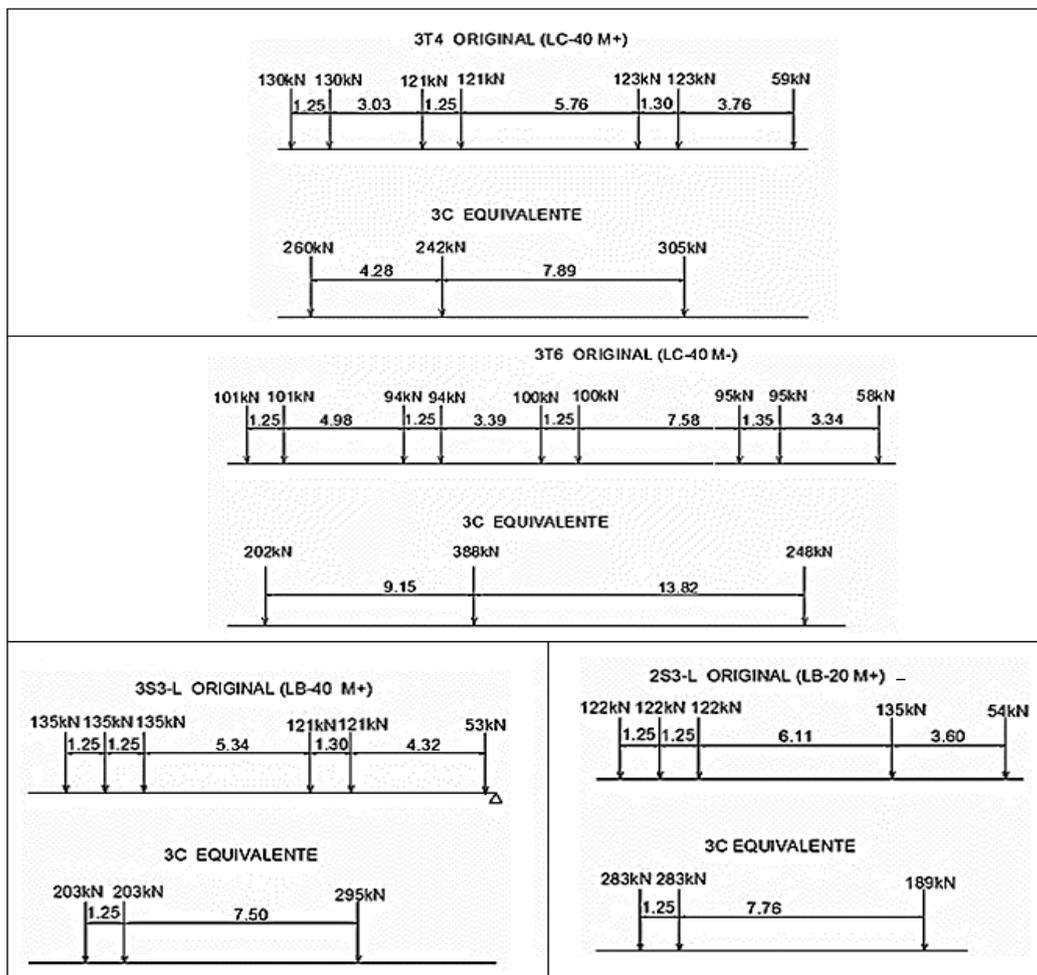


Figura 3-5: Exemplo da determinação de veículos equivalentes 3C

A adoção de veículos equivalentes padronizados para cada classe tem o objetivo de reduzir o número de análises, que teriam de ser realizadas para cada veículo presente na configuração de máximos. Devido ao fato de os dados calculados para os veículos 3C

equivalentes da mesma classe não apresentarem grandes variações, entende-se que, a análise a partir do veículo médio não gera alterações relevantes nos resultados.

Na Tabela 3-9 são mostrados os veículos equivalentes padronizados para cada classe. A obtenção dos FADs será realizada pela análise da interação veículo-pavimento-estrutura devido à passagem dos veículos 3C equivalentes padronizados. O valor considerado será o máximo dentre os veículos e velocidades analisados, como será apresentado adiante.

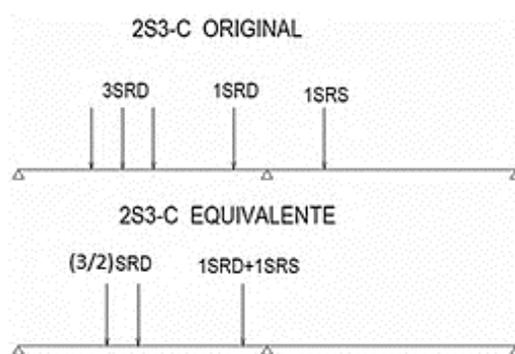


Figura 3-6: Exemplo da determinação das propriedades dinâmicas do veículo equivalente para o veículo 2S3-C

Tabela 3-8: Valores de peso e distância entre os eixos dos veículos 3C equivalentes aos originais presentes nas configurações de esforço máximo para pontes com 2 Longarinas

Estrutura	Esforço	Veículo Orig.	d_{12} (m)	d_{23} (m)	P_1 (kN)	P_2 (kN)	P_3 (kN)
LB-10	V	2S3-C	4,91	1,25	231,5	231,2	231,2
	M	2S3-L	7,65	1,25	204,4	206,2	206,2
LB-20	V	3T4	7,79	4,89	215,9	156,4	158,1
	M	2S3-L	7,76	1,25	189,0	182,5	182,5
LB-30	V	3T4	6,55	4,43	279,8	217,3	230,4
	M						
LB-40	V	3T4	7,30	4,69	250,8	189,7	197,6
	M	3S3-L	7,50	1,25	294,5	202,7	202,7
LC-10	M +	3S3-L	7,91	1,25	329,0	234,5	234,5
	V						
	M -						
LC-20	M +	2S3-C	4,34	1,25	204,2	196,0	196,0
	V	3T4	6,72	5,07	277,0	214,7	227,3
	M -	3T6	8,89	8,69	238,7	368,5	191,3
LC-30	M +	3T6	10,49	8,68	228,2	345,7	177,8
	V	3T4	7,60	4,47	279,4	217,0	229,9
	M -	3S3-L	9,39	1,25	212,0	126,4	126,4
LC-40	M +	3T4	7,89	4,28	306,0	242,3	260,1
	V	3T4	7,22	5,38	272,3	210,2	221,9
	M -	3T6	13,82	9,15	247,6	387,9	202,7
LE-2,5	M-	3S3-L	8,01	1,25	358,2	261,6	261,6
LE-5	M-	3S3-L	6,46	1,25	213,5	133,7	133,7
LE-7,5	M-	2S3-L	8,91	1,25	171,6	155,9	155,9
LE-10	M-	3S3-L	5,01	1,25	201,7	125,9	125,9

Tabela 3-9: Valores de peso e distância entre os eixos dos veículos 3C equivalentes padronizados para cada classe

Veículo Orig.	d_{12}	d_{23}	P_1	P_2	P_3
	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)
2S3-C	4,63	1,25	217,85	213,61	213,61
2S3-L	8,11	1,25	188,33	181,54	181,54
3S3-L	7,96	1,25	298,72	213,64	213,64
3T4	7,30	4,74	268,75	206,82	217,90
3T6	11,06	8,84	238,17	367,36	190,59

Para a análise utilizando os veículos equivalentes, considera-se que as frequências fundamentais destes se aproximam dos veículos originais. Como forma de verificar a possibilidade de tal consideração nas análises de interação veículo-pavimento-estrutura, buscou-se comparar os valores de frequência natural do veículo original com o veículo equivalente, baseado nos valores obtidos por modelo simplificado 2D, avaliado ao menos um veículo de cada classe.

Os veículos foram modelados a partir de um sistema equivalente de massa e molas. A massa suspensa foi modelada como elemento de viga sendo que as propriedades da mesma foram determinadas de forma que os elementos fossem considerados rígidos e a massa linear nula. O valor da massa suspensa e momento inércia de massa foram calculados e aplicados no centro de massa (CM). As molas foram modeladas com valores de rigidez igual à rigidez do eixo e pneu.

Nos veículos originais, as ligações semirreboque entre a carreta e o cavalo mecânico foram modeladas de forma a representar uma rótula. Foram realizadas, portanto, a modelagem de um veículo original de cada classe e do 3C equivalente correspondente. Os modos de vibração dos veículos são: translação da massa suspensa (*bounce* ou *heave*), translação das massas não suspensas (*hop*) e rotação em torno do eixo longitudinal (*roll*). Os valores de frequência natural para cada exemplo estão apresentados na Tabela 3-10.

Os resultados aqui apresentados mostram que, os valores de frequência natural, para os dois primeiros modos, do veículo original e equivalente ficaram muito próximos. O caso que mais se afastou foi o veículo 3T6, com uma diferença para o primeiro modo de 16%. As frequências de modo *roll* em alguns casos mostrou uma diferença um pouco mais expressiva em relação às duas configurações, porém, devido ao alto valor dessa frequência espera-se que este modo contribua menos para as respostas dinâmicas dos

modelos. Considerou-se, portanto, viável a utilização dos veículos equivalentes 3C na obtenção dos valores dos FADs. Porém, entende-se que este procedimento representa uma simplificação, salientando a necessidade da determinação de modelos numéricos e da validação experimental dos resultados para veículos que geram maiores solicitações nas pontes.

Tabela 3-10: Valores da frequência natural dos veículos originais e equivalentes

Veículo	Massa Suspensa (t)	Forma Modal	Frequência do veículo (Hz)	
			Equivalente	Original
2S3-L	65,8	<i>heave</i>	1,26	1,26
		<i>hop</i>	10,39	10,38
		<i>roll</i>	49,41	34,39
2S3-C	56,2	<i>heave</i>	1,23	1,23
		<i>hop</i>	10,39	10,39
		<i>roll</i>	71,98	51,66
3S3-L	74,0	<i>heave</i>	1,31	1,31
		<i>hop</i>	10,39	10,38
		<i>roll</i>	48,98	37,86
3T4	70,7	<i>heave</i>	1,47	1,46
		<i>hop</i>	10,20	9,50
		<i>roll</i>	37,09	31,43
3T6	81,2	<i>heave</i>	1,59	1,37
		<i>hop</i>	10,42	9,50
		<i>roll</i>	31,03	20,06

3.4.2. Determinação dos Fatores de Amplificação Dinâmica

Com base nas equações apresentadas, utilizando o programa IVPE, foram determinados os deslocamentos máximos nas pontes devido à passagem dos veículos equivalentes padronizados. Por não aparecerem em nenhuma das configurações de esforço máximo de pontes com vão de até 10m, os veículos 3T4 e 3T6 não serão incluídos nas análises destas pontes (LB-10, LC-10 e as pontes em balanço). A velocidade dos veículos varia de 20km/h a 100km/h e a determinação dos FADs é feita comparando a resposta de cada velocidade com o deslocamento obtido para passagem do veículo a 1km/h, considerada neste trabalho como resposta estática. Portanto,

$$FAD = \frac{E_{din,max}}{E_{est,max}} \quad (3-1)$$

MOTA (2017) também avaliou a situação em que os FADs são obtidos com base nos valores dos esforços devido à passagem dos veículos e verificou que os resultados calculados utilizando deslocamento, momento fletor e cortante apresentam valores

diferentes entre si nos distintos pontos, já que a contribuição modal em cada caso não é a mesma. Porém, quando se considera o valor máximo de FAD para uma mesma estrutura e mesmo veículo, verifica-se que os resultados são próximos entre eles.

Portanto, adotou-se para este trabalho a obtenção dos FADs avaliando-se apenas os deslocamentos máximos da estrutura. Foram determinados modelos unifilares para as pontes em análise nesta seção, considerando os dois primeiros modos de flexão e torção. Os valores de frequência natural para cada uma das estruturas analisadas estão apresentados na Tabela 3-11.

Tabela 3-11: Frequência natural dos modos de flexão e torção nas estruturas analisadas

Estrutura	FREQUENCIAS (Hz)			
	Flexão		Torção	
	Modo 1	Modo 2	Modo 1	Modo 2
LB-10	12,24	36,63	12,43	37,15
LB-20	6,97	22,33	7,70	22,44
LB-30	4,72	16,12	5,54	17,31
LB-40	3,25	11,51	3,91	12,40
LC-10	9,70	11,35	10,50	11,88
LC-20	5,33	7,25	5,83	7,55
LC-30	3,45	4,98	3,88	5,23
LC-40	2,51	3,71	2,90	3,95
LE-2,5	10,20	11,44	11,61	19,28
LE-5	4,80	6,16	5,44	10,59
LE-7,5	3,40	4,15	4,38	9,59
LE-10	2,39	2,81	3,25	7,15

O pavimento adotado foi asfáltico com condição boa, incluindo um ressalto de 3,0cm na entrada da ponte. A taxa de amortecimento considerada, para o primeiro modo foi de 2,5%. Avaliou-se a situação em que o veículo trafega sobre a Longarina 1. Da Figura 3-7 à Figura 3-9 estão apresentadas os históricos de deslocamento ao longo do vão da ponte para três casos. Para ponte biapoiada LB-20 devido à passagem do veículo 3T4, para ponte contínua LC-20 devido à passagem do veículo equivalente ao 3T6 e da ponte em balanço LE-2,5 devido à passagem do veículo 2S3-C. Percebe-se que a resposta dinâmica, para as diversas velocidades varia em torno da linha do deslocamento estático (velocidade de 1km/h). Os deslocamentos para os demais casos foram gerados e os FADs resultantes da passagem dos veículos padronizados estão apresentados nas Tabela 3-12, Tabela 3-13 e Tabela 3-14.

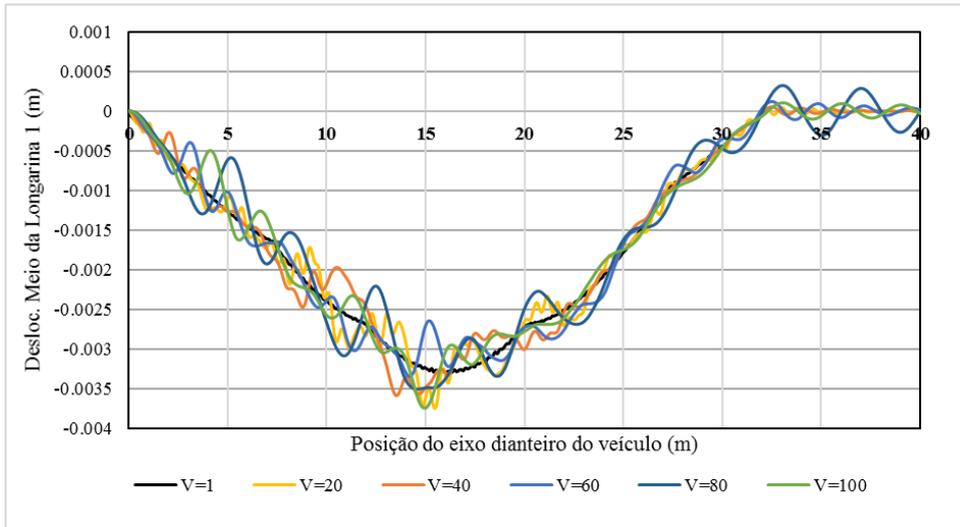


Figura 3-7: Histórico de deslocamento na ponte LB-20 devido à passagem do veículo 3T4 equivalente

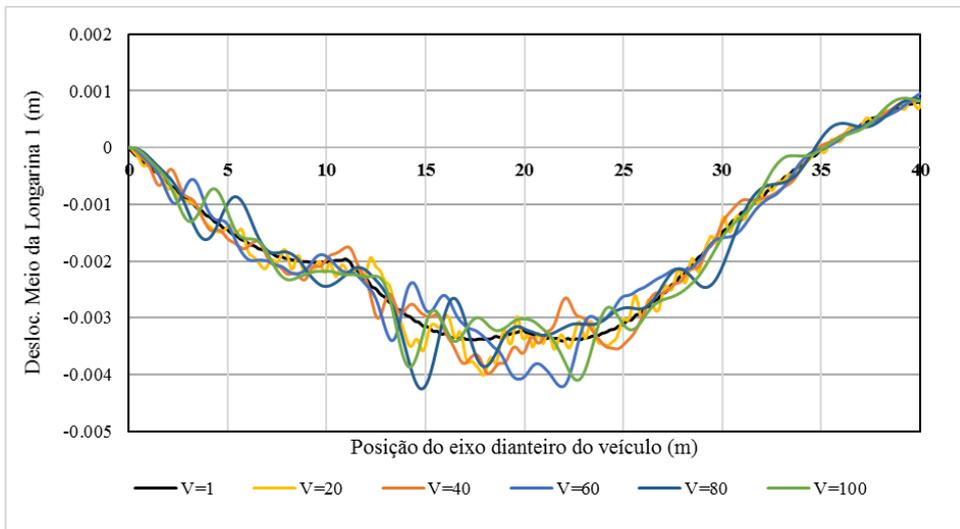


Figura 3-8: Histórico de deslocamento na ponte LC-20 devido à passagem do veículo 3T6 equivalente

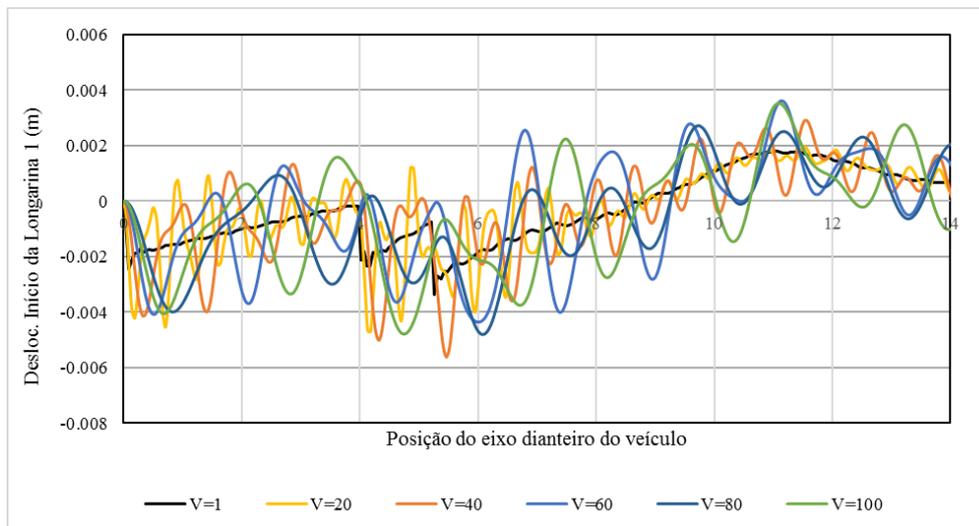


Figura 3-9: Histórico de deslocamento na ponte LE-2,5 devido à passagem do veículo 2S3-C equivalente

Tabela 3-12: Fatores de Amplificação Dinâmica para as pontes biapoiadas (2 longarinas)

Estrutura	FADs					FAD (max)
	2S3-C	2S3-L	3S3-L	3T4	3T6	
LB-10	1,33	1,28	1,30	-	-	1,33
LB-20	1,09	1,15	1,12	1,14	1,17	1,17
LB-30	1,09	1,13	1,08	1,10	1,14	1,14
LB-40	1,13	1,13	1,13	1,10	1,18	1,18

Tabela 3-13: Fatores de Amplificação Dinâmica para as pontes contínuas (2 longarinas)

Estrutura	FADs					FAD (max)
	2S3-C	2S3-L	3S3-L	3T4	3T6	
LC-10	1,32	1,20	1,20	-	-	1,32
LC-20	1,08	1,15	1,12	1,19	1,25	1,25
LC-30	1,11	1,17	1,10	1,12	1,16	1,17
LC-40	1,21	1,16	1,15	1,14	1,21	1,21

Tabela 3-14: Fatores de Amplificação Dinâmica para as pontes em balanço (2 longarinas)

Estrutura	FADs			FAD (max)
	2S3-C	2S3-L	3S3-L	
LE-2,5	1,67	1,49	1,60	1,67
LE-5	1,29	1,36	1,51	1,51
LE-7,5	1,33	1,48	1,49	1,49
LE-10	1,38	1,31	1,18	1,38

Para as pontes biapoiadas e contínuas, até o vão de 30m, ocorre a diminuição dos valores de FADs com o aumento do vão, assim como é adotado pela norma brasileira para os valores de CIV. Porém, para o vão de 40m, o valor do FAD calculado supera os de estruturas de menores vãos. Uma possível explicação para este caso, é que, para estruturas de menores vãos, com frequência natural alta e normalmente distantes da frequência do veículo, a amplificação dinâmica depende diretamente da presença do ressalto e o amortecimento se dá de forma mais rápida.

A partir da estrutura com vão de 40m, cuja frequência natural está mais próxima à do veículo, apesar do meio do vão estar distante do ressalto, a amplificação é maior devido a uma parcela da ressonância. Esse fato não é levado em conta pela norma uma vez que, para estruturas com vãos a partir de 30m e 40m o tráfego crítico esperado passa a ser o engarrafado, onde a parcela dinâmica possui menor importância. Para estruturas em balanço, os FADs decresceram em função do vão. Por estar sendo avaliada próximo ao ponto de ressalto, a amplificação para estas estruturas ficou bem acima do calculado nos demais casos, o que se mostra coerente com o calculado pela norma brasileira, que inclui coeficiente adicional de impacto próximo às regiões de juntas.

3.5. ESFORÇOS-ALVO PARA PONTES COM DUAS LONGARINAS

Com base nos valores de esforços estáticos característicos, obtidos pelas extrapolações, e nos FADs para as estruturas é possível determinar os esforços-alvo para tráfego livre nas pontes de duas longarinas. A Tabela 3-15 mostra de maneira resumida os resultados. São apresentados também o valor da média e desvio padrão da distribuição Weibull 3P ajustada aos valores de máximos esforços para extrapolação. Os esforços-alvo determinados para cada estrutura foram comparados com esforços calculados pelo modelo de carga móvel TB450 da norma NBR7188/2013 e com o modelo LM1 do Eurocode 1. Os resultados estão apresentados nos gráficos da Figura 3-10, Figura 3-11 e Figura 3-12.

Tabela 3-15: Esforço estático, dinâmico e valores-alvos nas pontes de duas longarinas

Estrutura	Esforço	Distr. Estática inicial (kN/kNm)			FAD	Esforço- Alvo (kN/kNm)
		Média	Desv. Padrão	Valor Caract.		
LB-10	V	325,9	24,8	715,0	1,33	950,2
	M	383,8	29,7	750,5	1,33	997,4
LB-20	V	438,2	37,5	879,3	1,17	1026,9
	M	1291,3	81,0	2711,3	1,17	3166,7
LB-30	V	548,6	44,5	1058,6	1,14	1206,0
	M	3310,4	270,3	5789,4	1,14	6595,3
LB-40	V	555,5	49,4	1113,2	1,18	1308,7
	M	4600,7	358,3	9326,4	1,18	10963,8
LC-10	M +	328,8	24,9	641,6	1,32	846,7
	V	326,5	23,0	613,2	1,32	809,1
	M -	498,9	41,5	1044,5	1,32	1378,2
LC-20	M +	1222,2	108,1	2445,5	1,25	3050,2
	V	435,5	34,6	909,7	1,25	1134,6
	M -	1221,5	106,5	2737,2	1,25	3414,1
LC-30	M +	2524,0	205,6	4882,7	1,17	5698,7
	V	552,9	49,0	1057,9	1,17	1234,7
	M -	2184,7	162,5	4265,5	1,17	4978,4
LC-40	M +	3840,1	321,7	7797,6	1,21	9436,6
	V	553,7	46,3	1159,9	1,21	1403,8
	M -	3225,5	218,8	6333,6	1,21	7664,9
LE-2,5	M-	385,6	30,7	762,3	1,67	1275,0
LE-5	M-	1097,5	88,6	2226,0	1,51	3356,6
LE-7,5	M-	1640,6	124,9	3200,6	1,49	4768,1
LE-10	M-	2222,7	195,2	4475,2	1,38	6158,8

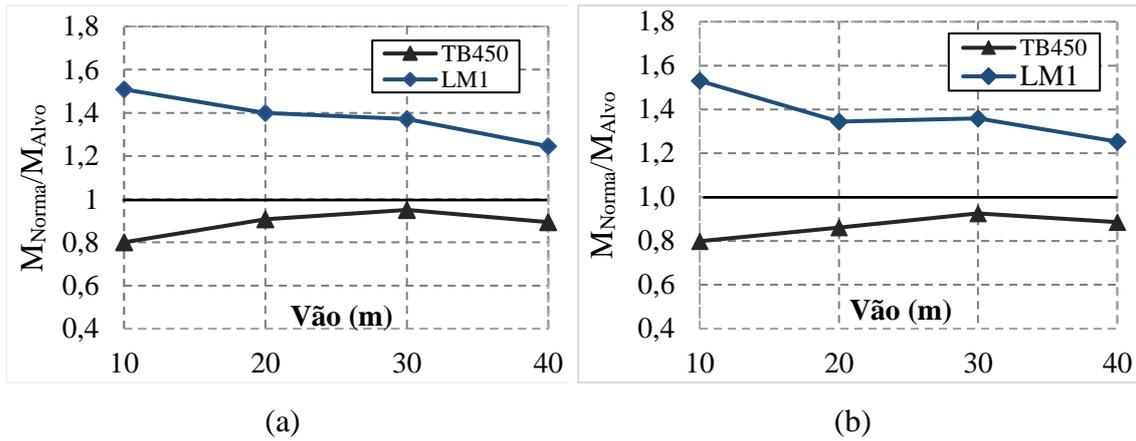


Figura 3-10: Comparação dos valores de esforços-alvo com normativos do momento positivo para pontes: (a) Biapoiadas (b) Contínuas

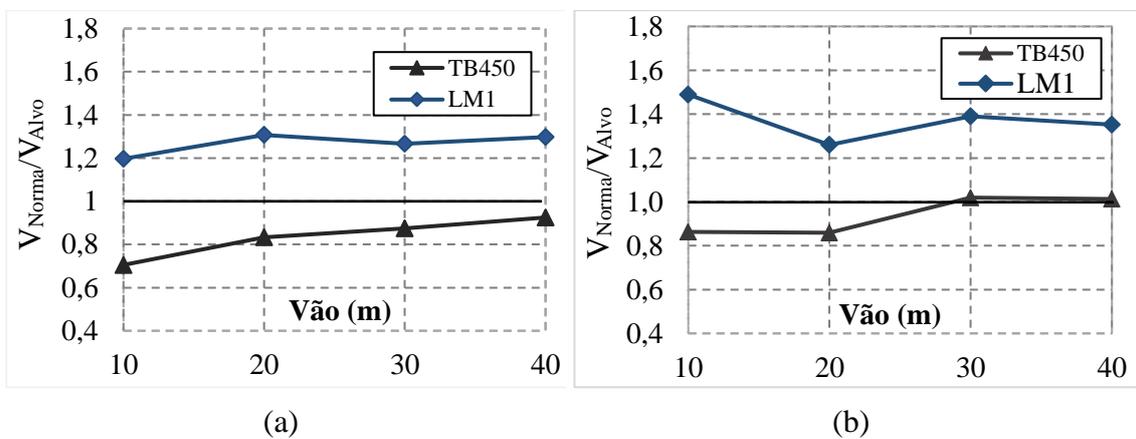


Figura 3-11: Comparação dos valores de esforços-alvo com normativos de cortante para pontes: (a) Biapoiadas (b) Contínuas

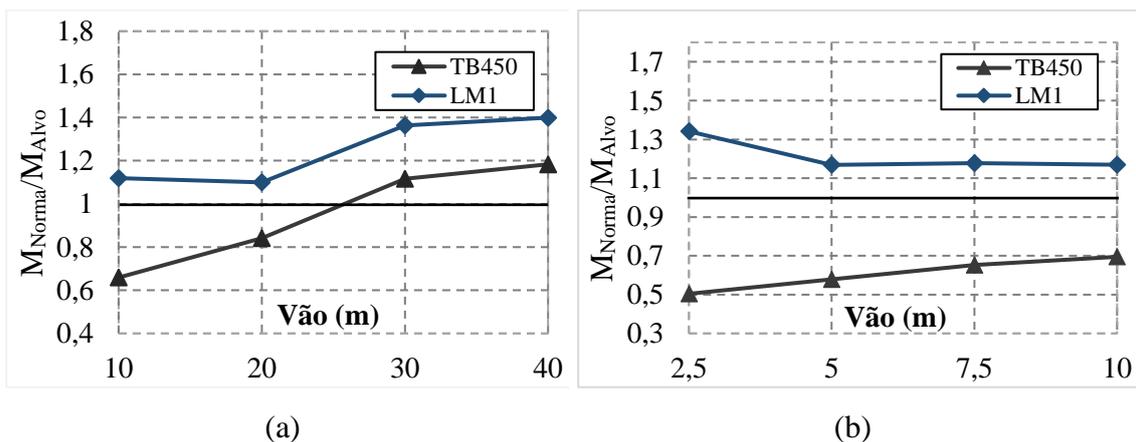


Figura 3-12: Comparação dos valores de esforços-alvo com normativos do momento negativo para pontes: (a) Contínuas (b) Balanço

Em todos os casos, os esforços calculados pelo modelo de carga móvel LM1 do Eurocode 1 ficaram acima dos demais. Na maioria dos casos, os esforços-alvo ficaram acima dos valores calculados pelo TB450 da NBR7188/2013. Essa diferença se tornou

mais expressiva para pontes com menores vãos (entre 10 e 20m), já que, quanto menor o vão, menor a contribuição das cargas de multidão devido à redução da área da superfície do tabuleiro.

Assim como verificado em ROSSIGALI (2013), o fato de os esforços-alvo apresentarem, em grande parte dos casos analisados, esforços maiores que o calculado pela NBR7188/2013 evidencia a desatualização desta norma perante o tráfego real de veículos nas rodovias brasileiras, reafirmando a necessidade de atualização do modelo de carga móvel da norma brasileira.

3.6. AJUSTE DE MODELOS DE CARGAS MÓVEIS AOS VALORES-ALVOS DE ESFORÇOS

Os esforços-alvo obtidos para as pontes analisadas serão utilizados na busca por modelos de carga móvel. Como descrito na seção 2.7, a ferramenta utilizada é o BMC Mov, que busca via exaustão o modelo com parâmetros pré-definidos que melhor represente os valores de esforços-alvo.

3.6.1. Validação do programa BMC Mov

ROSSIGALI (2013) realizou teste para a validação do programa BMC Mov tanto em relação às etapas de obtenção dos esforços solicitantes, quanto à busca de modelos de cargas móveis pré-existentes. Na busca por modelos de carga móvel com resultados esperados, verificou-se o modelo obtido pelo programa para os esforços gerados pelo modelo de carga LM1 da norma europeia.

Para este trabalho, devido à mudança das superfícies de influência utilizadas nos cálculos de esforços, a validação da geração de esforços nas seções de interesse foi refeita. Para isso, utilizam-se os esforços gerados pelo modelo de carga da norma brasileira TB450, obtido pelo programa SAP2000. Os valores são comparados com os gerados pelo programa BMC Mov. Para possibilitar a utilização do programa, considera-se o veículo tipo com carga distribuída sobre todo o tabuleiro e carga do eixo reduzida proporcionalmente. Os valores para ambos os casos e a diferença relativa entre eles são mostrados na Tabela 3-16. De uma forma geral, os valores de esforços se aproximaram

nos dois casos, portanto, assim como concluído em ROSSIGALI (2013), no que diz respeito à análise estrutural, o programa apresenta resultados coerentes.

Tabela 3-16: Comparação entre os esforços gerados pelo programa BMCMov para o modelo de carga da NBR7188/2013 com os valores gerados pelo SAP2000

Estrutura	Tipo de Esforço	Esforço (kN/kNm)		Dif. (%)
		BMCMov	SAP2000	
LB-10	Q*	462,3	495,0	6,6%
LB-10	M+	564,8	589,8	4,2%
LB-20	Q*	628,8	656,5	4,2%
LB-20	M+	2144,0	2205,6	2,8%
LB-30	Q*	793,6	833,8	4,8%
LB-30	M+	5065,5	4954,9	2,2%
LB-40	Q*	942,8	979,6	3,8%
LB-40	M+	8234,7	7929,2	3,9%
LE-25	M-	450,6	476,2	5,4%
LE-50	M-	1410,6	1436,8	1,8%
LE-75	M-	2334,8	2306,6	1,2%
LE-10	M-	3303,1	3161,6	4,5%

3.6.2. Busca pelo modelo de carga para os esforços-alvo

A busca por modelos de carga móvel ajustado para o tráfego real tem como objetivo representar de maneira mais realística os esforços atuantes em rodovias brasileiras. A configuração do modelo determinado neste trabalho deverá se basear nos de normas existentes, como o caso da norma europeia, que é considerada atualmente referência neste assunto no mundo. O modelo será composto por cargas pontuais, que representam a solicitação dos eixos de veículos e carga distribuída por área. Duas formas de considerar a atuação destas cargas foram analisadas: divisão de faixas de tráfego, como considerado no Eurocódigo 1 e devido à passagem de um único veículo tipo, acrescido de carga distribuída ao longo do tabuleiro. Para buscar modelos mais representativos e que atendam a todas as expectativas, foram analisadas diversas situações, variando os limites para as cargas pontuais e o número e distância longitudinal entre os eixos.

Para casos com apenas um veículo presente no tabuleiro, considera-se uma única faixa de tráfego e carga distribuída presente na área remanescente. Nas demais situações, o número máximo de faixas considerado foram três, com a presença de um veículo em pelo menos uma das faixas. A distância transversal entre os pneus do veículo é constante em todos os casos analisados, igual a 2 metros. Avaliou-se modelos com 2 e 3 eixos e com distância entre eles constante igual a 1,30 e 1,50m. Entende-se que estes valores representam situações reais de eixos tandem duplo e triplo que solicitam pontes nas

rodovias e também se aproximam aos modelos de carga adotados nas normas referentes ao assunto.

O valor máximo do peso do veículo é de 1000kN, sendo avaliado também situações com limite de 600kN e 450kN. A carga distribuída máxima é de 10kN/m² e mínima de 2kN/m². Para os casos com mais de uma faixa de tráfego, foram avaliados modelos com restrições nos valores da carga pontual e distribuída. No total foram analisadas 30 situações de modelos de carga a serem executados no programa BMC Mov, como consta na Tabela 3-17.

Tabela 3-17: Características e restrições dos modelos buscados em cada caso

Caso	Num. Faixas	Num. Eixos	Dist. Eixos (m)	Restrições	
				Carga Pneus	Carga Distribuída
1	1	2	1,30	-	$q_1=q_2=q_3=q_r$
2	1	2	1,30	$P_1 \leq 600$	$q_1=q_2=q_3=q_r$
3	1	2	1,50	-	$q_1=q_2=q_3=q_r$
4	1	2	1,50	$P_1 \leq 600$	$q_1=q_2=q_3=q_r$
5	1	3	1,30	-	$q_1=q_2=q_3=q_r$
6	1	3	1,30	$P_1 \leq 600$	$q_1=q_2=q_3=q_r$
7	1	3	1,30	$P_1 \leq 450$	$q_1=q_2=q_3=q_r$
8	1	3	1,50	-	$q_1=q_2=q_3=q_r$
9	1	3	1,50	$P_1 \leq 600$	$q_1=q_2=q_3=q_r$
10	1	3	1,50	$P_1 \leq 450$	$q_1=q_2=q_3=q_r$
11	3	2	1,30	$P_2 \leq P_1; P_3 \leq P_2$	$q_2 \leq q_1; q_3 \leq q_2; q_r \leq q_3$
12	3	2	1,30	$P_2 \leq P_1; P_3 = P_2$	$q_2 \leq q_1; q_3 = q_2; q_r = q_3$
13	3	2	1,30	$P_2 \leq P_1; P_3 \leq P_2; P_1 \leq 600; P_3 \geq 200$	$q_2 \leq q_1; q_3 \leq q_2; q_r \leq q_3$
14	3	2	1,30	$P_2 \leq P_1; P_3 = P_2; P_1 \leq 600; P_3 \geq 200$	$q_2 \leq q_1; q_3 = q_2; q_r = q_3$
15	3	2	1,50	$P_2 \leq P_1; P_3 \leq P_2$	$q_2 \leq q_1; q_3 \leq q_2; q_r \leq q_3$
16	3	2	1,50	$P_2 \leq P_1; P_3 = P_2$	$q_2 \leq q_1; q_3 = q_2; q_r = q_3$
17	3	2	1,50	$P_2 \leq P_1; P_3 \leq P_2; P_1 \leq 600; P_3 \geq 200$	$q_2 \leq q_1; q_3 \leq q_2; q_r \leq q_3$
18	3	2	1,50	$P_2 \leq P_1; P_3 = P_2; P_1 \leq 600; P_3 \geq 200$	$q_2 \leq q_1; q_3 = q_2; q_r = q_3$
19	3	3	1,30	$P_2 \leq P_1; P_3 \leq P_2$	$q_2 \leq q_1; q_3 \leq q_2; q_r \leq q_3$
20	3	3	1,30	$P_2 \leq P_1; P_3 = P_2$	$q_2 \leq q_1; q_3 = q_2; q_r = q_3$
21	3	3	1,30	$P_2 \leq P_1; P_3 \leq P_2; P_1 \leq 600; P_3 \geq 200$	$q_2 \leq q_1; q_3 \leq q_2; q_r \leq q_3$
22	3	3	1,30	$P_2 \leq P_1; P_3 = P_2; P_1 \leq 600; P_3 \geq 200$	$q_2 \leq q_1; q_3 = q_2; q_r = q_3$
23	3	3	1,30	$P_2 \leq P_1; P_3 \leq P_2; P_1 \leq 450; P_3 \geq 150$	$q_2 \leq q_1; q_3 \leq q_2; q_r \leq q_3$
24	3	3	1,30	$P_2 \leq P_1; P_3 = P_2; P_1 \leq 450; P_3 \geq 150$	$q_2 \leq q_1; q_3 = q_2; q_r = q_3$
25	3	3	1,50	$P_2 \leq P_1; P_3 \leq P_2$	$q_2 \leq q_1; q_3 \leq q_2; q_r \leq q_3$
26	3	3	1,50	$P_2 \leq P_1; P_3 = P_2$	$q_2 \leq q_1; q_3 = q_2; q_r = q_3$
27	3	3	1,50	$P_2 \leq P_1; P_3 \leq P_2; P_1 \leq 600; P_3 \geq 200$	$q_2 \leq q_1; q_3 \leq q_2; q_r \leq q_3$
28	3	3	1,50	$P_2 \leq P_1; P_3 = P_2; P_1 \leq 600; P_3 \geq 200$	$q_2 \leq q_1; q_3 = q_2; q_r = q_3$
29	3	3	1,50	$P_2 \leq P_1; P_3 \leq P_2; P_1 \leq 450; P_3 \geq 150$	$q_2 \leq q_1; q_3 \leq q_2; q_r \leq q_3$
30	3	3	1,50	$P_2 \leq P_1; P_3 = P_2; P_1 \leq 450; P_3 \geq 150$	$q_2 \leq q_1; q_3 = q_2; q_r = q_3$

As situações apresentadas foram executadas pelo programa MBCMov e os modelos que geraram os menores erros totais ponderados estão apresentados na Tabela 3-18. Os incrementos de carga pontual foram adotados igual a 50kN e de carga distribuída igual a 0,50kN/m².

Tabela 3-18: Configuração dos modelos de carga móvel selecionados em cada casos analisados

Caso	Faixa 1		Faixa 2		Faixa 3		Faixa Reman.	$\epsilon_{\text{relativo}}$
	P ₁ (kN)	q ₁ (kN/m ²)	P ₂ (kN)	q ₂ (kN/m ²)	P ₃ (kN)	q ₃ (kN/m ²)	q _r (kN/m ²)	
1	700	5,0	-	5,0	-	5,0	5,0	7,08%
2	600	6,0	-	6,0	-	6,0	6,0	8,17%
3	750	4,5	-	4,5	-	4,5	4,5	6,92%
4	600	6,0	-	6,0	-	6,0	6,0	8,67%
5	750	4,5	-	4,5	-	4,5	4,5	8,04%
6	600	6,0	-	6,0	-	6,0	6,0	10,94%
7	450	7,5	-	7,5	-	7,5	7,5	15,94%
8	750	4,5	-	4,5	-	4,5	4,5	8,39%
9	600	6,0	-	6,0	-	6,0	6,0	11,66%
10	450	7,5	-	7,5	-	7,5	7,5	16,55%
11	400	5,0	400	5,0	200	1,0	1,0	5,61%
12	550	4,5	200	4,0	200	4,0	4,0	5,84%
13	400	5,0	400	5,0	200	1,0	1,0	5,61%
14	550	4,5	200	4,0	200	4,0	4,0	5,84%
15	450	4,5	450	4,0	100	1,5	1,5	5,34%
16	500	4,5	250	4,0	250	4,0	4,0	5,64%
17	400	5,0	400	5,0	250	0,0	0,0	5,51%
18	500	4,5	250	4,0	250	4,0	4,0	5,64%
19	500	3,5	500	3,5	0	3,5	3,5	6,22%
20	450	5,0	350	3,0	350	3,0	3,0	6,43%
21	450	4,0	450	4,0	200	2,0	2,0	6,26%
22	450	5,0	350	3,0	350	3,0	3,0	6,43%
23	450	4,0	450	4,0	150	3,0	3,0	6,26%
24	450	5,0	350	3,0	350	3,0	3,0	6,43%
25	500	3,5	500	3,5	50	3,5	3,5	6,05%
26	500	4,5	350	2,5	350	2,5	2,5	6,26%
27	500	4,0	450	4,0	200	0,0	0,0	6,10%
28	500	4,5	350	2,5	350	2,5	2,5	6,26%
29	450	4,0	450	3,5	200	3,5	3,5	6,12%
30	450	7,0	400	0,0	400	0,0	0,0	6,29%

De modo geral, os modelos com três faixas de trafego apresentaram menor erro total ponderado do que os modelos com uma única faixa. Quando se compara a distância entre eixos, o erro total foi maior para os modelos com distância igual a 1,30m. Veículos tipos com dois eixos, normalmente resultaram erros menores que os veículos com três

eixos, quando se avalia casos com mesmas restrições. Apesar destas diferenças, os valores de erro total ficaram próximos na maioria dos casos, o que possibilita a adoção de veículos tipos mais convenientes.

3.6.3. Modelos de carga adotados

O modelo de carga adotado, além de representar menores valores possíveis de erros totais ponderados, deve satisfazer outras condições como semelhança com modelos de cargas de normas existentes, simplicidade de utilização e proximidade com configurações reais de eixos de veículos. Assim como verificado em ROSSIGALI (2013), a adoção de modelos com três faixas de tráfego tem a vantagem de gerarem menores erros e se aproximam dos modelos adotados em normas de grande representatividade como o Eurocode 1. Por outro lado, modelos com apenas uma faixa, além de serem de mais simples utilização, se aproximam do modelo adotado pela norma NBR7188/2013, o que traria maior facilidade de adaptação por parte dos projetistas.

Achou-se conveniente, portanto, selecionar dentre os casos analisados dois modelos de carga, sendo elas as configurações obtidas nos casos nº3 (Modelo 1) e nº18 (Modelo 2). O primeiro possui uma faixa de tráfego e o segundo três faixas. Apesar desses modelos não serem os de menor erro total ponderado, se mostraram dentre as condições acima analisadas, mais vantajosos.

O Modelo 1 (MC1) é composto por uma carga distribuída sobre todo o tabuleiro com valor de $4,5\text{kN/m}^2$ e um veículo com 2 eixos distante de $1,50\text{m}$ e peso total de 750kN . O Modelo 2 (MC2) é composto por até três veículos com distância entre eixos igual a $1,50\text{m}$ e peso total nas faixas 1, 2 e 3 de respectivamente 500 , 250 e 250kN . A carga distribuída é igual a $4,5\text{kN/m}^2$ na faixa 1 e $4,0\text{kN/m}^2$ no restante do tabuleiro, incluindo a faixa remanescente. As configurações de ambos os modelos são mostradas nas Figura 3-13 e Figura 3-14.

Os modelos aqui apresentados são propostos para análise de esforços solicitantes de longarinas no ELU. Sendo necessário, portanto, desenvolvimento de outros modelos específicos para serem utilizados em verificações locais, como esforços em lajes e nas regiões de apoio. Assim como recomendado nas normas, o modelo de carga móvel deve dispor as cargas de forma que se obtenham os esforços solicitantes máximos para as pontes em análise, ou seja, nas posições mais desfavoráveis possíveis.

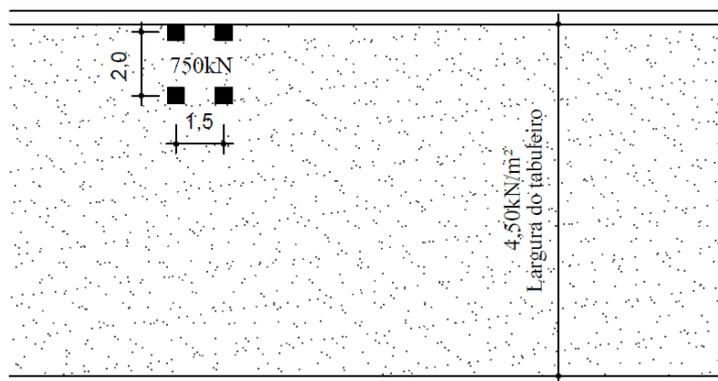


Figura 3-13: Vista em planta do Modelo de carga 1 (1 Faixa de tráfego)

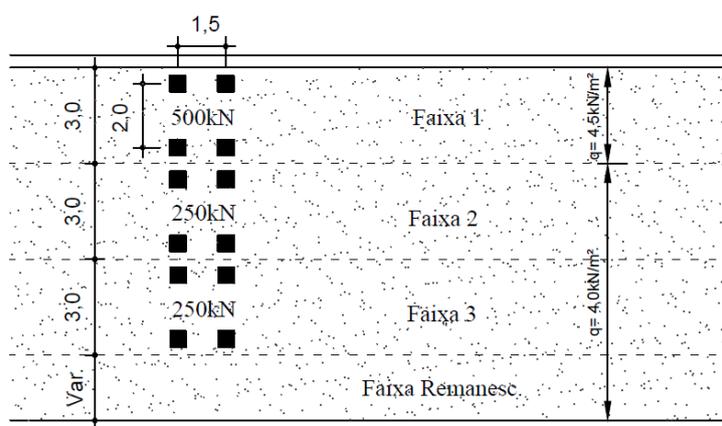


Figura 3-14: Vista em planta do Modelo de carga 2 (3 Faixas de tráfego)

Apesar do erro relativo gerar uma ideia sobre as diferenças entre os esforços-alvo e os resultantes dos modelos de carga, seu valor final pode esconder possíveis discrepâncias, uma vez que, no seu cálculo, se considera uma média ponderada entre todos os esforços nas pontes. Por este motivo, os esforços gerados pelos modelos propostos e os valores alvos foram comparados, um a um, e as diferenças entre eles se encontram apresentadas nos gráficos da Figura 3-15 à Figura 3-17. Além dos propostos, foram comparados os resultados dos modelos obtidos nos casos 1, 5 e 8.

Para o modelo 1, a máxima diferença foi no momento negativo na ponte LC-20, de 18,4%. Neste modelo, as demais diferenças não ultrapassaram a faixa de 15%. Para o modelo 2, as maiores diferenças foram o esforço cortante na ponte LB-10, de 13,2% e no momento negativo na ponte LC-10 e LC-20, de 12,7% e 14,8% respectivamente. As diferenças para o modelo 2, nos demais casos, não ultrapassam a faixa de 10%. Entende-se, portanto, que os modelos adotados, de modo geral, representam bem os esforços-alvo nos casos analisados. Com relação aos outros modelos, ocorre uma variação grande entre os que melhor representam os esforços-alvo, tanto em função do vão quanto do esforço analisado. Para o momento negativo nas pontes em balanço, percebe-se a

existência de erros significativos para menores vãos nos casos 5 e 8 (veículo-tipo com 3 eixos), mostrando que, apesar do erro relativo dar uma ideia geral das variações, em alguns casos podem esconder grandes diferenças.

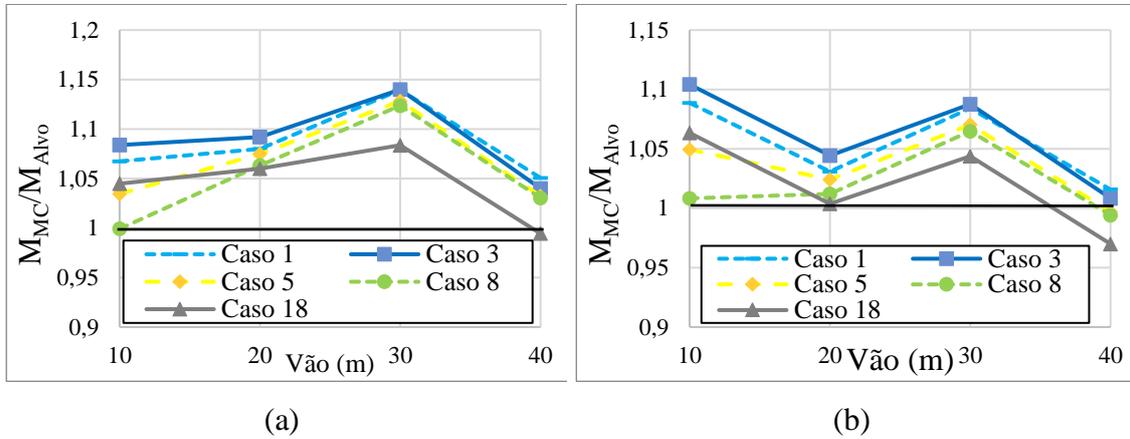


Figura 3-15: Razão entre momento positivo gerado pelos modelos de carga propostos e valores alvos para pontes: (a) Biapoiadas (b) Contínuas

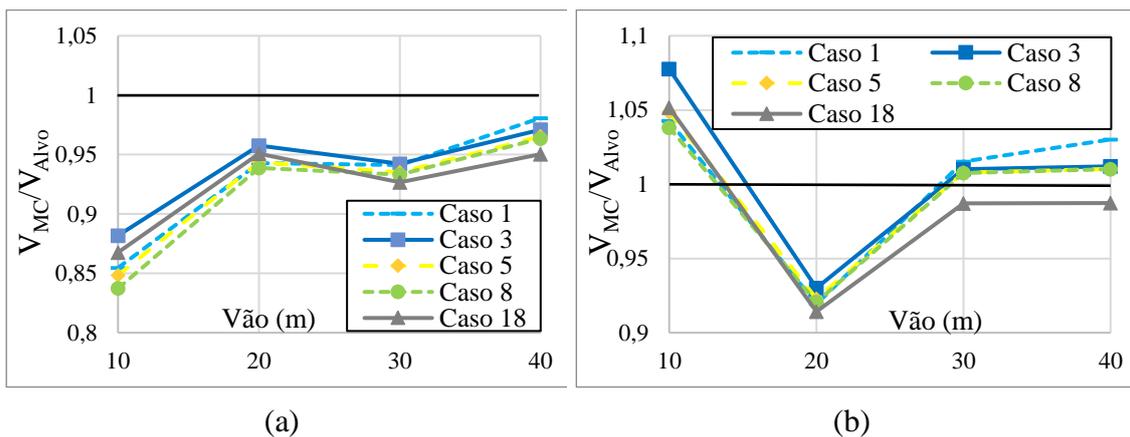


Figura 3-16: Razão entre esforço cortante gerado pelos modelos de carga propostos e valores alvos para pontes: (a) Biapoiadas (b) Contínuas

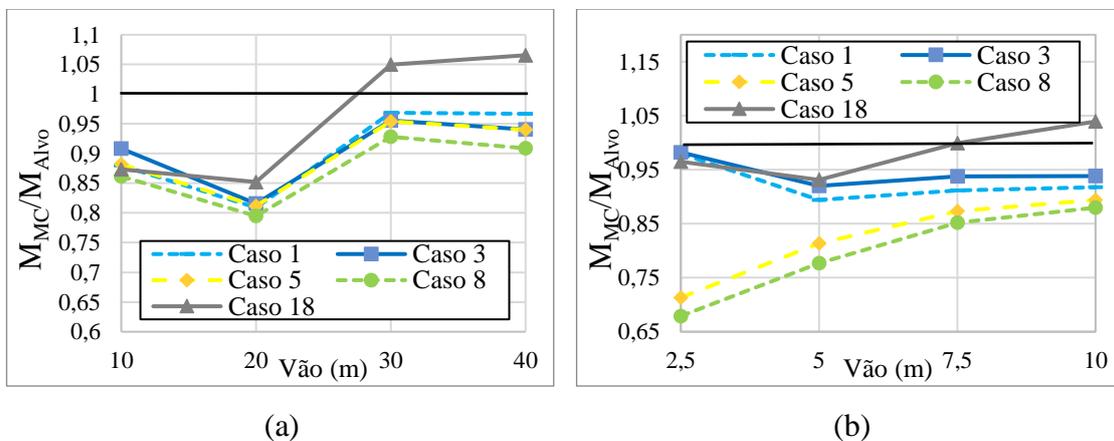


Figura 3-17: Razão entre momento negativo gerado pelos modelos de carga propostos e valores alvos para pontes: (a) Contínuas (b) Balanço

4. ANÁLISE DE TRÁFEGO LIVRE E ENGARRAFADO EM PONTES COM CINCO LONGARINAS E VÃO ENTRE 30 E 50 METROS

Neste capítulo, apresenta-se a análise de pontes com vãos entre 30 e 50 metros sujeitas à passagem de veículos em duas situações de fluxo: livre e engarrafado. Busca-se avaliar, para estas situações, quais os esforços gerados e verificar os casos críticos em função do vão. Por fim, será realizada a verificação dos modelos de carga móveis adotados na seção anterior com relação aos máximos esforços obtidos nessas pontes.

O procedimento utilizado, a base de dados e o programa de análise estática da passagem de veículos são os mesmos do capítulo anterior, com a inclusão da consideração do fluxo engarrafado, que também pode ser realizado pelo programa STPG. Além disso, para esta faixa de vãos (30 a 50m), adotou-se estruturas de concreto pré-moldadas com cinco longarinas, que serão mais bem descritas a seguir.

4.1. ESTRUTURAS DE CINCO LONGARINAS ANALISADAS

4.1.1. Descrição das estruturas

As pontes analisadas nesta seção possuem vãos de 30, 40 e 50m biapoiados e contínuos (2 vãos) em grelha constituída de cinco longarinas. Para essas estruturas, o sistema construtivo considerado foi de pontes em concreto protendido, pré-moldadas e com laje associada. As longarinas possuem seção em perfil I, como mostrado na Figura 4-1. Segundo PINHO *et al.* (2009), apesar de no Brasil o uso mais comum dos perfis pré-moldados em pontes seja para vãos isostáticos, a utilização deste tipo construtivo com continuidade vem ganhando espaço no âmbito internacional, motivo pelo qual será considerado neste trabalho. Esta continuidade pode ser realizada por diferentes soluções como ligações metálicas, protensão e armaduras passivas.

A seção transversal das pontes foi considerada igual à do modelo atual recomendado pelo DNER, com largura total de 13m como mostrado na Figura 4-1. A distribuição das longarinas foi realizada conforme recomendação do manual do DNIT que propõe um balanço entre $1/3$ e $1/2$ do espaçamento entre vigas. Para largura de 13m utilizou-se o balanço da laje com 1,0m de cada lado e as longarinas espaçadas de 2,75m, de maneira uniforme. A espessura da laje adotada foi de 20cm (e na Figura 4-1).

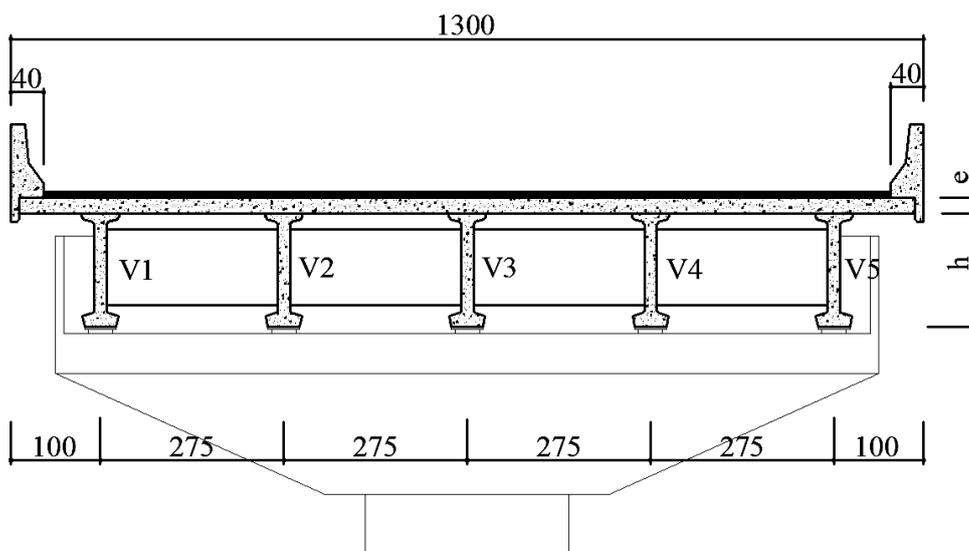


Figura 4-1: Seção transversal genérica das pontes com cinco longarinas (dimensões em cm)

Em relação às transversinas, adotou-se seção retangular desvinculada da laje. Foram dispostas três transversinas intermediárias por vão. O concreto utilizado para toda a estrutura foi de 30MPa, com módulo de elasticidade igual a 30,6GPa e coeficiente de Poisson igual a 0,2. O perfil I genérico das longarinas está mostrado na Figura 4-2 e as dimensões e propriedades geométricas deste e das transversinas constam da Tabela 4-1. As pontes foram analisadas por meio de modelos de casca e grelha. Os modelos de casca são utilizados no ajuste do modelo de grelha, como será apresentado adiante.

Tabela 4-1: Dimensões e propriedades geométricas dos perfis I utilizados para as pontes com 5 longarinas

Elemento	Dimensões	Biapoiada - Vão (m)			Contínua - Vão (m)		
		30	40	50	30	40	50
	Descrição	B-30	B-40	B-50	C-30	C-40	C-50
Longarina	b_{inf} (m)	0,440	0,440	0,440	0,400	0,440	0,440
	b_{sup} (m)	0,525	0,675	0,700	0,500	0,525	0,675
	b_{alma} (m)	0,150	0,150	0,170	0,150	0,150	0,150
	h_{inf} (m)	0,200	0,240	0,250	0,180	0,200	0,240
	h_{sup} (m)	0,135	0,145	0,170	0,130	0,135	0,145
	h (m)	1,50	1,70	1,90	1,30	1,50	1,70
	A (m ²)	0,31	0,37	0,46	0,27	0,31	0,37
	I_{xx} (m ⁴)	0,0830	0,1306	0,1983	0,053	0,083	0,1306
	I_{yy} (m ⁴)	0,0026	0,0043	0,0059	0,0021	0,0026	0,0043
	y_{cg} (m)	0,74	0,86	0,97	0,65	0,74	0,86
	J (m ⁴)	0,0026	0,0033	0,0050	0,0021	0,0026	0,0033
Transversina	h_t (m)	1,00	1,20	1,40	1,00	1,20	1,40
	b_w (m)	0,25	0,30	0,35	0,25	0,30	0,35

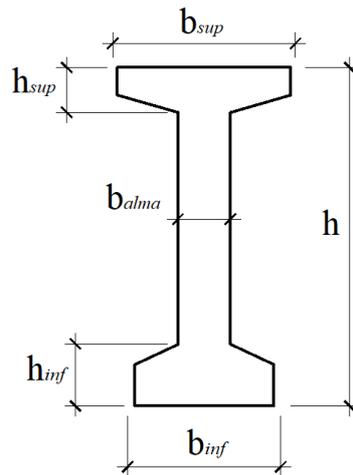


Figura 4-2: Perfil I utilizado nas pontes com 5 longarinas e nomenclatura

4.1.2. Modelos de casca

Para as pontes analisadas nesta seção foram criados modelos de casca 3D em elementos finitos quadriláteros que representam a laje, longarina e transversinas. O programa utilizado foi o SAP2000. As espessuras foram determinadas de forma a representar as dimensões de cada um dos elementos estruturais. As condições de contorno são representadas pela restrição da translação nas 3 direções em cada ponto de apoio. Para estes modelos, foram determinados deslocamentos e as frequências naturais, os quais serão utilizados como base para o ajuste do modelo de grelha. A Figura 4-3 mostra o modelo de casca para ponte biapoiada B-30.

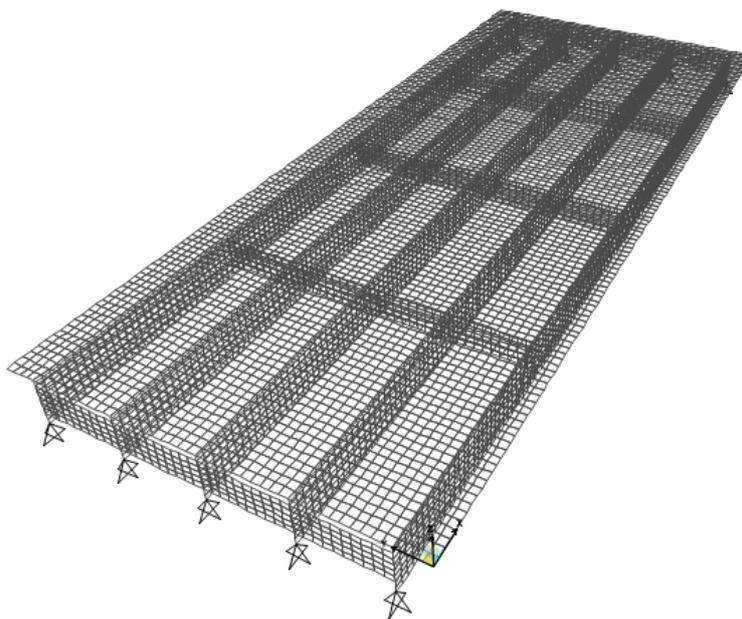


Figura 4-3: Modelo de casca 3D da ponte B-30

4.1.3. Modelos de grelha e ajuste com modelo de casca

As pontes em análise foram também modeladas por elementos de barra. O processo de modelagem segue o apresentado no capítulo anterior. As longarinas são constituídas além do perfil I pela parte da laje que contribui com a rigidez da seção. Em todas as pontes, a largura efetiva da mesa é definida pela divisão dos vãos das lajes para as internas e o balanço externo da laje para as longarinas externas como apresentado na Figura 4-4. As transversinas foram modeladas por seções retangulares com dimensões apresentadas na Tabela 4-1. O modelo da ponte B-30 é mostrado na Figura 4-5.

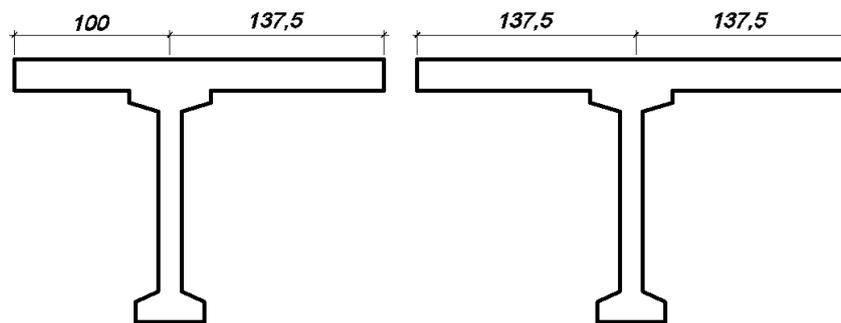


Figura 4-4: Seção genérica para modelo de grelha das longarinas (Dimensões em cm)
(a)Externas (b)Internas

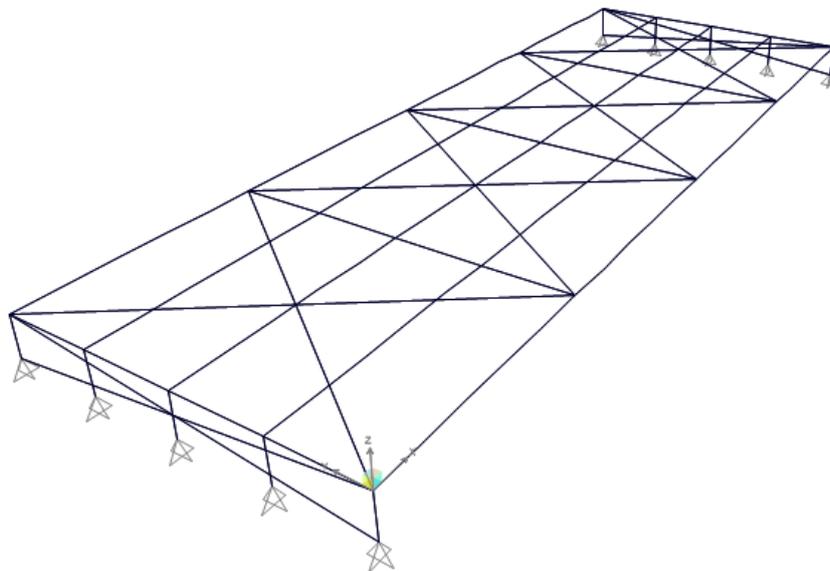


Figura 4-5: Modelo de grelha para ponte B-30 com 5 longarinas

Os elementos diagonais que representam a rigidez da laje e transversina e os montantes que representam a altura das longarinas foram modelados com seção retangular e dimensões definidas pelo ajuste com o modelo de casca. O processo de ajuste busca aproximar os comportamentos dinâmico e estático dos dois modelos.

Para os elementos longitudinais, utilizaram-se seções quadradas, sendo necessário, portanto, a obtenção do lado da seção. Para os montantes, com seção retangular, fixou-se a largura, igual razão entre a área e a altura do perfil, ficando o ajuste responsável por determinar o comprimento. A altura do montante foi fixada igual a altura do CG da seção T, incluindo a largura efetiva da laje. O material desses elementos é o concreto, com mesmo módulo de elasticidade E das longarinas, porém com massa nula.

O ajuste foi realizado comparando as frequências naturais de flexão e torção até o segundo modo de vibração. Foram também determinados os deslocamentos máximos estáticos na longarina 1 devidos a cargas distribuídas de 100kN/m aplicadas sobre as longarinas. Além disso, comparou-se o deslocamento da longarina 1 devido ao peso próprio. Os resultados, obtidos pelo programa SAP2000, estão apresentados na Tabela 4-2.

Tabela 4-2: Resultados estáticos e dinâmicos do ajuste do modelo de grelha

Estrut.	Modelo	Peso Total (kN)	Deslocamento Máximo na Longarina 1 (m)				Modos de vibração (Hz)			
			Peso Próprio	Distrib. LG1	Distrib. LG2	Distrib. LG3	1° Flexão	2° Flexão	1° Torção	2° Torção
B-30	Casca	3496,3	0,0095	0,0232	0,0148	0,0070	5,80	11,10	5,08	13,28
	Grelha	3468,1	0,0114	0,0304	0,0169	0,0068	5,27	11,01	5,90	14,49
B-40	Casca	5012,0	0,0300	0,0671	0,0442	0,0226	3,26	7,19	3,36	7,51
	Grelha	4948,1	0,0299	0,0771	0,0458	0,0198	3,25	7,23	3,36	8,23
B-50	Casca	6793,8	0,0583	0,1153	0,0785	0,0420	2,35	5,32	2,40	6,47
	Grelha	6786,9	0,0585	0,1282	0,0824	0,0404	2,33	5,37	2,46	6,22
C-30	Casca	6550,5	0,0147	0,0396	0,0241	0,0160	4,29	4,61	4,52	5,05
	Grelha	6538,1	0,0141	0,0419	0,0221	0,0080	4,39	4,72	4,70	5,19
C-40	Casca	9277,0	0,0332	0,0766	0,0508	0,0273	2,87	3,10	3,02	3,49
	Grelha	9222,6	0,0320	0,0798	0,0493	0,0237	2,92	3,15	3,17	3,56
C-50	Casca	12183,5	0,0593	0,1211	0,0829	0,0465	2,15	2,33	2,29	2,65
	Grelha	12023,7	0,0586	0,1396	0,0877	0,0427	2,14	2,33	2,29	2,59

Percebe-se que para carga distribuída aplicada na longarina 1 (LG1) os deslocamentos estáticos no modelo de grelha são maiores e o contrário para carga distribuída sobre a longarina 3 (LG3). Para carga distribuída sobre a longarina 2 os deslocamentos geralmente ficaram bem próximos. As frequências naturais também se aproximaram nos dois modelos para todos os casos, apresentando maior diferença na ponte B-30.

Após ajuste dos modelos de grelha, os mesmos são utilizados nas análises estáticas da passagem de veículos, pelo programa STPG e para obtenção dos modos de vibração e frequências naturais do modelo unifilar das pontes utilizados pelo programa IVPE para determinação dos FADs.

4.2. SIMULAÇÃO DE TRÁFEGO LIVRE PARA PONTES COM 5 LONGARINAS

A análise de tráfego livre para pontes com cinco longarinas e vãos de 30, 40 e 50m é realizada na mesma sequência mostrada na seção anterior, para pontes com duas longarinas. A base de dados utilizada é a H-2013 composta apenas por veículos pesados. A proporção de veículos por faixa está apresentada na Tabela 2-3. O tempo entre veículos também foi considerado como uma variável aleatória com distribuição gama, em função do volume médio de veículos diário por faixa. Os cenários de tráfego analisados são os mesmos apresentados na Figura 2-7 com período de retorno para os cenários pares de 100 anos e para os ímpares, com situações excepcionais de tráfego, de 10 anos. O cenário 1 não foi analisado por não representar condição de tráfego crítico, como mostrado no capítulo anterior. Para a simulação de tráfego livre em pontes com 5 longarinas foi preciso realizar implementação no programa STPG (elaborado para duas longarinas) de modo a adequá-lo à realização da análise estrutural para estruturas com cinco longarinas. As alterações efetuadas estão apresentadas a seguir, resultando na versão STPG-5L.

4.2.1. Implementação do programa STPG-5L para tráfego livre

A implementação necessária para o programa STPG-5L para análise de tráfego livre é a alteração do número de longarinas utilizadas na estrutura da ponte bem como a mudança na seção transversal das mesmas, que passam a ser consideradas como perfil I, pré-moldadas. Assim como na seção anterior, o modelo de grelha considerado para as estruturas analisadas são ajustados do modelo de casca, como mostrado na Figura 4-5.

As principais alterações neste sentido são a determinação dos nós e elementos da estrutura, utilizados para determinação das superfícies de influência e o aumento no número de elementos monitorados, para análise de esforços. A parte de simulação de tráfego não foi alterada, já que o programa STPG pode ser utilizado para condição de tráfego livre e engarrafado.

Torna-se necessário fornecer ao programa informações do perfil, que serão lidos no arquivo de entrada. Os dados lidos são: área e altura da seção transversal do perfil (sem incluir a laje), momento de inércia na direção Z e Y, altura do centroide (direção Y) e constante torsional do perfil. A partir desses dados, a influência da laje é diretamente incluída pelo programa, que diferencia as propriedades das longarinas externas e internas,

devido o comprimento efetivo das mesas nos dois casos. Portanto, o programa passa a realizar a análise para pontes com 5 longarinas uniformemente distribuídas.

Em relação à análise estrutural feita no programa STPG, a principal diferença é o aumento do número de elementos de interesse neste novo sistema e a identificação da posição da carga dos pneus, entre as longarinas. Os esforços de interesse são os mesmos apresentados na Tabela 2-2 para estruturas biapoiadas e contínuas. O mapeamento da posição do pneu para o cálculo do carregamento equivalente foi feito através de uma variável auxiliar, que define a posição da carga entre as longarinas e em quais longarinas serão aplicados os carregamentos equivalentes de cada pneu.

4.2.2. Cálculo dos esforços solicitantes pelo programa STPG-5L

Como mostrado anteriormente, os esforços estáticos devidos à passagem dos veículos são calculados pelo programa STPG-5L a partir das superfícies de influência para cada esforço na seção de interesse. Essas superfícies são geradas pelo próprio programa, com base nos dados da ponte fornecidos pelo usuário. É necessária a determinação das superfícies de influência para as ações de carga concentrada, binários concentrados M_z (flexão unitária) e M_x (torção unitária). A sistemática para o cálculo é: a partir da posição da roda, determina-se o carregamento equivalente nos elementos correspondentes, multiplicam-se os valores das cargas pelas ordenadas das superfícies de influência, acumulando os valores de esforços até que se considere todos os eixos que solicitam a ponte no instante de tempo. São apresentadas, da Figura 4-6 à Figura 4-11, as linhas de influência na Longarina 1 da ponte biapoiada B-30 e da pontes contínua C-30 devido a ação de carga concentrada, momento fletor e torsor unitário.

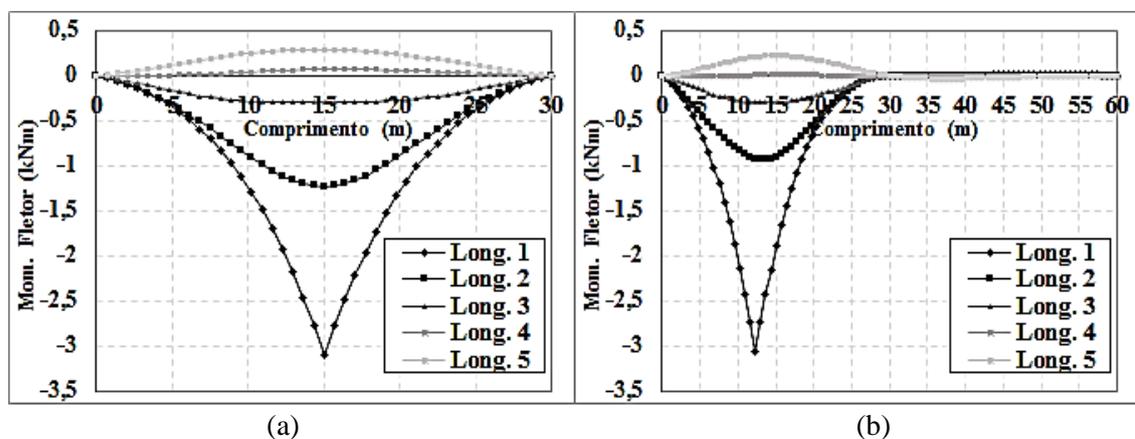


Figura 4-6: Linhas de influência de momento fletor na longarina L1: (a) no meio do vão do sistema biapoiado; (b) próximo do meio do vão do sistema contínuo por ação de carga concentrada unitária ao longo das longarinas 1 a 5

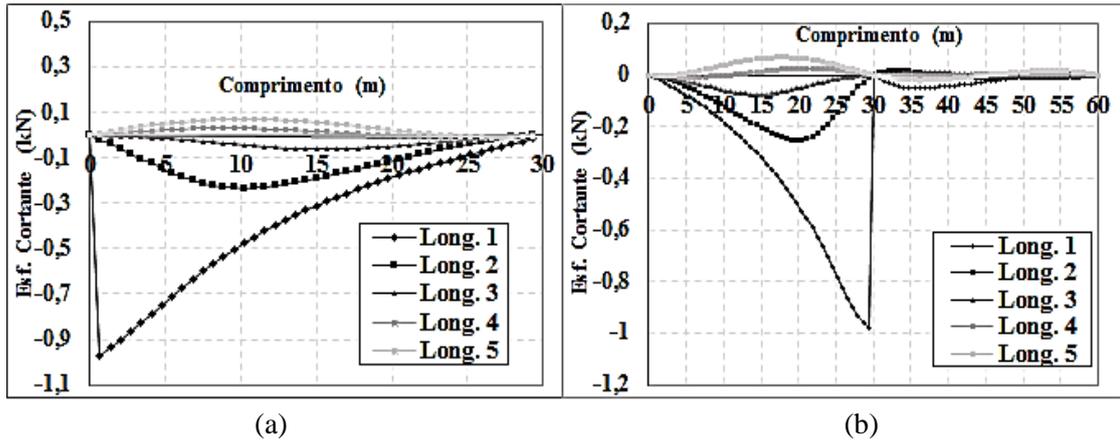


Figura 4-7: Linhas de influência de esforço cortante na longarina L1: (a) no apoio do sistema biapoiado; (b) no apoio central do sistema contínuo por ação de carga concentrada unitária ao longo das longarinas 1 a 5

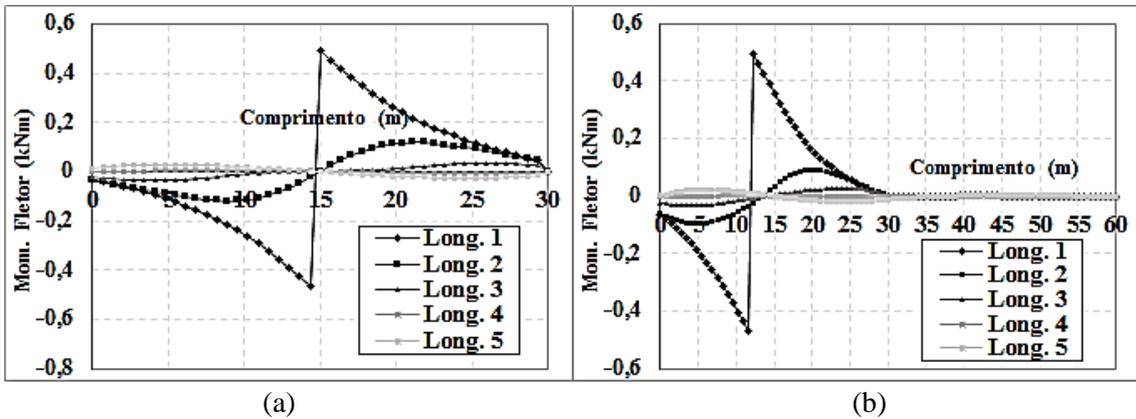


Figura 4-8: Linhas de influência de momento fletor na longarina L1: (a) no meio do vão do sistema biapoiado; (b) próximo do meio do vão do sistema contínuo por ação de binário momento fletor unitário ao longo das longarinas 1 a 5

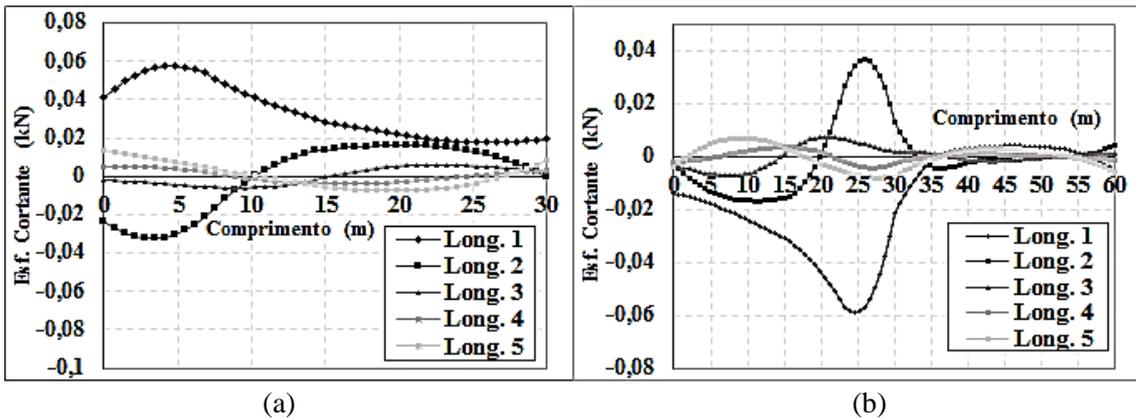


Figura 4-9: Linhas de influência de esforço cortante na longarina L1: (a) no apoio do sistema biapoiado; (b) no apoio central do sistema contínuo por ação de binário momento fletor unitário ao longo das longarinas 1 a 5

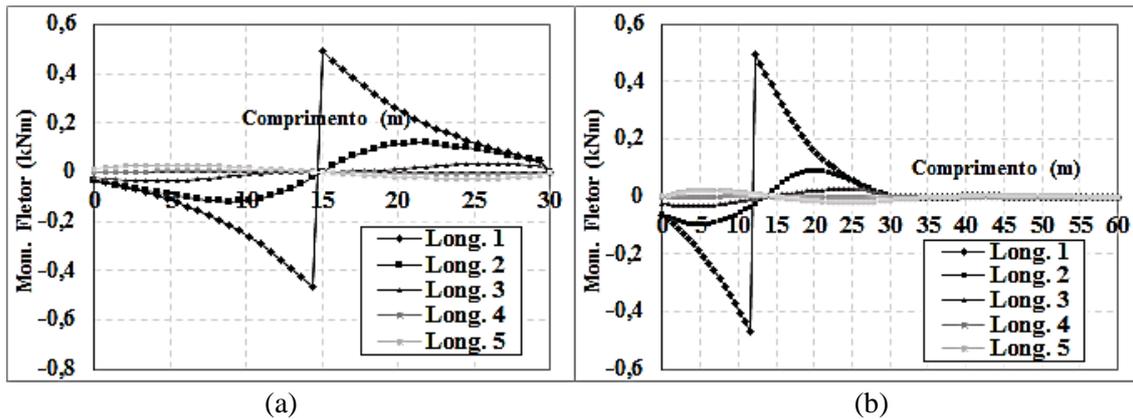


Figura 4-10: Linhas de influência de momento fletor na longarina L1: (a) no meio do vão do sistema biapoiado; (b) próximo do meio do vão do sistema contínuo por ação de binário momento torsor ao longo das longarinas 1 a 5

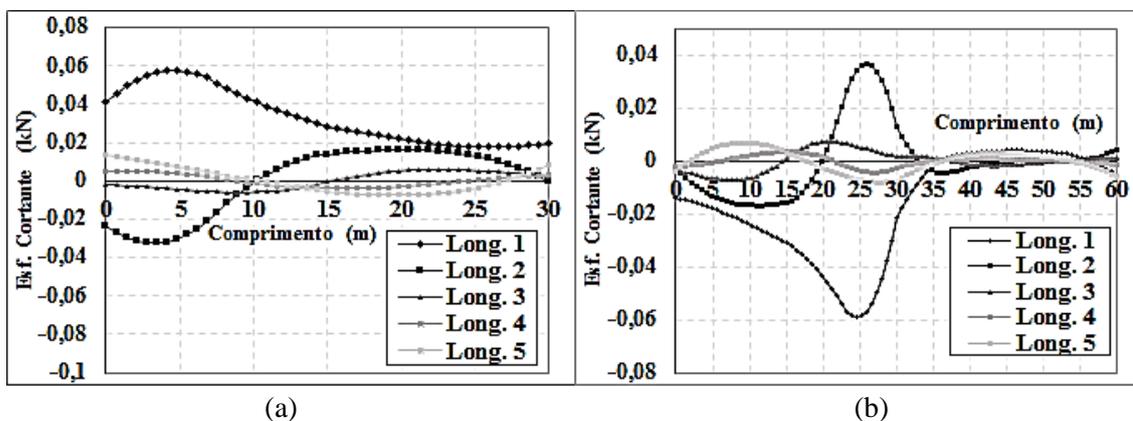


Figura 4-11: Linhas de influência de esforço cortante na longarina L1: (a) no apoio do sistema biapoiado; (b) no apoio central do sistema contínuo por ação de binário momento torsor unitário ao longo das longarinas 1 a 5

4.2.3. Validação dos resultados no programa STPG-5L

Para as pontes com duas longarinas, a geração de variáveis aleatórias para os dados de tráfego livre e a análise estrutural foram validadas em ROSSIGALI (2013). Porém, devido às alterações realizadas no programa na geração das superfícies de influência, torna-se necessária nova validação no aspecto da determinação dos esforços estáticos. Para isso, compararam-se os resultados obtidos pela ferramenta STPG-5L com os do programa comercial SAP 2000. Foi utilizada como referência a ponte B-30.

A primeira comparação foi feita para os valores máximos na longarina 1 das superfícies de influência para os esforços cortantes no apoio e momento fletor no meio do vão. Foram aplicados no SAP2000 carga concentrada, momento fletor e torsor localizados no meio do vão da longarina 1 e comparou-se a resposta com os valores obtidos nas superfícies de influência no STPG-5L. A Tabela 4-3 mostra os resultados, que apresentam boa correlação.

Tabela 4-3: Valores da superfície de influência para solicitações pontuais no meio do vão, calculadas pelo SAP2000 e STPG

Esforço	Carga Pontual			Mom. Fletor			Mom. Torsor		
	STPG	SAP2000	Dif.	STPG	SAP2000	Dif.	STPG	SAP2000	Dif.
Mom. Fletor (kNm)	3,102	3,113	0,4%	0,491	0,491	0,0%	0,705	0,668	5,5%
Cortante (kN)	0,312	0,308	1,3%	0,029	0,029	0,0%	0,044	0,044	0,0%

Verificou-se também o caso de veículos 2C e 3C passando pela ponte. O peso total dos veículos considerado foi de 1kN, passado pelos eixos das longarinas 1, 2 e 3. Os valores apresentados na Tabela 4-4 e Tabela 4-5 mostram os esforços cortantes e os momentos fletores máximos para longarina 1 devidos à passagem dos veículos em cada posição. Em todos os casos, os resultados obtidos no SAP2000 apresentaram boa correlação com os calculados no programa STPG. Considerou-se, portanto, validada a utilização do programa STPG-5L para as análises posteriores.

Tabela 4-4: Esforços devido à passagem dos veículos 2C sobre o eixo das longarinas 1, 2 e 3

Longarina	Momento Fletor-Meio (kNm)			Cortante-apoio (kN)		
	SAP2000	STPG-5L	Dif.	SAP2000	STPG-5L	Dif.
LONG 1	2,214	2,265	2,30%	0,705	0,72	2,13%
LONG 2	1,145	1,105	3,49%	0,216	0,225	4,17%
LONG 3	0,324	0,332	2,47%	0,06	0,062	3,33%

Tabela 4-5: Esforços devido à passagem dos veículos 3C sobre o eixo das longarinas 1, 2 e 3

Longarina	Momento Fletor-Meio (kNm)			Cortante-apoio (kN)		
	SAP2000	STPG-5L	Dif.	SAP2000	STPG-5L	Dif.
LONG 1	2,413	2,43	0,70%	0,703	0,721	2,56%
LONG 2	1,186	1,177	0,76%	0,221	0,228	3,17%
LONG 3	0,326	0,333	2,15%	0,062	0,063	1,61%

4.2.4. Extrapolação dos esforços estáticos determinados pelo programa STPG-5L para tráfego livre

Os esforços estáticos, devido ao fluxo livre, foram obtidos para as pontes com 5 longarinas. Para o tráfego livre, manteve-se o cálculo dos esforços de pico em ciclos (tempo entre valores de esforço nulo na ponte). Com os valores de esforços de pico obtidos nas análises, o programa gera automaticamente histogramas, aos quais são ajustadas curvas de distribuição Weibull 3P e posterior extrapolação aos períodos de retorno considerados. Os valores característicos máximos de cada estrutura serão utilizados na determinação dos esforços-alvo, juntamente com os valores de FADs que serão definidos na seção adiante. A Tabela 4-6 apresenta os valores extrapolados para cada cenário, e em destaque o valor máximo para cada estrutura.

Tabela 4-6: Esforços característicos para pontes de cinco longarinas (kN/kNm)

Estrutura	Esforço	CEN 2	CEN 3	CEN 4	CEN 5	CEN 6	CEN 7	CEN 8	CEN 9
B-30	V	508,9	472,2	506,0	471,0	514,7	479,3	513,1	479,2
	M	1500,9	1437,0	1499,5	1549,0	1567,8	1448,3	1565,7	1525,4
B-40	V	506,1	486,2	508,2	493,5	516,7	499,3	517,0	499,6
	M	2170,6	2160,8	2186,3	2413,8	2377,5	2423,5	2380,2	2424,9
B-50	V	515,8	514,3	519,3	534,8	543,6	527,7	536,0	524,6
	M	2790,3	2975,4	2847,1	3440,0	3325,6	3437,2	3309,9	3413,9
C-30	M +	1493,2	1390,9	1488,3	1395,8	1509,2	1422,1	1509,7	1511,1
	V	463,0	437,9	458,0	441,5	474,5	454,9	476,1	479,6
	M -	1932,4	1968,9	1931,6	2098,0	2011,3	2121,9	2015,3	2179,6
C-40	M +	2071,3	1958,5	2093,8	2115,7	2165,7	2120,1	2154,5	2117,1
	V	478,4	470,1	481,2	484,4	500,3	487,1	499,9	486,5
	M -	2563,1	2784,9	2609,7	3087,7	2876,9	3134,2	2908,4	3154,5
C-50	M +	2651,7	2678,9	2640,2	2917,6	2865,7	2890,9	2865,5	2868,2
	V	496,0	498,1	499,4	522,7	518,9	511,4	522,2	511,7
	M -	3264,7	3823,4	3338,5	4104,1	2736,0	4112,8	3776,5	4104,1

Foram obtidas também, as configurações que geraram o maior esforço estático para cada ponte na situação de tráfego livre, mostradas na Tabela 4-7. Como ocorre para as pontes com duas longarinas, as configurações dos veículos que predominam nas situações de esforço máximo são 2S3, 3S3, 3T4 e 3T6.

Tabela 4-7: Configuração que gerou maior esforço estático nas pontes analisadas

Estrutura	Esforço	Valor (kN/kNm)	Veículo nº 1				Veículo nº 2				Veículo nº 3			
			Faixa	Classe	Peso (kN)	Veloc. (km/h)	Faixa	Classe	Peso (kN)	Veloc. (km/h)	Faixa	Classe	Peso (kN)	Veloc. (km/h)
B-30	V	412,3	1	3S3-L	757,3	80	2	2C	119,8	80	-	-	-	-
	M	1401,0	1	2S3-C	587,1	80	2	3T6	664,5	80	-	-	-	-
B-40	V	425,8	1	3T4	805,1	100	2	3C	127,5	60	-	-	-	-
	M	1941,3	1	3T6	745,7	80	2	3S3-C	515,2	120	-	-	-	-
B-40	V	482,5	1	2S3-C	697,9	80	2	3T6	662,0	80	-	-	-	-
	M	2850,9	1	3T6	728,7	80	2	3T6	778,8	60	-	-	-	-
C-30	M+	1240,2	1	2S3-C	697,9	80	-	-	-	-	-	-	-	-
	V	415,8	1	3T4	805,1	100	2	2S2	229,8	80	-	-	-	-
	M-	1741,8	1	3T4	751,8	40	2	2S3-C	437,7	60	-	-	-	-
C-40	M+	1789,1	1	2S3-C	578,1	80	2	3T6	733,7	60	-	-	-	-
	V	450,9	1	3T4	794,9	80	2	3T4	627,4	80	-	-	-	-
	M-	2639,9	1	3T6	790,8	80	2	3T4	546,1	60	3	3S3-L	41,7	60
C-50	M+	2854,6	1	3T4	805,1	100	2	3T4	545,5	100	-	-	-	-
	V	485,9									-	-	-	-
	M-	3597,0									-	-	-	-

Na maioria dos casos, o número de veículos sobre a ponte foi dois, exceto para momento positivo na ponte C-30, com apenas um veículo na Faixa 1 e momento negativo na ponte C-40 com três veículos. As configurações de veículos apresentados na Tabela 4-7 serão utilizadas adiante para determinação dos FADs, onde se definirão veículos médios para cada classe, como feito para pontes com duas longarinas.

4.2.5. Determinação dos FADs para pontes com 5 longarinas

O mesmo procedimento realizado na determinação dos FADs para estruturas com 2 longarinas foi utilizado nas pontes analisadas nesta seção. As informações como frequência natural e modos de vibração foram extraídas dos modelos de grelha ajustados das estruturas (ver Tabela 4-2). O pavimento foi considerado asfáltico em bom estado, incluindo ressalto na entrada das pontes, com altura de 3,0cm. O fator de amplificação adotado é o máximo dentre os obtidos para análises com os veículos padronizados em diferentes velocidades (20 a 100km/h).

Inicialmente, foram determinados os veículos 3C equivalentes padronizados, baseados nos veículos presentes nas situações de esforço máximo. As classes que apareceram na primeira faixa em pelo menos uma das configurações de máximo foram 2S3-C, 3S3-L, 3T4 e 3T6. Na Tabela 4-8 estão apresentados os parâmetros do veículo equivalente 3C para cada um dos casos e na Tabela 4-9 os valores para os veículos padronizados, ou seja, a média entre veículos para cada classe

Tabela 4-8: Valores de peso e distância entre os eixos dos veículos 3C equivalentes aos originais presentes nas configurações de esforço máximo para pontes com 5 Longarinas

Estrutura	Esforço	Veículo Orig.	d ₁₂ (m)	d ₂₃ (m)	P ₁ (kN)	P ₂ (kN)	P ₃ (kN)
B-30	V	3S3-L	7,71	1,25	314,7	221,3	221,3
	M	2S3-C	4,24	1,25	201,6	192,7	192,7
B-40	V	3T4	6,39	4,64	304,9	241,3	258,9
	M	3T6	10,59	8,84	226,8	342,8	176,1
B-50	V	2S3-C	5,13	1,25	232,65	232,64	232,64
	M	3T6	9,43	8,64	223,00	334,44	171,23
C-30	M+	2S3-C	5,13	1,25	232,7	232,6	232,6
	V	3T4	6,39	4,64	304,9	241,3	258,9
	M-	3T4	7,02	4,82	287,7	224,9	239,3
C-40	M+	2S3-C	5,31	1,25	199,1	189,5	189,5
	V	3T4	7,33	4,23	301,6	238,1	255,1
	M-	3T6	10,31	9,24	237,0	364,7	189,1
C-40	M+	3T4	6,39	4,64	304,9	241,3	258,9
	V						
	M-						

Tabela 4-9: Valores de peso e distância entre os eixos dos veículos 3C equivalentes padronizados para cada classe

Veículo Orig.	d_{12} (m)	d_{23} (m)	P_1 (kN)	P_2 (kN)	P_3 (kN)
2S3-C	4,95	1,25	216,5	211,9	211,9
3S3-L	7,71	1,25	314,7	221,3	221,3
3T4	6,70	4,59	300,8	237,4	254,2
3T6	10,11	8,91	228,9	347,3	178,8

Assim como nas pontes com 2 longarinas, dentro de uma mesma classe, os de parâmetros de carga e distância entre os eixos dos veículos possuem pouca dispersão, indicando que, a adoção de veículos equivalentes padronizados representa bem o comportamento dos veículos de cada classe.

Utilizando a ferramenta IVPE foram obtidos os deslocamentos estáticos e dinâmicos para as pontes de 5 longarinas considerando apenas a passagem de apenas um veículo na Faixa 1.

A passagem simultânea de veículo na faixa 2 produz acréscimo do esforço considerado estaticamente e traz mais amortecimento ao sistema acoplado veículo-estrutura. Ambos os efeitos tendem a reduzir o FAD. Dessa forma, a consideração de apenas um veículo é tomada como conservadora na análise dinâmica já que o FAD obtido será aplicado ao total do esforço estático.

As velocidades analisadas foram 20, 40, 60, 80 e 100km/h e o FAD é determinado a partir da relação entre o deslocamento máximo dentre estas velocidades e o deslocamento máximo estático (velocidade de 1km/h). Os valores para cada estrutura sob a ação da passagem dos veículos equivalente padronizados se encontram na Tabela 4-10.

Para as pontes com cinco longarinas, nota-se tanto para as estruturas biapoiadas quanto contínuas, que os FADs máximos para vãos de 40m são superiores aos de 30m. Como discutido no capítulo anterior, isto pode ocorrer devido à redução da frequência natural das pontes, que se aproximam da frequência fundamental dos veículos (varia entre 1,90 e 2,50Hz), aumentando a parcela de ressonância na resposta. Para as pontes com vão de 50m, os FADs máximos, em relação às de 40m, se mantiveram, o que mostra que, a aproximação das frequências naturais da estrutura e do veículo possuem relevância até

certo ponto. Para as pontes com vãos de 30 e 40m os valores de FAD obtidos neste capítulo se aproximaram dos obtidos para as pontes com duas longarinas.

Os FADs serão utilizados na determinação dos esforços característicos para tráfego livre, como será apresentado a seguir.

Tabela 4-10: Fatores de Amplificação Dinâmica para as pontes com 5 Longarinas

Estrutura	FADs				FAD (max)
	2S3-C	3S3-L	3T4	3T6	
B-30	1,09	1,09	1,09	1,15	1,15
B-40	1,16	1,14	1,10	1,19	1,19
B-50	1,18	1,19	1,10	1,13	1,19
C-30	1,10	1,10	1,09	1,16	1,16
C-40	1,17	1,13	1,10	1,19	1,19
C-50	1,17	1,19	1,11	1,16	1,19

4.2.6. Valores de esforço característico para análise de tráfego livre em pontes de 5 longarinas

Os esforços característicos, incluindo a parcela dinâmica para o tráfego livre estão apresentados na Tabela 4-11, que mostra também os dados de média e desvio padrão das distribuições de esforços ajustadas à curva Weibull 3P e utilizadas na extrapolação pelo nível de probabilidade.

Tabela 4-11: Esforços característicos dinâmicos obtidos pela análise de tráfego livre para as pontes com 5 Longarinas

Estrutura	Esforço	Distr. Estática inicial (kN/kNm)			FAD	Esforço Caract. (kN/kNm)
		Média	Desv. Padrão	Valor Caract.		
B-30	V	316,7	17,0	514,7	1,15	594,3
	M	857,8	58,3	1567,8	1,15	1810,6
B-40	V	319,4	17,9	517,0	1,19	614,4
	M	1406,3	101,3	2424,9	1,19	2881,8
B-50	V	367,0	16,2	543,6	1,19	646,4
	M	1859,3	155,2	3440,0	1,19	4090,8
C-30	M +	858,0	57,0	1511,1	1,16	1756,4
	V	296,9	16,2	479,6	1,16	557,4
	M -	1182,7	78,0	2179,6	1,16	2533,5
C-40	M +	1279,1	77,0	2165,7	1,19	2575,8
	V	320,3	17,7	500,3	1,19	595,0
	M -	1831,9	121,9	3154,5	1,19	3751,8
C-50	M +	1729,0	121,2	2917,6	1,19	3479,6
	V	341,9	19,6	522,7	1,19	623,4
	M -	2384,0	163,8	4112,8	1,19	4905,1

4.3. SIMULAÇÃO DE TRÁFEGO ENGARRAFADO PARA PONTES COM 5 LONGARINAS

As estruturas analisadas neste capítulo na condição tráfego livre foram também analisadas para situação de tráfego engarrafado. Como dito anteriormente, espera-se que, nesta faixa de vãos (30 a 50m) ocorra situação crítica de esforços variando entre ambas as condições de fluxo. Para iniciar a análise de tráfego engarrafado é necessário inserir na base de dados H-2013 veículos leves. Apesar da pequena contribuição destes veículos nos esforços atuantes nas pontes, a inclusão dos mesmos, busca representar as situações de tráfego de maneira mais realísticas, já que parte dos espaços das filas de veículos será ocupada por eles.

Em seu trabalho, ROSSIGALI (2013) indicou a proporção média entre veículos leves e pesados obtidos através das bases de dados de tráfego DNIT (1999-2002) e Cetran (2005) são de 56,54 e 56,47% respectivamente. Estas duas bases de dados são as únicas que contemplam este tipo de medição, já que nas demais, se mede apenas o número de veículos pesados. A proporção de referência utilizada neste trabalho será de 56,5% de veículos leves, valor médio entre as duas medições.

Em relação à distribuição do peso e distância entre eixos dos veículos leves, optou-se por utilizar valores determinísticos, adotados a partir da média ponderada dos veículos mais vendidos em 2017 (FENABRAVE, 2018). O peso adotado é igual ao médio destes veículos, acrescido de metade da carga útil, cujo valor final é igual a 12,95kN. O comprimento médio é de 4,00m, sendo a distância entre os eixos igual a 2,51m. A largura é igual a 1,70m e a bitola (distância transversal entre os eixos) de 1,47m.

4.3.1. Distribuição de tráfego nas faixas com veículos leves

Assim como ocorre no tráfego livre, o número de faixas e o sentido do fluxo interferem na distribuição dos veículos na pista. O fato de existir mais de uma faixa por sentido faz com que se tenha uma preferência dos veículos comerciais às faixas mais à direita, segundo recomendações dos próprios departamentos de trânsito.

As análises de tráfego no programa STPG se baseiam no histograma de frequência dos veículos. Para isso, torna-se necessário determinar para cada faixa, a proporção entre veículos leves e pesados. Segundo as considerações realizadas neste trabalho, a composição de tráfego adotada precisa, além de representar a tendência dos veículos

pesados às faixas da direita, respeitar a proporção de referência global de 56,5% de veículos leves, limitado a um número de veículos diário.

Existe certa dificuldade em se determinar a composição para cada faixa uma vez que o volume de tráfego nas mesmas varia. Para o tráfego engarrafado, faixas compostas por número maior de caminhões tendem a possuírem volume diário menor que as demais, já que o comprimento destes veículos é maior. Levando em consideração o que foi dito e baseado nos valores da literatura, adotou-se a proporção para cada divisão de faixa, apresentada na Tabela 4-12. A partir dos valores apresentados, a composição de veículos pode ser obtida, ponderando a frequência das classes de veículos pesados pela proporção em cada caso.

Tabela 4-12: Distribuição dos veículos nas faixas de tráfego para fluxo engarrafado

Nº de faixas por sentido	Item	Faixa 1		Faixa 2		Faixa 3	
		Leves	Comerc.	Leves	Comerc.	Leves	Comerc.
1	Proporção Classe/Faixa	56,5%	43,5%	-	-	-	-
2	Proporção Classe/Faixa	20,0%	80,0%	80,0%	20,0%	-	-
3	Proporção Classe/Faixa	10,0%	90,0%	68,0%	32,0%	75,0%	25,0%

Para verificar a geração de filas para o tráfego engarrafado e a proporção de classe por faixas, criou-se, através do programa STPG-5LG, filas compostas por 1000 veículos nos cenários de tráfego 2, 4, 6 e 8 de forma a determinar a proporção final das classes de veículos. Anotou-se a cada novo veículo sobre a ponte, a classe do mesmo. A porcentagem final de veículos leves nos casos analisados foram 56,14%, 56,34%, 56,84% e 56,04% para os cenários 2, 4, 6 e 8 respectivamente. Considerando que a geração dos dados se dá de forma aleatória, entende-se que a proporção final simulada se aproxima da referência global de 56,5% em todos os casos, confirmando o correto funcionamento do programa e a coerência entre as proporções adotadas na Tabela 4-12.

4.3.2. Volume de tráfego engarrafado

Como se sabe, as condições de tráfego em uma rodovia, normalmente, não são constantes durante um dia, sendo comum a ocorrência de sazonalidades como, por exemplo, engarrafamentos em horários de pico ou em casos de acidentes. Devido ao fato de, nas medições utilizadas neste trabalho, não serem indicadas a condição do tráfego no momento da pesagem, adotou-se o número de veículos diário, em condição de tráfego engarrafado, igual a 15% do VMD de referência para fluxo livre, incluindo os veículos leves (total de 16.136 veículos), buscando assim, representar a proporção de veículos que

trafegam em situação de congestionamento durante o dia. Esta taxa é utilizada em VROUWENVELDER e WARTS (1993) igual a 5% e decidiu-se utilizar neste trabalho uma taxa maior que a considerada pelo autor devido ao aumento no volume de tráfego nas rodovias desde a década da pesquisa. Portanto, o critério de parada para as análises de fluxo engarrafado é o número de veículos, limitado a 2420 veículos diários.

4.3.3. Distribuição da distância entre veículos

Para o tráfego engarrafado, devido às baixas velocidades de passagem dos veículos, a distância entre estes se torna determinante para as análises. Quanto menor for esta distância, maior o número possível de veículos no tabuleiro e conseqüentemente, maiores esforços nas longarinas.

Na literatura é possível encontrar diversas considerações diferentes para representar este valor. Em GETACHEW (2003) a distância entre os veículos foi adotada constante, igual a 2 metros. Segundo o autor, no tráfego real de veículos em fila é notável que este valor varie, porém, após cuidadosa discussão, foi possível mostrar que a adoção de 2 metros se torna aceitável. Em BRULLS *et al.* (1991), na calibração da norma europeia de cargas móveis, foram analisados três tipos de tráfego, com fluxo livre, fluxo congestionado fluindo de 5 a 10 km/h e fluxo engarrafado onde se considerou a distância entre os veículos constante, igual a 5m. Segundo BAILEY E BEZ (2000), a distribuição da distância entre veículos na condição de tráfego congestionado é uma função da velocidade do mesmo, sendo que, o aumento da velocidade levará conseqüentemente ao aumento da distância entre eles. A frequência de distribuição, neste caso, foi modelada segundo uma distribuição beta, com parâmetros variando segundo a velocidade, como mostrado na Figura 4-12.

Para este trabalho, decidiu-se analisar a distância entre os veículos segundo uma distribuição de frequências do tipo beta, como adotado em BAILEY E BEZ (2000). Porém, como forma de simplificação, manteve-se apenas uma curva com valor mínimo de 1 e máximo de 10m, média em 3 metros e coeficiente de variação igual a 0,5, que resulta um desvio padrão de 1,5m. Esses parâmetros para curva beta foram escolhidos por representarem bem os valores adotados na literatura para tráfego congestionado. A velocidade será considerada constante em toda a análise, adotada igual a 10 km/h. Entende-se que, devido ao fato de o critério de parada ser o número de veículos diários e a distância entre veículos ser representada de forma independente da velocidade, este

parâmetro irá definir apenas o passo de tempo para simulação, com pouca interferência nos resultados.

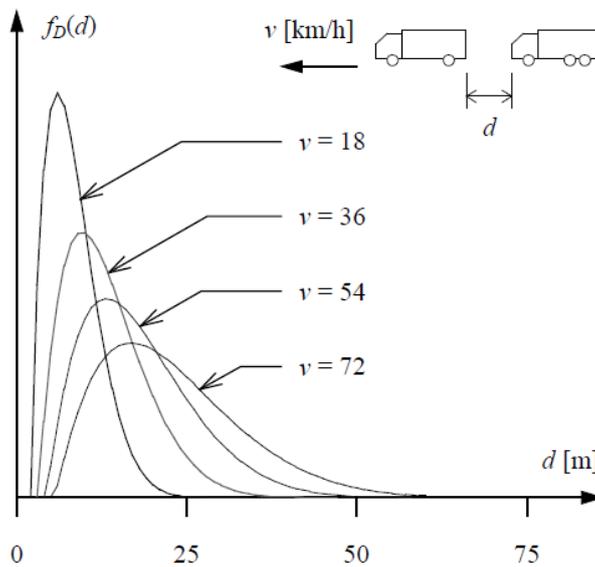


Figura 4-12: Distribuição da distância entre veículos, em função da velocidade v (BAILEY E BEZ, 2000)

4.3.4. Validação dos dados de distância entre os veículos

Para verificar o correto funcionamento do programa na geração dos valores de distância entre veículos, criou-se uma fila composta por 2000 veículos, com intuito de registrar as distâncias entre os para-choques. Com o resultado, foi gerada a distribuição de frequências relativas que foi comparada a curva de distribuição original. Os resultados estão apresentados na Figura 4-13. Como mostrado, as distribuições possuem grande semelhança, o que indica que a geração de valores de distâncias entre veículos pela técnica de Monte Carlo está funcionando corretamente no programa STPG.

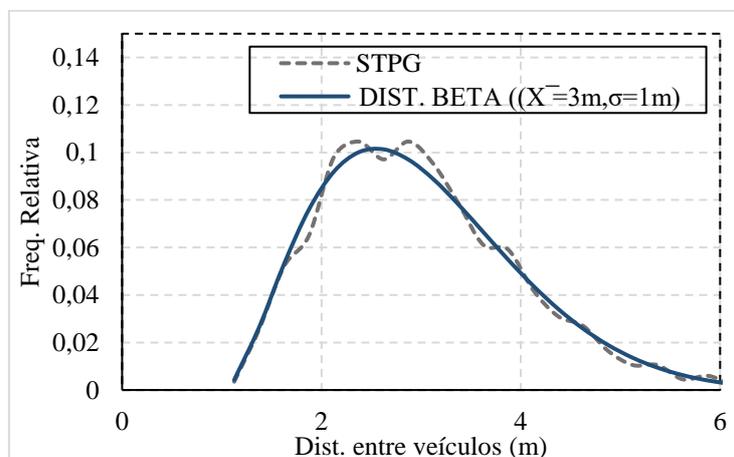


Figura 4-13: Comparação da distribuição de frequência dos valores de distância entre veículos gerada pelo STPG e a distribuição beta

4.3.5. Tempo de simulação de referência das análises

Assim como analisado em ROSSIGALI (2013) para o tráfego livre, é necessário avaliar o tempo de simulação necessário para o fluxo engarrafado. Para isso, tomou-se como referência, a ponte B-30 e foram determinados, para os cenários de tráfego 2 e 8, os valores de esforços extrapolados. Manteve-se o modelo de extrapolação pelo nível da probabilidade, considerando ajuste dos valores de máximo à curva Weibull 3P. Os períodos de retorno utilizados são os mesmos do tráfego livre, igual a 100 anos para estes cenários.

O tempo de simulação considerado na análise deve ser aquele que gere valores de esforços extrapolados semelhantes aos obtidos para simulações de maior duração. Para isso, foram analisados períodos de referência crescentes com valores de 15, 30, 100, 365 e 730 dias. A Figura 4-14 mostra os esforços extrapolados em função do tempo de simulação. Percebe-se que, para todos os casos, tempos de simulação relativamente pequenos, já apresentam certa convergência dos valores de esforços. Como para o tráfego livre, adotou-se tempo de simulação igual a 30 dias e devido ao menor volume de processamento do tráfego engarrafado, achou-se conveniente adotar, para este tipo de fluxo, tempo de simulação igual a 100 dias.

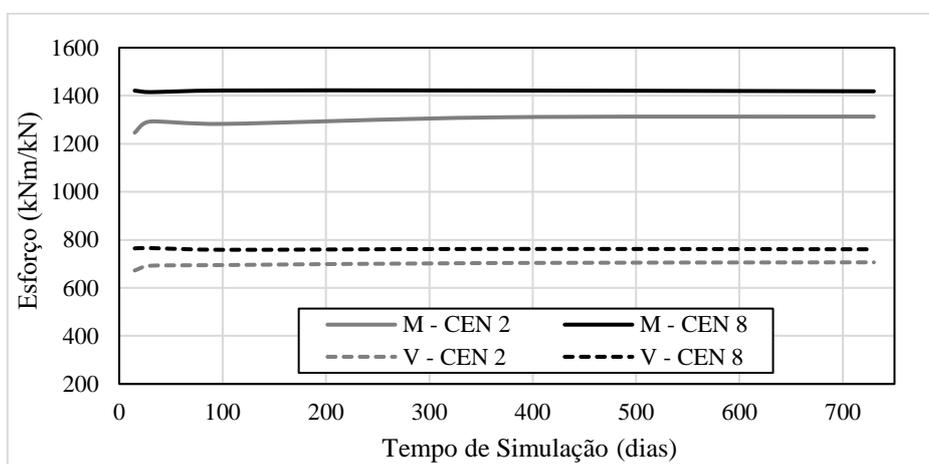


Figura 4-14: Valores de esforços extrapolados em função do tempo de simulação

4.3.6. Armazenamento de esforços máximos para análise de tráfego engarrafado

Como dito, para análise de tráfego livre, o armazenamento de esforços é realizado, pela ferramenta STPG, com base nos ciclos, que são espaços de tempo em que a ponte se manteve carregada, ou seja, o período em que exista pelo menos um eixo sobre a ponte.

Porém, para o tráfego engarrafado, espera-se que o fluxo de veículos seja contínuo, já que a distância entre os veículos, de modo geral, não supera o vão da ponte. Portanto, torna-se necessário admitir novo processo para armazenamento dos picos de esforços pelo programa STPG-5L para o tráfego engarrafado.

Neste trabalho, adotou-se o armazenamento dos picos de forma simplificada. Os valores são registrados cada vez que o esforço atuante na ponte supera o esforço de referência, definido pelo usuário. Em outras palavras, registra-se o esforço máximo durante o período em que os esforços estiveram acima do valor de referência. Portanto, picos de esforços menores que os esforços de referência não são armazenados pelo programa STPG-5L. A Figura 4-15 mostra um exemplo do procedimento adotado pelo programa para armazenamento de esforços no tráfego engarrafado. Apesar da simplificação adotada, não se espera grandes perdas de precisão, já que, nas extrapolações para grandes períodos de retorno, valores de esforços pequenos possuem pouca representatividade.

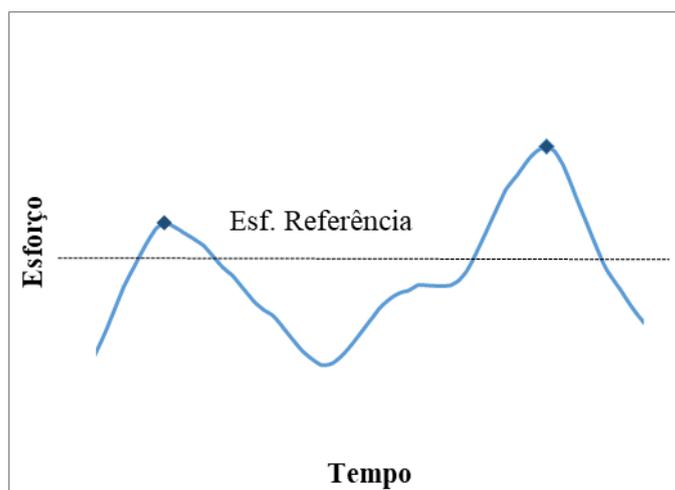


Figura 4-15: Valores máximos de esforço adotados pelo programa STPG para tráfego engarrafado

4.3.7. Extrapolação dos esforços estáticos determinados pelo programa STPG-5L para tráfego engarrafado

Foram obtidos os esforços estáticos extrapolados devido ao tráfego engarrafado para as pontes com 5 longarinas. Como dito, aos histogramas de esforços obtidos da análise do tráfego engarrafado são ajustadas curvas de distribuição Weibull 3P pelo método dos momentos considerando momentos de até a terceira ordem, do qual são

determinados os esforços característicos pela extrapolação pelo inverso do período de retorno.

Os cenários de tráfego são iguais aos apresentados na Figura 2-7 e o período de retorno para as extrapolações é igual a 100 anos para os cenários pares e 10 anos para os ímpares. Para o tráfego engarrafado, a parcela dinâmica será desprezada. A Tabela 4-13 apresenta os valores extrapolados para cada cenário, e em destaque o valor máximo nas estruturas.

Tabela 4-13: Esforços extrapolados para tráfego engarrafado

Estrutura	Esf.	CEN 2	CEN 3	CEN 4	CEN 5	CEN 6	CEN 7	CEN 8	CEN 9
B-30	V	465,9	458,2	488,2	477,3	505,8	485,4	480,7	464,0
	M	1476,5	1417,6	1500,1	1572,9	1614,9	1566,0	1472,3	1483,3
B-40	V	521,2	530,2	542,8	550,4	578,7	569,6	558,4	547,2
	M	2154,1	2319,4	2214,6	2678,4	2560,4	2595,5	2353,4	2374,3
B-50	V	562,8	600,0	595,3	631,7	654,2	656,0	628,5	628,4
	M	2858,3	3479,0	3211,6	3991,3	4043,0	4188,8	3737,3	3962,1
C-30	M +	1423,9	1316,3	1405,5	1383,5	1528,5	1440,5	1335,3	1287,4
	V	458,1	445,8	465,4	470,1	479,7	469,2	475,9	459,2
	M -	1975,7	2104,6	2086,3	2317,5	2201,1	2207,1	2135,3	2148,0
C-40	M +	1965,4	2015,5	2016,3	2199,7	2246,4	2298,4	2137,5	2179,1
	V	521,3	534,8	538,1	572,4	563,2	550,7	542,0	534,9
	M -	3383,1	3754,8	3700,4	4091,2	4037,9	4092,5	3841,8	3852,8
C-50	M +	2368,4	2904,2	2918,4	3104,3	3267,8	3300,7	2944,1	3026,3
	V	583,0	603,7	605,1	654,3	570,0	647,0	627,4	624,5
	M -	4316,4	5177,0	4797,8	5467,3	5536,2	5767,1	5327,0	5359,4

Os cenários que aparecem com os máximos esforços característicos foram 5, 6 e 7. Dentre estes, apenas o cenário 5 possui duas faixas de tráfego. Os cenários 6 e 7, que possuem três faixas no sentido ida, eram esperados como cenários críticos para o tráfego engarrafado uma vez que, a faixa de tráfego 1, nestes casos, possui maior proporção de caminhões e esta faixa é a que possui maior contribuição em relação aos esforços na primeira longarina.

Para o tráfego engarrafado foi ainda gerado um relatório (Tabela 4-14) que apresenta o esforço máximo na ponte durante o período de análise (100 dias) e o número total de veículos sobre o tabuleiro no momento de esforço máximo. A Tabela 4-14 também mostra a divisão por classe para cada faixa no momento de esforço máximo. Não foi possível detalhar a classe e outras informações dos veículos, neste caso, devido ao grande número destes sobre o tabuleiro.

Tabela 4-14: Configuração de esforços máximos durante período de simulação do tráfego engarrafado

Estrutura	Esforço	Valor (kN/kNm)	Nº Total Veíc.	Faixa nº 1		Faixa nº 2		Faixa nº 3	
				Nº Veíc. Leve	Nº Veíc. Pesado	Nº Veíc. Leve	Nº Veíc. Pesado	Nº Veíc. Leve	Nº Veíc. Pesado
B-30	V	428,0	4	0	2	0	2	-	-
	M	1442,5	10	0	3	3	1	1	2
B-40	V	504,7	5	1	2	0	2	-	-
	M	2195,3	10	1	2	2	1	2	2
B-50	V	574,1	16	0	3	3	2	7	1
	M	3299,2	7	0	3	2	2	-	-
C-30	M+	1315,4	18	1	4	7	1	2	3
	V	444,3	18	0	4	4	2	5	3
	M-	2055,2	19	1	3	4	3	8	0
C-40	M+	1943,4	25	1	5	9	2	3	5
	V	549,9	23	1	4	5	3	9	1
	M-	3414,9	24	1	4	4	4	10	1
C-50	M+	2902,4	17	2	6	5	4	-	-
	V	646,3	28	1	5	6	4	11	1
	M-	5144,9	28	1	5	5	4	12	1

4.4. COMPARAÇÃO ENTRE OS ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS DO TRÁFEGO LIVRE E ENGARRAFADO E DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS-ALVO PARA PONTES COM 5 LONGARINAS

Os esforços característicos calculados para as pontes com cinco longarinas nas duas condições de tráfego foram comparados, e os resultados estão apresentados nos gráficos da Figura 4-16 à Figura 4-18. Considera-se o maior valor de esforço dentre as duas situações de tráfego em análise como o esforço-alvo da estrutura, que posteriormente será comparado ao esforço gerado pelo veículo tipo proposto no capítulo anterior e esforços normativos. A Tabela 4-15 mostra os esforços-alvo obtidos, além de apresentar a relação entre o esforço devido ao tráfego engarrafado e tráfego livre, este último, incluindo a amplificação dinâmica.

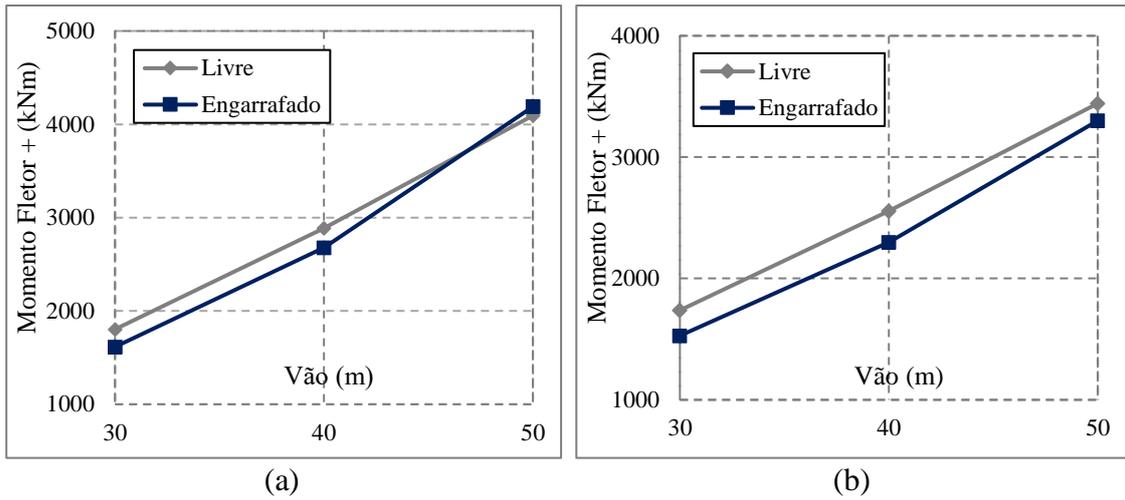


Figura 4-16: Comparação dos valores de momento positivo característicos do tráfego livre e engarrafado (a) Biapoiadas (b) Contínuas

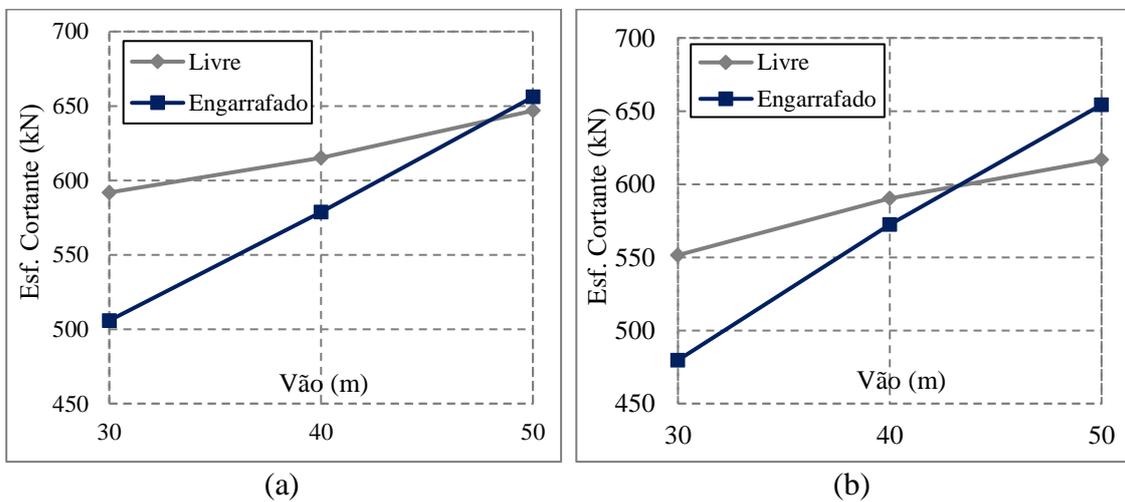


Figura 4-17: Comparação dos valores de esforço cortante característicos do tráfego livre e engarrafado (a) Biapoiadas (b) Contínuas

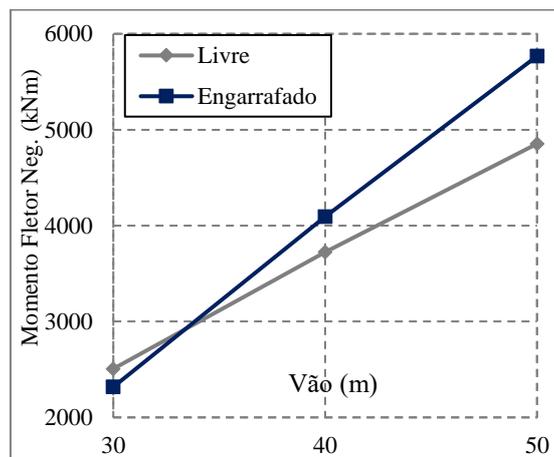


Figura 4-18: Comparação dos valores de momento negativo característicos do tráfego livre e engarrafado para as pontes Contínuas

Tabela 4-15: Comparação dos esforços característicos para pontes com cinco longarinas em fluxo livre e engarrafado

Estrutura	Esforço	Esforço Estático Tráf. Livre	FAD	Esforço Tráf. Livre	Esforço Tráf. Engarr.	Relação Engarr/Livre	Esforço-Alvo (kN/kNm)
LB-30	V	514,7	1,15	591,9	505,8	0,85	591,9
	M	1567,8	1,15	1803,0	1614,9	0,90	1803,0
LB-40	V	517,0	1,19	615,2	578,7	0,94	615,2
	M	2424,9	1,19	2885,6	2678,4	0,93	2885,6
LB-50	V	543,6	1,19	646,8	656,0	1,01	656,0
	M	3440,0	1,19	4093,6	4188,8	1,02	4188,8
LC-30	M(+)	1511,1	1,15	1737,8	1528,5	0,88	1737,8
	V	479,6	1,15	551,5	479,7	0,87	551,5
	M(-)	2179,6	1,15	2506,6	2317,5	0,92	2506,6
LC-40	M(+)	2165,7	1,18	2555,5	2298,4	0,90	2555,5
	V	500,3	1,18	590,3	572,4	0,97	590,3
	M(-)	3154,5	1,18	3722,4	4092,5	1,10	4092,5
LC-50	M(+)	2917,6	1,18	3442,7	3300,7	0,96	3442,7
	V	522,7	1,18	616,7	654,3	1,06	654,3
	M(-)	4112,8	1,18	4853,1	5767,1	1,19	5767,1

Na maioria dos casos, o tráfego livre apresenta os maiores valores de esforços até o vão de 40m. Exceção está no momento fletor positivo das estruturas contínuas, em que o esforço para o tráfego livre se manteve maior inclusive para o vão de 50m e o momento negativo, também para as estruturas contínuas, onde, a partir do vão de 40m, o esforço para o tráfego engarrafado é maior.

Para estruturas contínuas, como mostrado nas linhas de influência da Figura 4-6 à Figura 4-11, a presença de veículos no segundo vão reduz o momento fletor positivo no primeiro. Para o momento negativo e esforço cortante, medidos no apoio central, a presença de veículos nos dois vãos contribuem no valor do esforço. Isso explica o fato de o momento negativo ser maior no tráfego engarrafado a partir do vão de 40m e do momento positivo nestas estruturas serem sempre maiores para o tráfego livre, uma vez que, no tráfego engarrafado, na maior parte da simulação, ambos vãos estarão carregados.

Segundo DAS (1997), espera-se a situação de esforço crítico variando entre o tráfego livre e engarrafado para vãos próximos a 30m. A obtenção desta variação para o vão de 40m, a partir das análises realizadas neste trabalho, pode-se explicar pelo fato de não se estar considerando amplificação dinâmica para o tráfego engarrafado, o que é uma simplificação, uma vez que, a própria aceleração e frenagem, comuns neste tipo de fluxo, podem gerar uma excitação à estrutura. Além disso, neste trabalho, se avaliou apenas os

casos em que o tráfego é livre ou engarrafado, não sendo analisado o tráfego misto. Este tipo de tráfego pode ocorrer, por exemplo, em situações em que o fluxo em um sentido apresenta condições normais e no outro congestionamento. O fato de, em um dos sentidos, o tráfego estar fluindo gera certo valor de amplificação, que deve ser cuidadosamente analisado, uma vez que, o tráfego engarrafado no outro sentido aumenta a massa global do sistema estrutura-veículo além de possivelmente alterar o valor do amortecimento do mesmo. Por representar uma situação intermediária entre os dois tipos de fluxo, o tráfego misto, nas faixas de vãos aqui analisadas pode gerar valores de esforço maiores que os calculados.

4.5. COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS-ALVO COM MODELOS DE CARGA PARA PONTES COM 5 LONGARINAS

Os esforços-alvo determinados anteriormente para as estruturas com 5 longarinas foram comparados com os resultantes dos modelos de carga móveis da norma brasileira (TB450) e do Eurocode 1 (LM1). Além disso, comparou-se também com os esforços resultantes dos modelos de carga móvel propostos (MC1 e MC2) no capítulo anterior, aplicados às pontes com 5 longarinas. O objetivo é verificar a aplicabilidade destes modelos em diferentes tipos de estruturas e faixas de vãos. Os resultados estão apresentados em forma de gráfico (Figura 4-19, Figura 4-20, Figura 4-21, Figura 4-22 e Figura 4-23), que contém a relação entre os esforços resultantes dos modelos de carga móvel e os valores alvos ($M_{M.carga}/M_{Alvo}$) em função do vão das estruturas.

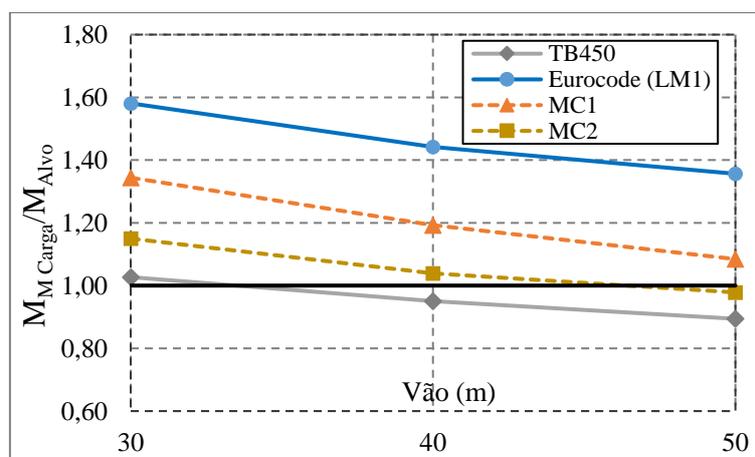


Figura 4-19: Relação entre momento fletor positivo alvo e de modelos de carga para as pontes Biapoiadas

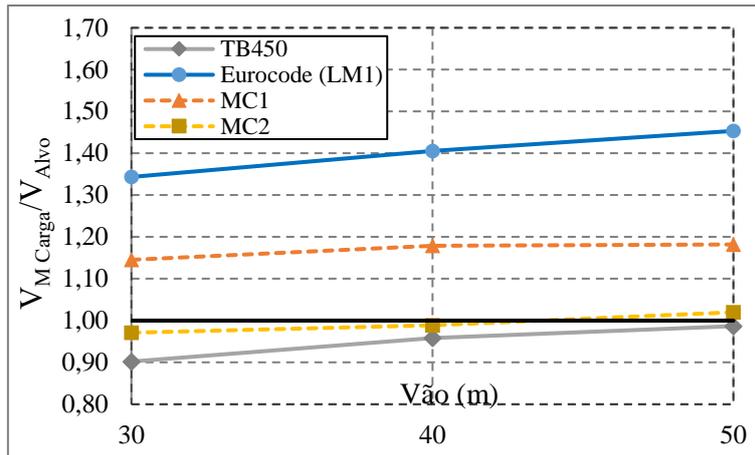


Figura 4-20: Relação entre esforço cortante alvo e de modelos de carga para as pontes Biapioadas

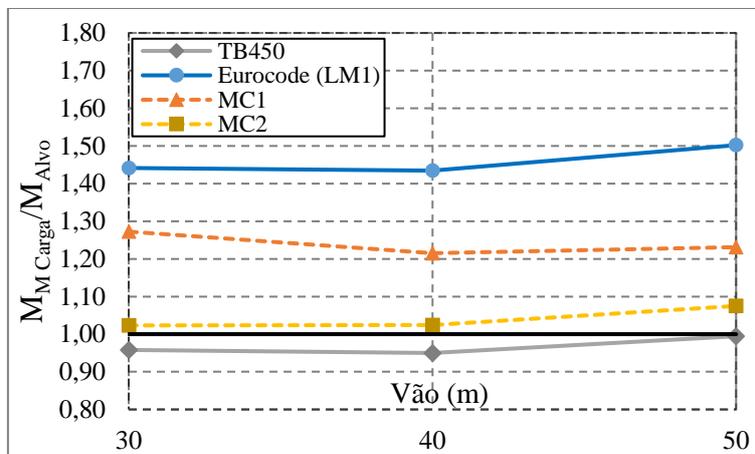


Figura 4-21: Relação entre momento fletor positivo alvo e de modelos de carga para as pontes Contínuas

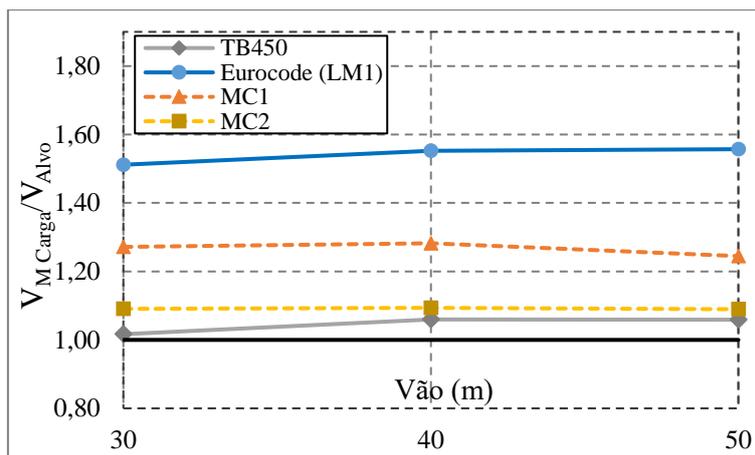


Figura 4-22: Relação entre esforço cortante alvo e de modelos de carga para as pontes Contínuas

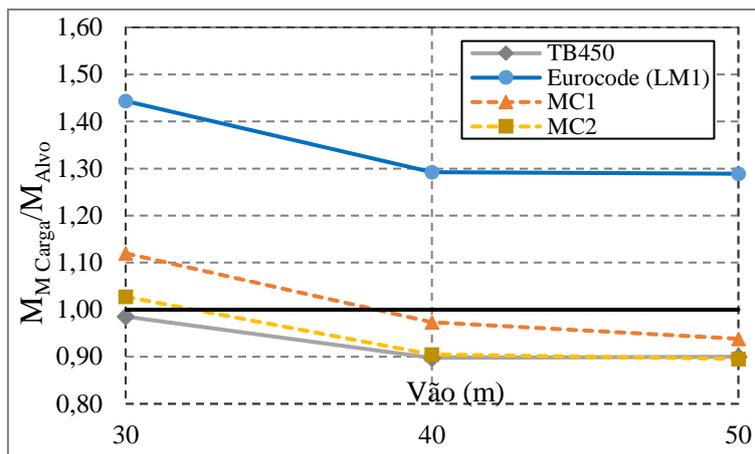


Figura 4-23: Relação entre momento fletor negativo alvo e de modelos de carga para as pontes Contínuas

Assim como ocorre nas pontes com duas longarinas, na maioria dos casos o modelo TB450, da norma brasileira, gera esforços menores que os alvos. Exceção é feita para o momento positivo na ponte B-30 e esforço cortante nas pontes contínuas. Em todos os casos os esforços-alvo ficaram abaixo dos gerados pelo modelo de carga da norma europeia, LM1. Com relação aos modelos de carga propostos neste trabalho, o modelo MC2, com três faixas de tráfego representa melhor os esforços-alvo, tanto para momento fletor positivo quanto esforço cortante. Já o momento fletor negativo nas pontes contínuas com vão de 40 e 50m o modelo de carga 1 gerou esforços mais próximos dos alvos. O modelo de carga MC2 representa bem os esforços-alvo, não atingindo em nenhum dos casos diferença, em módulo, maior que 15%. Já o modelo de carga MC1, apesar de se afastar dos valores-alvos em algumas das situações analisadas, resulta, na maioria das vezes, valores de esforços maiores que os alvos. Com exceção do momento fletor negativo para ponte C-40 e C-50, porém com diferença menor que 7%. Como visto na Seção 3.6, as diferenças entre os esforços-alvo e os resultantes dos modelos de carga ficaram menores para as estruturas com duas longarinas.

Com base nos resultados apresentados, pode-se concluir que, apesar da pequena quantidade de estruturas analisadas para proposição dos modelos de carga no capítulo anterior, quando se analisa pontes com sistema construtivo parecido (pontes em grelha, variando número de longarinas) e faixa de vãos próximos, os modelos de carga propostos representam bem os esforços-alvo determinados a partir do tráfego real nas rodovias. Como forma de avaliar a aplicabilidade destes modelos em diferentes tipos de estruturas, seria necessário replicar as análises aqui apresentadas para outros sistemas construtivos e vãos, onde variam as superfícies de influência e o tipo de tráfego crítico.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Utilizando a base de dados H-2013 (ROSSIGALI, 2013) foi possível realizar simulações de tráfego livre em pontes de concreto armado, com duas longarinas e vãos entre 10 e 40m de modo a se propor modelos de carga móvel que representassem os esforços-alvo obtidos em cada uma destas estruturas. O programa utilizado para essa simulação é denominado “Simulador de Tráfego para Pontes em Grelha” - STPG (ROSSIGALI, 2013). Como forma de compatibilizar o modelo de grelha utilizado nas análises de tráfego e na determinação dos fatores de amplificação dinâmica (FADs), o programa STPG foi implementado, de forma a considerar, no cálculo dos esforços, o modelo de grelha ajustado ao modelo de casca da estrutura. Segundo ARAÚJO (2014), estes modelos representam melhor o funcionamento das estruturas, quando comparados aos modelos de grelha plana.

Foram analisados diversos cenários de tráfego, buscando mapear as diversas possibilidades, inclusive em condições excepcionais como tráfego rente à barreira lateral e no acostamento. As extrapolações foram realizadas pelo inverso do período de retorno, determinado para cada cenário igual a 100 anos nos casos usuais e 10 anos nos excepcionais. Aos esforços característicos obtidos, por se tratar de tráfego livre, aplicaram-se os FADs para determinação dos chamados esforços-alvo.

A análise dinâmica da interação veículo-pavimento-estrutura foi realizada pelo programa IVPE v5, que utiliza um modelo simplificado unifilar da estrutura construído a partir de formas modais de vibração de flexão vertical e torção, obtidos pelo modelo de grelha tridimensional ajustado da estrutura. Considerou-se igual a 2,5% a taxa de amortecimento do primeiro modo. Utilizaram-se nas análises os veículos equivalentes 3C, modelados como um conjunto de massas, molas e amortecedores. Estes veículos representam os veículos que geram os máximos esforços nas pontes que, nas estruturas aqui analisadas são das classes: 2S3, 3S3, 3T4 e 3T6. Ao se comparar as frequências naturais dos veículos 3C equivalentes com os originais, verificou-se que elas, para os primeiros modos, se aproximam nos dois tipos de veículos, o que indica que a utilização dos veículos equivalentes é realmente viável. Em relação ao pavimento foram consideradas as seguintes condições: perfil regular de rugosidade e presença de ressalto

de 3cm na cabeceira da obra de modo a representar irregularidades decorrentes de recalque da laje de transição, danos em juntas etc.

Os esforços-alvo obtidos para as condições citadas foram comparados aos esforços resultantes dos modelos de carga móvel da norma brasileira (TB450) e europeia (LM1). Verificou-se que, na maioria dos casos os esforços alvos superaram os calculados pelo TB450. Destaca-se o momento negativo nas pontes contínua com 10m de vão e com balanço de 2,5m de vão com diferenças de 44% e 50% respectivamente. Assim como verificado em ROSSIGALI (2013), essas diferenças evidenciam desatualização do modelo de carga móvel da NBR7188/2013 com relação ao tráfego real de veículos nas rodovias brasileiras. Os esforços gerados pelo modelo de carga móvel LM1 do Eurocode 1 superaram os alvos em todos os casos analisados.

Os modelos de carga móvel foram propostos, com base nos esforços-alvo para pontes com duas longarinas. O programa utilizado se denomina “Buscador de Carga Móvel” - BMC Mov. Avaliou-se 30 configurações de carregamentos, variando os limites de carga pontual e de multidão, o número de faixas tráfego e a relação entre as cargas nas faixas. Os critérios de escolha dos modelos a serem adotados são: (i) menores valores possíveis de erros totais ponderados (ii) similaridade aos modelos de cargas de normas existentes (iii) simplicidade de utilização (iv) proximidade com configurações reais de eixos de veículos.

Achou-se conveniente selecionar dois modelos, um com 1 faixa de tráfego (MC1) e outro com 3 faixas (MC2). O modelo MC1 é composto por uma carga distribuída sobre todo o tabuleiro com valor de $4,5\text{kN/m}^2$ e um veículo com 2 eixos distante de 1,50m e peso total de 750kN. O modelo MC2 é composto por até três veículos com distância entre eixos igual a 1,50m e peso total nas faixas 1, 2 e 3 de respectivamente 500, 250 e 250kN. A carga distribuída é igual a $4,5\text{kN/m}^2$ na faixa 1 e $4,0\text{kN/m}^2$ no restante do tabuleiro, incluindo a faixa remanescente. De modo geral, os esforços dos modelos se aproximaram dos alvos. Para o modelo 1, a máxima diferença foi no momento negativo na ponte contínua com 20m de vão, de 18,4%. As demais diferenças não ultrapassaram a faixa de 15%. Para o modelo 2, as maiores diferenças foram o momento negativo na ponte contínua com 40m de vão e com balanço de 10m de vão, de 13,3% e 10,8% respectivamente. Nos demais casos, não ultrapassaram a faixa de 10%, estando a maioria

dos casos abaixo de 5%. Entende-se, portanto, que os modelos adotados representam bem os esforços-alvo nos casos analisados.

Realizou-se ainda a análise do tráfego, em pontes de cinco longarinas com vãos entre 30 e 50 metros, devido à passagem de veículos em duas situações de fluxo: livre e engarrafado. Buscou-se avaliar, para estas situações, quais os esforços gerados de modo a verificar os casos críticos em função do vão e comparar com os efeitos dos modelos de carga móveis adotados a partir da calibração feita para pontes com duas longarinas na faixa de vãos entre 10 e 40m. Para simulação de tráfego livre o programa STPG foi transformado para a versão STPG-5L, que realiza a análise de tráfego para as pontes com 5 longarinas. Aos valores extrapolados foram aplicados os FADs, determinados pela análise dinâmica sob a passagem dos veículos equivalentes padronizados para as pontes com cinco longarinas, como forma de se obter os esforços característicos do tráfego livre.

Para a análise de tráfego engarrafado, foi necessário a inclusão dos veículos leves na base de dados H-2013. A proporção utilizada foi de 56,5% de veículos leves e valores de peso e distâncias dos eixos baseado nos valores médios dos veículos vendidos no ano de 2017. Outra alteração necessária nas análises foi no armazenamento dos esforços de pico do programa STPG-5L. Para o tráfego engarrafado, passa-se a registrar o valor máximo no período em que os esforços superam o esforço de referência previamente definido.

Ao se comparar os esforços característicos nas duas situações de fluxo, verifica-se que, na maioria dos casos, o tráfego livre apresenta valores de esforços maiores até o vão de 40m. Exceção para o momento fletor positivo das estruturas contínuas, onde os esforços para o tráfego livre se manteve maior inclusive para o vão de 50m e o momento negativo, também para as estruturas contínuas, onde, a partir do vão de 40m, o esforço para o tráfego engarrafado é maior. Isso se explica pelo fato de, para estruturas contínuas, a presença de veículos em vãos adjacentes, como ocorre na condição de tráfego engarrafado, reduz o momento fletor positivo e aumenta o momento negativo e esforço cortante, medidos no apoio central.

Por fim, os esforços-alvo para as pontes com cinco longarinas, definidos pelo valor máximo característico do fluxo engarrafado e o livre, foram comparados com os modelos de carga móvel TB450, LM1 e os dois sugeridos no presente trabalho (MC1 e MC2). Assim como ocorre nas pontes com duas longarinas, na maioria dos casos o

modelo TB450 gera esforços menores que os alvos e em todos os casos os esforços-alvo ficaram abaixo dos gerados pelo modelo de carga da norma europeia, LM1.

Com relação aos modelos de carga propostos neste trabalho, para o modelo de carga MC2 as diferenças, em módulo, se mantiveram menores que 15%. Já o modelo de carga MC1 se afasta mais dos valores-alvo na maioria dos casos, chegando à diferença de 34%. Pode-se concluir, que, apesar do pequeno número de pontes utilizadas na determinação dos modelos de carga móvel propostos, ao se analisar estruturas com concepções construtivas e vãos próximos, os esforços gerados pelo tráfego real é bem representado por estes modelos de carga móvel. A análise de outros sistemas construtivos e vãos, onde variam as superfícies de influência e o tipo de tráfego crítico seria necessária para completa verificação da aplicabilidade destes modelos.

5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para continuidade do trabalho e proposição de modelos de carga móvel que substitua o atual utilizado pela norma brasileira é necessário a realização de mais algumas etapas. Sugere-se inicialmente a inclusão de novas concepções construtivas como estruturas metálicas, mistas, seções celulares em uma faixa de vão maior que a analisada neste trabalho, incluindo tráfego misto e engarrafado.

Deve-se realizar a etapa final de calibração dos coeficientes de segurança com base em uma análise de confiabilidade, de modo a garantir margem de segurança uniforme em todas as estruturas analisadas. Os modelos aqui propostos devem ser utilizados nas análises dos esforços no ELU nas longarinas. Torna-se necessário ainda a proposição de modelos específicos para verificações locais, como esforços em laje, e modelos para análise de fadiga.

Com relação à base de dados, é necessária constante atualização de modo a acompanhar a evolução do tráfego brasileiro. Além disso, algumas correlações não consideradas neste trabalho poderiam ser incluídas, como a correlação entre a velocidade e o peso total do veículo. Nas análises dinâmicas, sugere-se que sejam desenvolvidas formulações que possam analisar a interação veículo-pavimento-estrutura diretamente pelos veículos que geram os máximos esforços nas pontes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANG, A. H.-S., TANG, W. H., 1984, *Probability Concepts in Engineering Planning and Design*. Volume II: Decision, Risk and Reliability. New York, USA, John Wiley & Sons.

ARAÚJO, A. O., 2014, *Modelo Analítico-numérico para interação dinâmica veículo-pavimento-estrutura de ponte rodoviária*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, NBR 7188 – *Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre*. Rio de Janeiro, RJ.

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

BAILEY, S. F., BEZ, R., 2000, *Site specific probability distribution of extreme traffic action effects*, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne

BRASIL, 1997, Lei no 9503, de 23/09/1997

BRULS A., CALGARO J. A., MATHIEU, H., PRAT, M., 1996, *ENV 1991 Part 3: The main models of traffic loads on bridges; background studies*. Proceedings of the IABSE Colloquium, Delft, The Netherlands, 215–228

CALGARO, J.-A., 1998, “Loads on Bridges”, *Progress in Structural Engineering and Materials*, v. 1, n° 4, pp. 452-461.

CALGARO, J.-A., 2008, *Traffic loads on bridges and footbridges*. “Eurocodes: Background and application” Workshop. Brussels, Belgium, february 18-20.

CLOUGH, R. W., PENZIEN, J., 2003, *Dynamics of Structures*. 3rd edition. Computers & Structures, Inc., Berkeley, CA, USA.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2003, Eurocode 1 – *Basis of design and actions on structures: Part 2 – Traffic loads on bridges*. Bruxelles, Belgique.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO, 2011, Deliberação no 117, de 19/12/2011. Brasília, DF. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2019. Disponível em <www.dnit.gov.br>. Acesso em 29/01/2019.

DAS, P. C., 1997, *Safety of Bridges*. London, UK, Thomas Telford.

EL DEBS, M. K., MALITE, M. *et al.*, 2002, “Um Estudo das Consequências do Tráfego de Combinações de Veículos de Carga sobre as Pontes da Rede Viária do DER-SP”. XXX Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural, Brasília, DF, maio.

Federação Nacional da Distribuição de Veículos Automotores, 2018. Disponível em <www.fenabrave.org.br>. Acesso em 17/12/2018.

FERREIRA, L. M., 2006, *Aplicação da Teoria da Confiabilidade na Obtenção de Limites para o Peso de Veículos de Carga em Pontes de Concreto*. Tese de D.Sc., EESC/USP, São Carlos, SP, Brasil.

GERE, J. M., WEAVER JR., W., 1965, *Analysis of Framed Structures*. New York, USA, Van Nostrand Reinhold Ltd.

GETACHEW, A., 2003, *Traffic loads on bridges: Statistical Analysis of Collected and Monte Carlo Simulated Vehicle Data*. Doctoral Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

HONDA, H., KAJIKAWA, Y., KOBORI, T., 1982, “*Spectra of Road Surface Roughness on Bridges*”, *Journal of the Structural Division*, v. 108, ST 9, pp.1956-66.

LUCHI, L. A. R., 2006, *Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras*. Tese de D.Sc., EPUSP, São Paulo, SP, Brasil.

MELO, E. S., 2007, *Interação dinâmica veículo- estrutura em pequenas pontes rodoviárias*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MOTA, H. C., 2017, *Esforços extremos em pontes para modelo dinâmico de cargas móveis no Brasil*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

NOWAK, A. S., 1995, “*Calibration of LRFD Bridge Code*”, *Journal of Structural Engineering*, v. 121, nº 8, pp. 1245-1251.

O'BRIEN, E. J., ENRIGHT, B., 2011, “*Modeling same-direction two-lane traffic for bridge loading*”, *Structural Safety*, v. 33, pp. 296-304.

O'CONNOR, A., O'BRIEN, E. J., 2005, “*Traffic load modeling and factors influencing the accuracy of predicted extremes*”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, v.32, pp. 270-278.

PFEIL, M. S., MELO, E. S., SANTOS, E. F. et al., 2007, “*Modelo analítico-numérico para análise da interação veículo-estrutura de ponte*”. XXVIII Congresso Iberolatino-americano sobre métodos computacionais em engenharia, Porto, Portugal, junho.

PFEIL, M. S., ROSSIGALI, C. E., BATTISTA, R. C., 2011, “*Estatística de esforços críticos devidos ao tráfego de veículos em pontes rodoviárias visando novos modelos de cargas móveis*”. 53º Congresso Brasileiro do Concreto, Florianópolis, SC, novembro.

PFEIL, W., 1985, *Pontes em Concreto Armado*. Volume 1. 3a edição. Rio de Janeiro, RJ, Livros Técnicos e Científicos.

PINHO, M. F., 2009, *Tabuleiros de pontes em vigas pré-moldadas protendidas com continuidade – Aspectos de projeto e construção*, 51º Congresso Brasileiro do Concreto, São Paulo, SP, outubro.

PRAT, M., 2001, “*Traffic load models for bridge design: recent developments and research*”, Progress in Structural Engineering and Materials, v. 3, pp. 326-334.

ROSSIGALI, C. E., 2006, *Estudos Probabilísticos para Modelos de Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias no Brasil*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ROSSIGALI, C. E., 2013, *Atualização do modelo de cargas móveis para pontes rodoviárias de pequenos vãos no Brasil*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ROSSIGALI, C. E., PFEIL, M. S., SAGRILO, L. V. S., 2011, “*Simulação de tráfego visando novos modelos de cargas móveis para pontes rodoviárias*”. XXXII Congresso Ibero Latino Americano de Métodos Computacionais em Engenharia, Ouro Preto, MG, novembro.

SANTOS, C. A. N., 2013, *Retro-Análise de Estruturas de Pontes por meio de Técnicas Teórico-Numérico-Experimentais*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SANTOS, M. F., 2003, *Contribuição ao Estudo do Efeito de Combinação de Veículos de Carga sobre Pontes Rodoviárias de Concreto*. Dissertação de M.Sc., EESC/USP, São Carlos, SP, Brasil.

VROUWENVELDER, A. C. W. M., WAARTS, P. H., 1993, “*Traffic loads on bridges*”. Structural Engineering International, Science and Technology, 3/93.