

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

CRISTHIANO ZULIANELLO DOS SANTOS

**ESTUDO DE TRÁFEGO DA BR-101 NO TRECHO SUL DO ESTADO DO RIO DE
JANEIRO POR MEIO DO MÉTODO DO HIGHWAY CAPACITY MANUAL 2010**

FLORIANÓPOLIS, 2013

CRISTHIANO ZULIANELLO DOS SANTOS

ESTUDO DE TRÁFEGO DA BR-101 NO TRECHO SUL DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO POR MEIO DO MÉTODO DO HIGHWAY CAPACITY MANUAL 2010

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, como parte dos requisitos para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Prof. Orientador Dr. Amir Mattar Valente

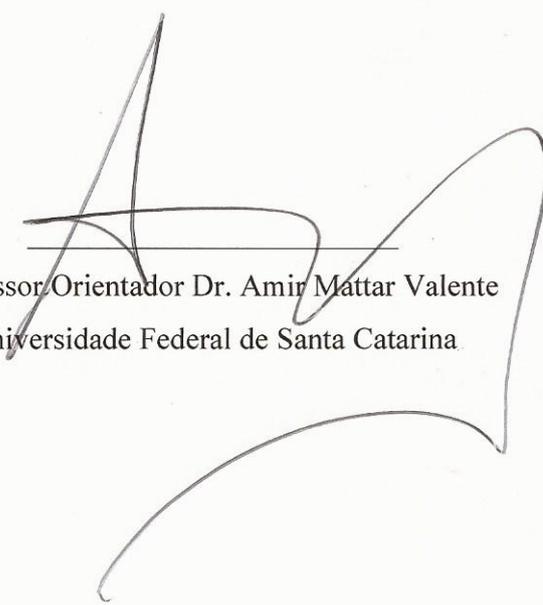
FLORIANÓPOLIS, 2013

Cristhiano Zulianello dos Santos

ESTUDO DE TRÁFEGO DA BR-101 NO TRECHO SUL DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO POR MEIO DO MÉTODO DO HIGHWAY CAPACITY MANUAL 2010

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para a obtenção do título de 'Bacharel em Engenharia Civil', e aprovado a sua forma final pelo curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, de 29 de novembro de 2013.



Professor Orientador Dr. Amir Mattar Valente
Universidade Federal de Santa Catarina

*Dedico este trabalho à minha família,
em especial à minha mãe Claudete, à minha amada Jéssica,
às minhas irmãs Rafaella e Fabiane,
e à minha sobrinha Clarissa
por todo amor, carinho, apoio, incentivos e sacrifícios. Eu amo vocês!*

AGRADECIMENTOS

À minha mãe, Claudete Zulianello dos Santos, por representar o exemplo máximo de caráter e humanidade que já testemunhei. Pelo amor incessante e os cuidados que tem dedicado a mim e às minhas irmãs ao longo de nossas vidas, colocando-se em segundo plano para oferecer aos filhos as melhores condições possíveis. Por me fazer crer que tudo é possível e por me incentivar a jamais desistir dos meus sonhos.

À minha namorada Jéssica Müller, que me apresentou à felicidade, através do amor (que seja eterno esse fogo de palha). Por me apoiar em todas as ocasiões, pela capacidade única de enxergar o melhor nas pessoas e por me ensinar a ver o mundo livre de preconceitos. Por me fazer querer ser um homem melhor a cada dia.

À minha sobrinha Clarissa dos Santos Passos (Cacá) – exímia enxadrista – à quem considero como minha filha, por colorir esse mundo tomado de cinza com sorriso cativante e alegria que encanta a todos. Por servir de motivação para seguir buscando sempre o melhor de mim.

Às minhas irmãs, Rafaella Zulianello dos Santos e Fabiane Zulianello dos Santos. A esta por me mostrar que sempre é possível contornar até mesmo as situações mais difíceis e àquela por ser o meu maior exemplo de determinação e disciplina na busca por seus objetivos. Agradeço ainda pelos cuidados e carinho que sempre me dedicaram.

Ao meu pai, Airton dos Santos, por me possibilitar a oportunidade de estudar em boas escolas e concluir a graduação em uma universidade federal.

Ao meu amigo Guilherme Gentil Fernandes, o irmão que a vida me trouxe, pelo companheirismo inabalável nestes dezesseis anos de amizade verdadeira. Pelas incontáveis risadas sem a menor justificativa aos olhos alheios, mas que para nós fazem todo o sentido.

Aos demais amigos, do tempo da escola, do time de vôlei ou da faculdade, que de uma forma ou de outra sempre ocuparão lugar especial em minha memória.

Aos colegas do LabTrans, que, não só me propiciam todos os dias o crescimento enquanto profissional, mas também um ambiente agradável de amizade e cooperação. Em especial, agradeço à Daniele Sehn e ao Tiago Buss, por acreditarem no meu potencial e me proporcionarem grandes experiências.

Ao professor Amir Mattar Valente, por aceitar me orientar e contribuir com sua vasta experiência para a elaboração deste trabalho.

A todos os outros que de alguma maneira contribuíram para que este objetivo pudesse ser alcançado.

Muito obrigado!

“E sem saber que era impossível, foi lá e fez.”

Jean Cocteau

RESUMO

A engenharia de tráfego é responsável pelo planejamento de novas vias e da avaliação da infraestrutura viária existente, visando à melhoria da qualidade dos serviços de transportes, sejam de passageiros ou mercadorias. Diversos órgãos rodoviários realizam coleta de dados de tráfego que têm por objetivo fornecer insumos à realização dos estudos de tráfego. O principal parâmetro necessário a estes estudos é o volume de tráfego, que possibilita o planejamento adequado, no caso de implantação de nova via, definindo a capacidade necessária para atender à demanda, ou a determinação do nível de serviço de operação de via já existente. O presente estudo consiste em um estudo de tráfego da rodovia BR-101, no trecho sul do estado do Rio de Janeiro, realizado sob a ótica dos métodos do *Highway Capacity Manual 2010*. Abordaram-se aspectos como nível de serviço, capacidade da atual da via e demanda futura, considerando um horizonte de dez anos. O trecho analisado foi dividido em segmentos homogêneos de tráfego, sendo estes correspondentes subdivisões dos trechos do Sistema Nacional de Viação (SNV, 2013) do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

Palavras-chave: Nível de serviço, capacidade, volume de tráfego, rodovia.

ABSTRACT

The traffic engineering is responsible for planning new routes and rating of road infrastructure existing, aiming at the improvement of transport service quality, both passengers and goods. Several road institutions perform traffic data collection that objectives to provide inputs to achieve the traffic studies. The main necessary parameter for these studies is the volume of traffic, which in case of implementation of a new route, allow the proper planning, defining the necessary capacity to satisfy the demand, or the determination of the operation level of service of the route existing one. The present study consists of a traffic study of the BR-101 highway in the southern portion of the state of Rio de Janeiro, performed from the perspective of the Highway Capacity Manual 2010 methods. Aspects, such as level of service, current capacity and future demand on the route were addressed, considering a decade. The analyzed section was divided into homogeneous segments of traffic, corresponding to subdivisions of the sections of the Sistema Nacional de Viação (National Traffic System - SNV, 2013) of Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (National Department of Transport Infrastructure - DNIT).

Keywords: Level of service, capacity, traffic volume, highway.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.	Ilustração dos Níveis de Serviço.....	23
Figura 2.	Determinação do nível de serviço em rodovias de pista simples da Classe I.	25
Figura 3.	Localização do trecho em estudo da BR-101	49
Figura 4.	Trecho da BR-101 em Estudo.....	50
Figura 5.	Localização dos trechos SNV em estudo na BR-101	52
Figura 6.	Determinação da Inclinação dos segmentos	55
Figura 7.	Comparação entre demanda e capacidade (infraestrutura atual)	68
Figura 8.	Comparação entre demanda e capacidade (rodovia duplicada).....	71
Figura 9.	Comparação entre demanda e capacidade (com a duplicação parcial).....	75

LISTA DE QUADROS

Quadro 1.	Composição do tráfego nas rodovias rurais (1996).....	21
Quadro 2.	Seleção dos níveis de serviço de projeto para rodovias rurais	24
Quadro 3.	Distribuição dos veículos na corrente de tráfego – 2006	54
Quadro 4.	Histórico da Frota no Rio de Janeiro (2001 – 2012).....	61
Quadro 5.	Volumes médios diários (VMD) projetados ao ano de 2023	62
Quadro 6.	Volumes da hora de pico (Vhp)	64
Quadro 7.	Níveis de serviço	65
Quadro 8.	Capacidade dos segmentos por sentido de tráfego.....	66
Quadro 9.	Níveis de serviço com a rodovia duplicada.....	69
Quadro 10.	Capacidade dos segmentos homogêneos com a rodovia duplicada	70
Quadro 11.	Níveis de serviço no ano 2023 com a duplicação parcial	73
Quadro 12.	Capacidade da rodovia parcialmente duplicada a partir de 2018.....	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.	Relação entre as classificações funcional e técnica	17
Tabela 2.	Nível de serviço em rodovias de pista simples	25
Tabela 3.	Nível de serviço em rodovias de múltiplas faixas.....	26
Tabela 4.	Ajuste devido à largura das faixas e dos acostamentos fls.....	28
Tabela 5.	Ajuste devido aos pontos de acesso fa	28
Tabela 6.	Ajuste devido ao tipo de terreno (fg, ATS) para o cálculo de ATS	29
Tabela 7.	Ajuste em função do terreno (fg, ATS) para trechos específicos em subida para ATS	30
Tabela 8.	Fatores de equivalência de veículos pesados (ET) e RVs (ER) para o cálculo de ATS.....	31
Tabela 9.	Fatores de equivalência de caminhões (ET) para ATS em trechos específicos de subida.....	32
Tabela 10.	Fatores de equivalência de RVs (ER) para o cálculo de ATS em trechos específicos de subida.....	33
Tabela 11.	Ajuste em função do percentual de zonas de não ultrapassagem (fnp, ATS) para ATS	34
Tabela 12.	Ajuste devido ao tipo de terreno (fg, PTSF) para o cálculo de PTSF	35
Tabela 13.	Ajuste em função do terreno (fg, PTSF) para trechos específicos em subida para PTSF	36
Tabela 14.	Fatores de equivalência de veículos pesados (ET) e RVs (ER) para o cálculo de PTSF.....	37
Tabela 15.	Fatores de equivalência de caminhões (ET) para PTSF em trechos específicos de subida.....	38
Tabela 16.	Coeficientes a e b usados no cálculo de BPTSF	40
Tabela 17.	Ajuste devido ao efeito combinado da repartição do tráfego e do percentual de zonas de não ultrapassagem (fnp, PTSF)	41
Tabela 18.	Determinação do Nível de Serviço.....	42
Tabela 19.	Ajuste devido à largura das faixas (flw)	43
Tabela 20.	Ajuste devido à desobstrução lateral (flc)	44
Tabela 21.	Ajuste devido ao tipo de divisor central (fM)	44
Tabela 22.	Ajuste devido à densidade dos pontos de acesso (fA).....	44
Tabela 23.	Descrição dos trechos SNV em estudo na BR-101 no Rio de Janeiro.....	52

Tabela 24.	VMDa 2009 por trecho SNV	53
Tabela 25.	Dimensões recomendadas de faixa (m).....	56
Tabela 26.	Dimensões recomendadas de acostamento (m).....	57
Tabela 27.	Classificação dos segmentos do trecho em estudo.....	60
Tabela 28.	Segmentos homogêneos de tráfego	60
Tabela 29.	Características relevantes dos segmentos homogêneos de tráfego	61
Tabela 30.	Variação do volume de tráfego ao longo do dia.....	63
Tabela 31.	Características da BR-101 duplicada	69
Tabela 32.	Proposições de adequação para os segmentos homogêneos de tráfego	73

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	OBJETIVOS	13
1.1.1	Objetivos gerais	13
1.1.2	Objetivos específicos.....	13
1.2	ESTRUTURA DO TRABALHO	14
2	REFERENCIAL TEÓRICO	15
2.1	CLASSIFICAÇÃO DAS RODOVIAS	15
2.1.1	Classificação funcional.....	15
2.1.2	Classificação técnica.....	15
2.1.3	Relação entre as classificações funcional e técnica.....	17
2.1.4	Classificação das rodovias segundo o <i>Highway Capacity Manual</i>.....	17
2.2	CARACTERÍSTICAS DO TRÁFEGO	18
2.2.1	Volumes de tráfego.....	18
2.2.2	Composição do tráfego.....	20
2.2.3	Fator de hora de pico	20
2.3	CONTAGENS VOLUMÉTRICAS DE TRÁFEGO.....	21
2.4	NÍVEL DE SERVIÇO.....	22
2.4.1	Seleção do nível de serviço no projeto de rodovias rurais	24
2.4.2	Nível de serviço para rodovias de pista simples.....	24
2.4.3	Nível de serviço para rodovias de múltiplas faixas.....	26
2.5	CAPACIDADE	26
3	MÉTODOS.....	27
3.1	NÍVEL DE SERVIÇO EM RODOVIAS DE PISTA SIMPLES – HCM 2010.....	27
3.1.1	Estimativa da velocidade em fluxo livre.....	27
3.1.2	Ajuste da demanda para ATS – vi, ATS.....	28
3.1.3	Determinação da velocidade média de percurso – ATS	33
3.1.4	Ajuste da demanda para PTSF – vi, PTSF.....	35
3.1.5	Determinação do tempo de percurso com atraso – PTSF.....	39
3.2	NÍVEL DE SERVIÇO PARA RODOVIAS DE MÚLTIPLAS FAIXAS – HCM.....	42
3.2.1	Determinação da densidade.....	42
3.2.2	Determinação da velocidade de fluxo livre	43

3.3	ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DA RODOVIA – HCM.....	45
3.4	PROJEÇÃO DO VOLUME DE TRÁFEGO	46
4	ESTUDO DE CASO: TRECHO SUL DA BR-101 NO ESTADO DO RIO DE JANEIRO	49
4.1	A BR-101 ENTRE O MUNICÍPIO DE MANGARATIBA, RJ E A DIVISA DOS ESTADOS DO RIO DE JANEIRO E SÃO PAULO.....	49
4.1.1	Localização.....	49
4.1.2	Contextualização Regional	50
4.2	COLETA DE DADOS	51
4.2.1	Identificação dos Trechos SNV	51
4.2.2	Volumes de Tráfego.....	53
4.2.3	Características da Rodovia.....	54
4.2.4	Definição dos Segmentos Homogêneos de Tráfego e Respetivos Métodos	59
4.3	PROJEÇÃO DOS VOLUMES DE TRÁFEGO.....	61
4.4	CENÁRIOS DE ANÁLISE.....	64
4.5	CENÁRIO 1 – INFRAESTRUTURA ATUAL	65
4.5.1	Níveis de serviço com a infraestrutura atual	65
4.5.2	Capacidade da rodovia com a infraestrutura atual	66
4.5.3	Comparação entre demanda e capacidade com a infraestrutura atual	67
4.6	CENÁRIO 2 – RODOVIA DUPLICADA.....	68
4.6.1	Níveis de serviço para a rodovia duplicada.....	69
4.6.2	Capacidade da rodovia duplicada.....	70
4.6.3	Comparação entre demanda e capacidade para a rodovia duplicada.....	71
4.7	CENÁRIO 3 – DUPLICAÇÃO PARCIAL	72
4.7.1	Níveis de serviço com a duplicação parcial	73
4.7.2	Capacidade da rodovia com a duplicação parcial	74
4.7.3	Comparação entre demanda e capacidade com a duplicação parcial	74
5	LIMITAÇÕES DO ESTUDO.....	77
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	78
	REFERÊNCIAS	80

1 INTRODUÇÃO

O setor de transportes possui papel fundamental no desenvolvimento econômico e na integração nacional. Em um país como o Brasil, no qual mais de 60% da movimentação de cargas e de 90% da movimentação de passageiros ocorrem pelas rodovias, é imprescindível a preocupação com a qualidade da infraestrutura oferecida nas mais diferentes regiões (CNT, 2013).

Avaliar a infraestrutura existente, assim como o planejamento de novas vias, abrange diversas áreas de conhecimento, dentre as quais a engenharia de tráfego desempenha importante função. A engenharia de tráfego se serve dos estudos de tráfego para atingir seus objetivos, que se resumem em planejar as vias e a circulação do trânsito nelas, visando seu emprego no transporte de pessoas e mercadorias de maneira eficiente, econômica e segura (BRASIL, 2006).

Neste âmbito, é fundamental classificar a via em análise, possibilitando o entendimento pormenorizado das questões que a envolvem. A classificação de rodovias, em diversos aspectos, tem se mostrado importante para atender a enfoques e objetivos específicos de natureza técnica, administrativa e de interesse dos usuários das vias em geral (BRASIL, 1999).

Dados de tráfego são coletados por órgãos rodoviários para subsidiar os estudos da área de planejamento e operação de transportes, por meio de programas de monitoramento de tráfego. A importância desses dados se dá em virtude do processo de tomada de decisão que envolve frequentemente a alocação de recursos financeiros para execução de melhorias na infraestrutura das rodovias (AASHTO, 1992).

O parâmetro mais amplamente difundido para a avaliação das condições de trafegabilidade em uma rodovia, no que se refere à saturação da via pelo volume de tráfego incidente, é o nível de serviço. Define-se nível de serviço como uma medida da qualidade das condições operacionais da rodovia, que procura refletir a percepção dos usuários em função de diversos fatores, tais como: velocidade e tempo de viagem, liberdade de manobras, interrupções do tráfego, segurança, conforto e conveniência. Um mesmo nível de serviço é mantido até que um volume máximo, denominado volume de serviço, seja atingido (DEMARCHI, 2000).

No Brasil, o método adotado para determinar o nível de serviço em rodovias tem origem estadunidense e foi desenvolvido pelo *Transportation Research Board of the National Academy of Sciences (TRB)*. Trata-se do *Highway Capacity Manual – HCM*, que contempla um conjunto de métodos designados à análise da qualidade do serviço oferecido pelas mais diversas vias a seus usuários.

O presente trabalho se utilizou dos métodos do HCM para avaliar as condições de tráfego de um trecho de importante rodovia brasileira, a BR-101.

A BR-101 é uma rodovia federal, rural (predominantemente) e pavimentada, com trechos sob jurisdição do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), ou seja, de administração direta (BRASIL, 2007) e trechos concedidos à iniciativa privada. No estado do Rio de Janeiro mais especificamente, a rodovia desempenha importante papel, conectando as principais cidades da porção sul do litoral carioca – incluindo a capital, Rio de Janeiro – com o estado de São Paulo. Recebe neste trecho, o nome de Rodovia Rio-Santos, por interligar as duas cidades.

O trecho em estudo é delimitado entre o a entrada da RJ-149 – em Mangaratiba – para a cidade de Rio Claro no km 432,6 até a divisa entre os estados de Rio de Janeiro e São Paulo, no km 598,5.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivos gerais

Estudar as condições de tráfego da BR-101 no trecho entre a interseção com a RJ-149 – em Mangaratiba – no km 432,6 até a divisa entre os estados de Rio de Janeiro e São Paulo, no km 598,5, para a condição atual, bem como para um horizonte de dez anos, por meio do método do *Highway Capacity Manual 2010* (HCM 2010), aplicando as recomendações do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

1.1.2 Objetivos específicos

- Diagnosticar os níveis de serviço da rodovia BR-101 no trecho entre o município de Mangaratiba – RJ, e a divisa entre os estados do Rio de Janeiro e São Paulo para o volume de tráfego atual;
- Estimar a capacidade da rodovia para a situação atual;
- Projetar a demanda sobre a rodovia para um horizonte de dez anos (2013 – 2023);
- Determinar os níveis de serviço futuros para o trecho em análise, considerando a infraestrutura atual da via;
- Comparar a demanda com a capacidade estimada para os cenários atual e futuro, avaliando a necessidade de expansão da capacidade.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho é constituído por seis capítulos, quais sejam:

- Capítulo 1: Introdução;
- Capítulo 2: Referencial teórico;
- Capítulo 3: Métodos;
- Capítulo 4: Estudo de caso – Trecho sul da BR-101 no estado do Rio de Janeiro;
- Capítulo 5: Limitações do estudo;
- Capítulo 6: Considerações finais.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CLASSIFICAÇÃO DAS RODOVIAS

A classificação de rodovias, em diversos aspectos, tem se mostrado importante para atender a enfoques e objetivos específicos de natureza técnica, administrativa e de interesse dos usuários das vias em geral (DNER, 1999).

No que se refere aos estudos de tráfego, duas formas de classificação de rodovias são fundamentais: a classificação funcional e classificação técnica, detalhadas na sequência deste trabalho.

2.1.1 Classificação funcional

A classificação funcional agrupa as rodovias em função do caráter do serviço que devem prestar. Além disso, reconhece que as rodovias não atendem independentemente as viagens realizadas, ou seja, uma mesma viagem pode utilizar mais de um tipo de rodovia. A maioria dos deslocamentos utiliza redes de rodovias que podem ser categorizadas de uma maneira lógica e eficiente (DNER, 1999).

Os sistemas de rodovias são classificados funcionalmente, de acordo com seus níveis de mobilidade e acessibilidade, da seguinte maneira:

- Sistema arterial;
- Sistema coletor;
- Sistema local.

Dentre eles, o sistema arterial é dividido em sistema arterial principal, sistema arterial primário e sistema arterial secundário. O sistema coletor se divide em sistema coletor primário e sistema coletor secundário. E o sistema local não possui subdivisões por representar rodovias que – isoladamente – possuem pequenas extensões e representatividade de tráfego, mas que somadas possuem grande importância para o sistema rodoviário como um todo.

A classificação funcional subsidia a classificação técnica nas definições das características de cada rodovia.

2.1.2 Classificação técnica

Tendo em vista o que foi citado sobre a classificação funcional, pode-se inferir que a princípio, cada trecho de rodovia deveria possuir características técnicas definidas para atender a fatores tais quais: volume e composição de tráfego, velocidade, relevo do terreno, dentre outras (DNER, 1999).

Obviamente, a adoção dessa filosofia a nível nacional é bastante complexa e da mesma forma, é importante que o usuário encontre uniformidade nas rodovias com funções similares.

Assim sendo, a classificação técnica agrupa as rodovias em cinco classes, numeradas de 0 a IV, em ordem decrescente de padrões de exigência técnica. Os critérios utilizados para essa classificação são:

- Posição hierárquica dentro da classificação funcional;
- Volume médio diário de tráfego;
- Nível de serviço;
- Outros condicionantes.

No que se refere à posição hierárquica na classificação funcional, pode-se dizer que as vias de maior nível hierárquico geralmente se enquadram nas classes técnicas de numeração menor, visto que seu volume de tráfego é maior. Eventualmente, ocorrem exceções, permitindo que uma rodovia de classe funcional inferior seja classificada tecnicamente em uma classe superior, justificando-se pelo seu volume de tráfego (DNER, 1999). As classes de projeto são as seguintes:

- Classe 0 ou Classe Especial: Rodovia do mais alto padrão, via expressa com mais de uma pista, todos os cruzamentos em desnível, total controle de acesso e bloqueio de pedestres;
- Classe I-A: Rodovia de pista dupla com controle parcial de acesso, prevista para atender os níveis de serviço inferiores a C em terreno montanhoso ou fortemente ondulado, e níveis de serviço inferior a D em terreno plano ou ondulado;
- Classe I-B: Rodovia de elevado padrão, porém de pista simples e prevista para volume de tráfego inferior ao exigido para Classe I-A, sendo este superior a 200 veículos horários bidirecionais ou um VMD bidirecional de 1400 veículos mistos;
- Classe II: Rodovia de pista simples, prevista para um VMD bidirecional de 700 a 1400 veículos mistos;
- Classe III: Rodovia de pista simples, prevista para um VMD bidirecional de 300 a 700 veículos mistos;
- Classe IV: Rodovia de pista simples apenas com revestimento primário, exceto em casos de VMD bidirecional superior a 100 veículos ou precipitação pluviométrica anual maior

que 1500 mm, quando se deve avaliar a necessidade de pavimentação. Divide-se em Classe IV-A com VMD entre 50 e 200 veículos e Classe IV-B para VMD inferior a 50 veículos.

2.1.3 Relação entre as classificações funcional e técnica

A classificação técnica define a classe de projeto e agrupa as rodovias em função de seus padrões técnicos, considerando para isso suas características, principalmente nos volumes de tráfego futuro (ANTAS et al., 2010). De acordo com este autor, a classificação funcional é aquela que agrupa as vias com base na respectiva função dentro da rede viária nacional e na utilização a que se destinam.

Ambas as classificações se inter-relacionam designando o grau de importância da via dentro do sistema de transporte rodoviário. A Tabela 1 apresenta a relação entre as classificações funcional e técnica.

Tabela 1. Relação entre as classificações funcional e técnica

Sistema	Classes Funcionais	Classe de Projeto
Arterial	Principal	Classes 0 e I
	Primário	Classe I
	Secundário	Classes I e II
Coletor	Primário	Classes II e III
	Secundário	Classes III e IV
Local	Local	Classes III e IV

Fonte: ANTAS et al. (2010)

2.1.4 Classificação das rodovias segundo o *Highway Capacity Manual*

A diferenciação entre as modalidades de rodovias por meio de classificação é fundamental para analisar o comportamento de tráfego. Os critérios adotados pelo *Transportation Research Board* se diferenciam dos adotados pelo DNIT no Brasil.

Parte destas diferenças é explicada pelo fato de a classificação contida no HCM ter sido desenvolvida para a aplicação dos métodos de cálculo de níveis de serviço.

As rodovias de duas faixas podem ser divididas em duas classes segundo o método do HCM 2010:

- Classe I – Correspondem às rodovias nas quais os condutores esperam trafegar em velocidades relativamente altas. A mobilidade é a principal função destas estradas, sendo muitas vezes utilizadas para a realização de viagens de longa distância.
- Classe II – A principal função destas rodovias é a acessibilidade. A circulação em alta velocidade não é a principal preocupação, sendo que o atraso devido à formação de filas é mais relevante como medida de avaliação da qualidade do serviço.

2.2 CARACTERÍSTICAS DO TRÁFEGO

Dados de tráfego são coletados por órgãos rodoviários para subsidiar os estudos da área de planejamento e operação de transportes, por meio de programas de monitoramento de tráfego. A importância desses dados se dá em virtude do processo de tomada de decisão que envolve frequentemente a alocação de recursos financeiros para execução de melhorias na infraestrutura das rodovias (AASHTO, 1992).

2.2.1 Volumes de tráfego

O volume de tráfego é definido como o número de veículos que passam por uma seção de uma via, ou de uma determinada faixa, durante uma unidade de tempo. É expresso normalmente em veículos por dia (Vpd) ou veículos por hora (Vph) (BRASIL, 2006).

Deste conceito, derivam outros que são frequentemente empregados em estudos de tráfego, geralmente fazendo referência a certo intervalo de tempo. Além disso, o volume de tráfego inclui todos os veículos que circulam pela via em um só sentido (sentido de análise), ou em ambos, dependendo do tipo de análise a ser realizada.

2.2.1.1 Volume médio diário (VMD)

Define-se como volume médio diário o número total de veículos trafegando num período de 24 horas por determinada seção de via. Quando não se especifica o período considerado, pressupõe-se que se trata de um ano (VMDa). Pode ser referente aos seguintes intervalos de tempos, tais quais:

- Volume médio diário anual (VMDa): total de veículos que trafegam em um ano dividido por 365 dias;
- Volume médio diário mensal (VMDm): total de veículos que trafegam em determinado mês dividido pelo número de dias do mês. Normalmente, se faz acompanhado do nome do respectivo mês;
- Volume médio diário semanal (VMDs): total de veículos trafegando em uma semana dividido por sete dias. Deve constar o nome do mês a que se refere;
- Volume médio diário em um dia de semana (VMDd): total de veículos que trafegam em um dia de semana. É aconselhável que se refira ao dia da semana e ao mês;
- Volume médio diário horário (VMDh): número total de veículos trafegando num período de 24 horas por determinada seção de via dividido por 24 horas.

2.2.1.2 Volume horário (VH) e volume horário de projeto (VHP)

Além do volume médio diário horário, para se analisar o fluxo de tráfego durante o dia, pode-se adotar a hora como unidade básica de tempo, realizando contagens em determinados períodos do dia. Surge então o conceito de volume horário (VH), que é definido como o total de veículos que trafegam no intervalo de uma hora.

A partir do conceito de volume horário, define-se o volume horário de projeto (VHP): fluxo de veículos (número de veículos por hora) que deve ser atendido em condições adequadas de segurança e conforto pelo projeto da via em questão. Nos Estados Unidos, historicamente se utiliza o volume da 30ª hora de maior volume ao longo do ano como VHP. No Brasil, a partir de estudos feitos, chegou-se à conclusão de que o volume da 50ª como VHP é satisfatório (BRASIL, 2006).

2.2.1.3 Volume da hora de pico (Vhp)

Dado que o volume de tráfego não é constante ao longo do dia, é importante saber qual a hora do dia em que a rodovia será mais solicitada. Surge então o conceito de volume da hora de pico (Vhp). Apesar de possuir conceito similar ao volume horário de projeto (VHP), o Vhp se distingue por ser referente não à enésima hora de maior solicitação ao longo do ano, mas à hora de maior

solicitação ao longo de um dia, podendo ser tomado ainda em relação a determinado mês. Desta maneira, ao longo de um ano existem diversos V_{hp} diferentes.

A determinação dos volumes de hora de pico é de grande importância não só para o planejamento de novas rodovias, como também para a análise de tráfego de uma rodovia já implantada, uma vez que os estudos de tráfego utilizam este volume em seus métodos para determinar os níveis de serviço e verificar se há a necessidade de expansão da capacidade da via.

2.2.2 Fator de hora de pico

Da mesma forma que o tráfego não é homogêneo no que se refere à sua composição, os volumes de tráfego são diferentes para cada hora do dia em dada seção da via, conforme já abordado neste trabalho. Tal constatação implica na necessidade de se conhecer os períodos do dia em que os volumes de tráfego são maiores, ou seja, as horas de pico.

Não obstante, existe variação do volume de tráfego ao longo de uma hora de análise, o que acontece também na hora de pico. Essa variação pode ser significativa, concentrando o volume da hora de pico, fazendo com que as análises que não considerem tal variação, sejam distorcidas. Pode-se medir esta flutuação do tráfego ao longo da hora de maior movimento, utilizando-se o fator horário de pico (FHP).

$$FHP = \frac{V_{hp}}{4 \times V_{15MAX}}$$

Onde:

FHP — Fator horário de pico

V_{hp} — Volume da hora de pico

V_{15MAX} — Volume dos 15 minutos com maior fluxo na hora de pico

Pode se tomar como aproximação os seguintes valores para o fator de hora de pico, sempre que não existam dados locais (BRASIL, 2006):

- 0,88 – Áreas rurais;
- 0,92 – Áreas urbanas.

2.2.3 Composição do tráfego

O tráfego é composto por diferentes tipos de veículos, seja no que se refere ao tamanho, à velocidade, ao peso ou à função a que se destinam. É fundamental que se conheça a composição do tráfego do segmento analisado, para que possam ser aplicadas as correções cabíveis, convertendo veículos pesados e de recreação para veículos leves. Dessa forma, é alcançada a homogeneidade da amostra, que pode então ser aplicada aos métodos de estudo de tráfego.

Uma pesquisa realizada pelo DNER no ano de 1996 registrou os valores médios da composição do tráfego em rodovias rurais federais, valores estes que são apresentados no Quadro 1.

Quadro 1. Composição do tráfego nas rodovias rurais (1996)

VMD (1996)	Composição do Tráfego (%)		
	Automóvel	Ônibus	Caminhão
700 a 1000	45	7	48
1000 a 2000	49	8	43
2000 a 3000	49	8	43
3000 a 4000	51	8	41
4000 a 5000	46	8	46
5000 a 6000	47	7	46
6000 a 7000	52	6	42
7000 a 8000	53	8	39
8000 a 10000	53	7	41
10000 a 13000	54	8	38
13000 a 18000	60	8	33
18000 a 28000	59	7	33
≥28000	61	8	31

Fonte: (DNER, 1999).

Ainda que os valores apresentados no Quadro 1 estejam defasados, servem de parâmetro para estimativas mais refinadas quando contagens atuais não estejam disponíveis.

2.3 CONTAGENS VOLUMÉTRICAS DE TRÁFEGO

As contagens de tráfego permitem quantificar os fluxos de tráfego totais e em função das tipologias de veículos que circulam, por unidade de tempo, nos diferentes trechos da rede viária (IMTT 2011). Tais informações são usadas na análise de capacidade, na avaliação das causas de congestionamento e de elevados índices de acidentes, do dimensionamento do pavimento, nos

projetos de canalização do tráfego e outras melhorias (DNIT, 2006). Para estudos em áreas rurais, as contagens volumétricas se classificam em:

- Contagens globais, nas quais se registra o número de veículos que circulam por um trecho de via, independentemente do sentido de tráfego, agrupados em classes. As principais utilizações acontecem no cálculo de volumes médios diários, preparação de mapas de fluxo e determinação de tendências do tráfego;
- Contagens direcionais, em que se registra o número de veículos por sentido de tráfego. Sua empregabilidade abrange cálculo de capacidade, determinação de intervalos de sinais, previsão de faixas adicionais em rampas ascendentes, dentre outras;
- Contagens classificatórias, nas quais são registrados os volumes das várias classes de veículos. Empregadas principalmente no dimensionamento estrutural e projeto geométrico de rodovias e interseções e em cálculo de capacidade.

2.4 NÍVEL DE SERVIÇO

O nível de serviço – em inglês *Level of Service* (LOS) é uma medida da qualidade das condições operacionais da rodovia, que procura refletir a percepção dos usuários em função de diversos fatores, como: velocidade e tempo de viagem, liberdade de manobras, interrupções do tráfego, segurança, conforto e conveniência. Um mesmo nível de serviço é mantido até que um volume máximo, denominado volume de serviço, seja atingido (DEMARCHI, 2000).

No Brasil, a utilização do nível de serviço como parâmetro de tráfego é bastante utilizado, estando inclusive presente nos manuais do DNIT. A medida do nível de serviço é um fator decisivo nos momentos de planejamento em que se discute a ampliação da infraestrutura viária. Exemplo clássico é o que acontece quando certa rodovia de pista simples, que ao começar a dar sinais de esgotamento em sua capacidade, sugere a realização de estudos de tráfegos (determinação do nível de serviço) para verificar a necessidade/viabilidade de duplicação. De maneira genérica, a Figura 1 ilustra o que seriam na prática, os níveis de serviço entre:

- Nível de serviço A;
- Nível de serviço B;
- Nível de serviço C;
- Nível de serviço D;
- Nível de serviço E;
- Nível de serviço F.

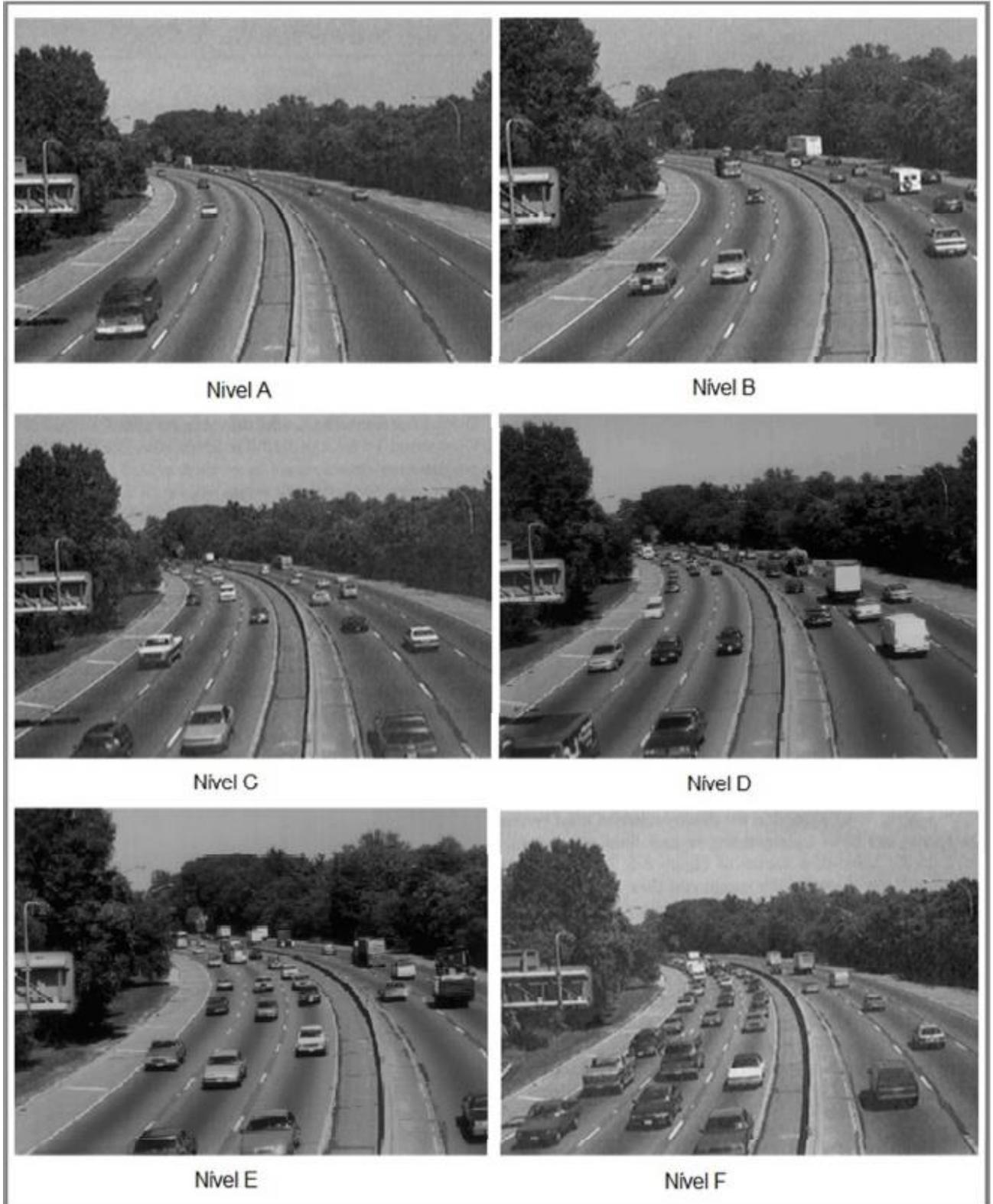


Figura 1. Ilustração dos Níveis de Serviço
Fonte: TRB (2000).

2.4.1 Seleção do nível de serviço no projeto de rodovias rurais

As rodovias rurais são projetadas em função do volume de tráfego a que estarão submetidas ao longo de sua vida útil. De acordo com o volume esperado, define-se a classe da rodovia e por consequência, o nível de serviço de projeto. Simplificadamente, quanto maior o volume de projeto, tanto melhor será o nível de serviço predeterminado, uma vez que grandes demandas sobre determinada rodovia representam elevado número de usuários afetados pela qualidade do serviço ofertado. Desta forma, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) estabelece os níveis de serviço que devem ser atendidos quando do projeto de uma rodovia, de acordo com a importância da via. Os níveis de serviço de projeto podem ser visualizados no Quadro 2.

Quadro 2. Seleção dos níveis de serviço de projeto para rodovias rurais

Tipo de Rodovia	Relevo		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
Via Expressa	B	B	C
Via Arterial	B	B	C
Coletora	C	C	D
Local	D	D	D

Fonte: BRASIL (1999)

2.4.2 Nível de serviço para rodovias de pista simples

A determinação do nível de serviço para rodovias de pista simples é fundamentada na determinação de três parâmetros básicos, em função da classe da via. São eles a velocidade média de percurso – ATS (mi/h) –, e o tempo de percurso com atraso – PTSF (%) – e o percentual da velocidade de fluxo livre – *PFFS* (%).

De acordo com a classe da rodovia são definidos quais parâmetros deve se utilizar para a determinação do nível de serviço.

Em rodovias da Classe I, os critérios analisados são ATS e PTSF, que combinados definem o nível de serviço. Até a versão do ano 2000, a determinação do nível de serviço era realizada por meio da inserção dos dois critérios no gráfico da Figura 2 (em unidades métricas).

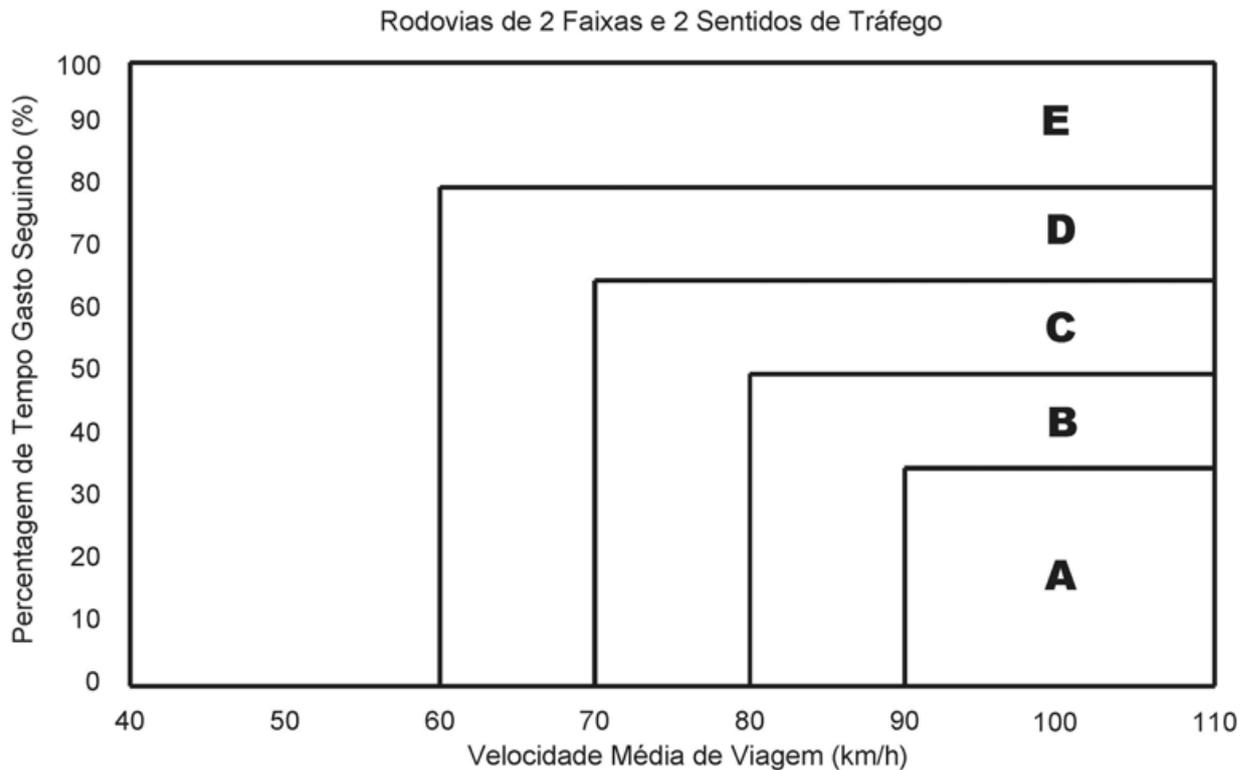


Figura 2. Determinação do nível de serviço em rodovias de pista simples da Classe I

Fonte: BRASIL (2006).

Nas rodovias da Classe II o critério utilizado para o cálculo do nível de serviço é o PTSF, ao passo que para rodovias da Classe III se utiliza o PFFS. De maneira resumida, os critérios para a determinação do nível de serviço em rodovias de pista simples estão contemplados na Tabela 2.

Tabela 2. Nível de serviço em rodovias de pista simples

LOS (Nível de Serviço)	Rodovias da Classe I		Rodovias da Classe II	Rodovias da Classe III
	ATS (mi/h)	PTSF (%)	PTSF (%)	PFFS (%)
A	>55	≤35	≤40	>91,7
B	>50-55	>35-50	>40-55	>83,3-91,7
C	>45-50	>50-65	>55-70	>75,0-83,3
D	>40-45	>65-80	>70-85	>66,7-75,0
E	≤40	>80	>85	≤66,7

Fonte: TRB (2010)

2.4.3 Nível de serviço para rodovias de múltiplas faixas

O método para determinação do nível de serviço em rodovias de múltiplas faixas envolve procedimentos mais simples do que o método de pista simples.

Considerando que as velocidades médias de percurso se mantêm praticamente constantes para largas escalas de fluxo, o nível de serviço é definido com base na densidade, que é a medida da proximidade entre os veículos na corrente de tráfego (TRB, 2010). A Tabela 3 apresenta os intervalos da densidade na determinação no nível de serviço.

Tabela 3. Nível de serviço em rodovias de múltiplas faixas

LOS	FFS (mi/h)	Densidade (veíc/mi/faixa)
A	Todas	>0-11
B	Todas	>11-18
C	Todas	>18-26
D	Todas	>26-35
E	60	>35-40
	55	>35-41
	50	>35-43
	45	>43-45
Demanda excede a capacidade		
F	60	>40
	55	>41
	50	>43
	45	>45

Fonte: TRB (2010)

2.5 CAPACIDADE

A definição de capacidade, de maneira genérica pode ser escrita como sendo esta o número máximo de veículos que poderá passar por um determinado trecho de uma faixa ou pista durante um período de tempo determinado, sob as condições reais predominantes na via e no tráfego (BRASIL, 1997).

3 MÉTODOS

O *Highway Capacity Manual* vem sendo, desde sua criação, a referência em estudos de tráfego relativos ao estudo da capacidade e níveis de serviço de rodovias. Diversos países adotam o método do HCM e o adaptam às condições locais. No Brasil não é diferente, de modo que o DNIT recomenda no Manual de Estudos de Tráfego a utilização do HCM.

Atualizado com relativa frequência, a versão mais recente do HCM data do ano de 2010, sendo esta a versão utilizada no presente estudo. As atualizações são importantes porque com o passar dos anos os veículos que compõem o tráfego mudam. Além disso, a versão 2010 do manual traz alterações no próprio método, para aperfeiçoar as análises realizadas.

Neste trabalho, são utilizados dois métodos dentre os vários que compõem o HCM 2010, a saber:

- Nível de serviço em rodovias de pista simples;
- Nível de serviço em rodovias de múltiplas faixas.

Na sequência, são apresentados os métodos ora citados, utilizados no estudo de caso da BR-101 no trecho sul do estado do Rio de Janeiro.

3.1 NÍVEL DE SERVIÇO EM RODOVIAS DE PISTA SIMPLES – HCM 2010

Na caracterização do nível de serviço em rodovias de duas faixas utiliza-se, não apenas a demanda e a velocidade, mas também o tempo de percurso com atraso que corresponde à percentagem do tempo total de percurso em que um veículo segue em fila, condicionando a sua velocidade à presença de outros veículos.

3.1.1 Estimativa da velocidade em fluxo livre

Embora seja preferível obter a velocidade em regime livre medindo-a diretamente no local, de forma a diminuir os erros, pode acontecer que de tal informação não estar disponível, restando assim a utilização de estimativa. Em rodovias de pista simples a estimativa da velocidade em fluxo livre é calculada a partir da velocidade em regime livre base, à qual são aplicadas correções que atendem às características geométricas da rodovia em estudo.

A velocidade em fluxo livre base será a velocidade em fluxo livre de rodovias que tenham os requisitos das condições geométricas base ou em alternativa pode usar-se a velocidade base ou a velocidade limite legal da rodovia.

$$FFS = BFFS - f_{ls} - f_a$$

Onde:

FFS — Velocidade em fluxo livre (mi/h);

$BFFS$ — Velocidade em fluxo livre base (mi/h);

f_{ls} — Ajuste devido à largura das faixas e dos acostamentos;

f_a — Ajuste devido aos pontos de acesso.

Os valores de f_{ls} e f_a podem ser obtidos a partir da Tabela 4 e Tabela 5, respectivamente.

Tabela 4. Ajuste devido à largura das faixas e dos acostamentos f_{ls}

Largura da faixa (ft)	Largura do acostamento (ft)			
	$\geq 0,0 < 2,0$	$\geq 2,0 < 4,0$	$\geq 4,0 < 6,0$	≥ 6
$\geq 9 < 10$	6,4	4,8	3,5	2,2
$\geq 10 < 11$	5,3	3,7	2,4	1,1
$\geq 11 < 12$	4,7	3,0	1,7	0,4
≥ 12	4,2	2,6	1,3	0,0

Fonte: TRB (2010)

Tabela 5. Ajuste devido aos pontos de acesso f_a

Pontos de accesos por mi	Redução na FFS (mi/h)
0	0,0
10	2,5
20	5,0
30	7,5
≥ 40	10,0

Fonte: TRB (2010)

3.1.2 Ajuste da demanda para ATS – $v_{i,ATS}$

O ajuste da demanda para o cálculo de ATS é obtido pela seguinte expressão:

$$v_{i,ATS} = \frac{V_i}{PHF \times f_{g,ATS} \times f_{HV,ATS}}$$

Onde:

$v_{i,ATS}$ — Demanda para o período de pico de 15 minutos na direção analisada (veíc/h);

i — “d” para a direção de análise ou “o” para a direção oposta;

V_i — Volume de tráfego para a hora de pico na direção i (veíc/h);

$f_{g,ATS}$ — Ajuste devido ao tipo de terreno;

$f_{HV,ATS}$ — Ajuste devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego;

PHF — Fator de horário de pico.

O ajuste devido ao tipo de terreno utilizado para o cálculo da velocidade média de percurso é obtido por meio da Tabela 6.

Tabela 6. Ajuste devido ao tipo de terreno ($f_{g,ATS}$) para o cálculo de ATS

Demanda para uma direção (veíc/h)	Tipo de Terreno	
	Plano	Ondulado
0-100	1,00	0,67
200	1,00	0,75
300	1,00	0,83
400	1,00	0,90
500	1,00	0,95
600	1,00	0,97
700	1,00	0,98
800	1,00	0,99
900	1,00	1,00

Fonte: TRB (2010)

Para trechos específicos em subida, o fator de ajuste $f_{g,ATS}$ pode ser obtido na Tabela 7.

Tabela 7. Ajuste em função do terreno ($f_{g,ATS}$) para trechos específicos em subida para *ATS*

Rampa (%)	Extensão da rampa (mi)	Demanda para uma direção, v,vph (veic/h)								
		≤100	200	300	400	500	600	700	800	≥900
≥3<3,5	0,25	0,78	0,84	0,87	0,91	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	0,50	0,75	0,83	0,86	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	0,75	0,73	0,81	0,85	0,89	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	1,00	0,73	0,79	0,83	0,88	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	1,50	0,73	0,79	0,83	0,87	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00
	2,00	0,73	0,79	0,82	0,86	0,98	0,98	0,99	1,00	1,00
	3,00	0,73	0,78	0,82	0,85	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98
	≥4,00	0,73	0,78	0,81	0,85	0,94	0,94	0,95	0,95	0,96
≥3,5<4,5	0,25	0,75	0,83	0,86	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	0,50	0,72	0,80	0,84	0,88	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	0,75	0,67	0,77	0,81	0,86	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	1,00	0,65	0,73	0,77	0,81	0,94	0,95	0,97	1,00	1,00
	1,50	0,63	0,72	0,76	0,80	0,93	0,95	0,96	1,00	1,00
	2,00	0,62	0,70	0,74	0,79	0,93	0,94	0,96	1,00	1,00
	3,00	0,61	0,69	0,74	0,78	0,92	0,93	0,94	0,98	1,00
	≥4,00	0,61	0,69	0,73	0,78	0,91	0,91	0,92	0,96	1,00
≥4,5<5,5	0,25	0,71	0,79	0,83	0,88	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	0,50	0,60	0,70	0,74	0,79	0,94	0,95	0,97	1,00	1,00
	0,75	0,55	0,65	0,70	0,75	0,91	0,93	0,95	1,00	1,00
	1,00	0,54	0,64	0,69	0,74	0,91	0,93	0,95	1,00	1,00
	1,50	0,52	0,62	0,67	0,72	0,88	0,90	0,93	1,00	1,00
	2,00	0,51	0,61	0,66	0,71	0,87	0,89	0,92	0,99	1,00
	3,00	0,51	0,61	0,65	0,70	0,86	0,88	0,91	0,98	0,99
	≥4,00	0,51	0,60	0,65	0,69	0,84	0,86	0,88	0,95	0,97
≥5,5<6,5	0,25	0,57	0,68	0,72	0,77	0,93	0,94	0,96	1,00	1,00
	0,50	0,52	0,62	0,66	0,71	0,87	0,90	0,92	1,00	1,00
	0,75	0,49	0,57	0,62	0,68	0,85	0,88	0,90	1,00	1,00
	1,00	0,46	0,56	0,60	0,65	0,82	0,85	0,88	1,00	1,00
	1,50	0,44	0,54	0,59	0,64	0,81	0,84	0,87	0,98	1,00
	2,00	0,43	0,53	0,58	0,63	0,81	0,83	0,86	0,97	0,99
	3,00	0,41	0,51	0,56	0,61	0,79	0,82	0,85	0,97	0,99
	≥4,00	0,40	0,50	0,55	0,61	0,79	0,82	0,85	0,97	0,99
≥6,5	0,25	0,54	0,64	0,68	0,73	0,88	0,90	0,92	1,00	1,00
	0,50	0,43	0,53	0,57	0,62	0,79	0,82	0,85	0,98	1,00
	0,75	0,39	0,49	0,54	0,59	0,77	0,80	0,83	0,96	1,00
	1,00	0,37	0,45	0,50	0,54	0,74	0,77	0,81	0,96	1,00
	1,50	0,35	0,45	0,49	0,54	0,71	0,75	0,79	0,96	1,00
	2,00	0,34	0,44	0,48	0,53	0,71	0,74	0,78	0,94	0,99
	3,00	0,34	0,44	0,48	0,53	0,70	0,73	0,77	0,93	0,98
	≥4,00	0,33	0,43	0,47	0,52	0,70	0,73	0,77	0,91	0,95

Fonte: TRB (2010)

O ajuste devido à existência de veículos pesados na corrente de tráfego é obtido a partir da expressão:

$$f_{HV,ATS} = \frac{1}{1 + P_T \times (E_T - 1) + P_R \times (E_R - 1)}$$

Onde:

$f_{HV,ATS}$ — Ajuste devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego;

P_T — Proporção de caminhões na corrente de tráfego;

P_R — Proporção de veículos de recreio (RVs) na corrente de tráfego;

E_T — Fator de equivalência de caminhões em veículos leves de passageiros;

E_R — Fator de equivalência de veículos de recreio em veículos leves de passageiros.

Os fatores de equivalência E_T e E_R para a determinação da velocidade média de percurso são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8. Fatores de equivalência de veículos pesados (E_T) e RVs (E_R) para o cálculo de *ATS*

Tipo de veículo	Demanda (veíc/h)	Tipo de terreno	
		Plano	Ondulado
Caminhões, E_T	0-100	1,9	2,7
	200	1,5	2,3
	300	1,4	2,1
	400	1,3	2,0
	500	1,2	1,8
	600	1,1	1,7
	700	1,1	1,6
	800	1,1	1,4
	900	1,0	1,3
RVs, E_R	-	1,0	1,1

Fonte: TRB (2010)

Para trechos específicos em subida, os fatores de equivalência E_T e E_R para a determinação da velocidade média de percurso são obtidos na Tabela 9 e Tabela 10, respectivamente.

Tabela 9. Fatores de equivalência de caminhões (E_T) para *ATS* em trechos específicos de subida

Rampa (%)	Extensão da rampa (mi)	Demanda para uma direção, v,vph (veíc/h)								
		≤100	200	300	400	500	600	700	800	≥900
≥3<3,5	0,25	2,6	2,4	2,3	2,2	1,8	1,8	1,7	1,3	1,1
	0,50	3,7	3,4	3,3	3,2	2,7	2,6	2,6	2,3	2,0
	0,75	4,6	4,4	4,3	4,2	3,7	3,6	3,4	2,4	1,9
	1,00	5,2	5,0	4,9	4,9	4,4	4,2	4,1	3,0	1,6
	1,50	6,2	6,0	5,9	5,8	5,3	5,0	4,8	3,6	2,9
	2,00	7,3	6,9	6,7	6,5	5,7	5,5	5,3	4,1	3,5
	3,00	8,4	8,0	7,7	7,5	6,5	6,2	6,0	4,6	3,9
	≥4,00	9,4	8,8	8,6	8,3	7,2	6,9	6,6	4,8	3,7
≥3,5<4,5	0,25	3,8	3,4	3,2	3,0	2,3	2,2	2,2	1,7	1,5
	0,50	5,5	5,3	5,1	5,0	4,4	4,2	4,0	2,8	2,2
	0,75	6,5	6,4	6,5	6,5	6,3	5,9	5,6	3,6	2,6
	1,00	7,9	7,6	7,4	7,3	6,7	6,6	6,4	5,3	4,7
	1,50	9,6	9,2	9,0	8,9	8,1	7,9	7,7	6,5	5,9
	2,00	10,3	10,1	10,0	9,9	9,4	9,1	8,9	7,4	6,7
	3,00	11,4	11,3	11,2	11,2	10,7	10,3	10,0	8,0	7,0
	≥4,00	12,4	12,2	12,2	12,1	11,5	11,2	10,8	8,6	7,5
≥4,5<5,5	0,25	4,4	4,0	3,7	3,5	2,7	2,7	2,7	2,6	2,5
	0,50	6,0	6,0	6,0	6,0	5,9	5,7	5,6	4,6	4,2
	0,75	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
	1,00	9,2	9,2	9,1	9,1	9,0	9,0	9,0	8,9	8,8
	1,50	10,6	10,6	10,6	10,6	10,5	10,4	10,4	10,2	10,1
	2,00	11,8	11,8	11,8	11,8	11,6	11,6	11,5	11,1	10,9
	3,00	13,7	13,7	13,6	13,6	13,3	13,1	13,0	11,9	11,3
	≥4,00	15,3	15,3	15,2	15,2	14,6	14,2	13,8	11,3	10,0
≥5,5<6,5	0,25	4,8	4,6	4,5	4,4	4,0	3,9	3,8	3,2	2,9
	0,50	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2
	0,75	9,1	9,1	9,1	9,1	9,1	9,1	9,1	9,1	9,1
	1,00	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,2	10,1
	1,50	11,9	11,9	11,9	11,9	11,8	11,8	11,8	11,7	11,6
	2,00	12,8	12,8	12,8	12,8	12,7	12,7	12,7	12,6	12,5
	3,00	14,4	14,4	14,4	14,4	14,3	14,3	14,3	14,2	14,1
	≥4,00	15,4	15,4	15,3	15,3	15,2	15,1	15,1	14,9	14,8
≥6,5	0,25	5,1	5,1	5,0	5,0	4,8	4,7	4,7	4,5	4,4
	0,50	7,8	7,8	7,8	7,8	7,8	7,8	7,8	7,8	7,8
	0,75	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8
	1,00	10,4	10,4	10,4	10,4	10,4	10,4	10,4	10,3	10,2
	1,50	12,0	12,0	12,0	12,0	11,9	11,9	11,9	11,8	11,7
	2,00	12,9	12,9	12,9	12,9	12,8	12,8	12,8	12,7	12,6
	3,00	14,5	14,5	14,5	14,5	14,4	14,4	14,4	14,3	14,2
	≥4,00	15,4	15,4	15,4	15,4	15,3	15,3	15,3	15,2	15,1

Fonte: TRB (2010)

Tabela 10. Fatores de equivalência de RVs (E_R) para o cálculo de ATS em trechos específicos de subida

Rampa (%)	Extensão da rampa (mi)	Demanda para uma direção, v,vph (veic/h)								
		≤100	200	300	400	500	600	700	800	≥900
≥3<3,5	≥0,25	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	>0,25≥0,75	1,2	1,2	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	>0,75≥1,25	1,3	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	>1,25≥2,25	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	>2,25	1,5	1,4	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
≥3,5<4,5	≥0,75	1,3	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	>0,75≥3,50	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	>3,5	1,5	1,4	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
≥4,5<5,5	≥2,50	1,5	1,4	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	>2,50	1,6	1,5	1,4	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
≥5,5<6,5	≥0,75	1,5	1,4	1,3	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	>0,75≥2,50	1,6	1,5	1,4	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	>2,50≥3,50	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0
	>3,50	1,6	1,6	1,6	1,5	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1
≥6,5	≥2,50	1,6	1,5	1,4	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	>2,50≥3,50	1,6	1,5	1,4	1,2	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
	>3,50	1,6	1,6	1,6	1,5	1,5	1,5	1,4	1,4	1,4

Fonte: TRB (2010)

3.1.3 Determinação da velocidade média de percurso – ATS

A velocidade média de percurso é obtida a partir da expressão:

$$ATS_d = FFS - 0.0076(v_{d,ATS} - V_{o,ATS}) - f_{np,ATS}$$

Onde:

ATS_d — Velocidade média de percurso (mi/h);

FFS — Velocidade em fluxo livre (mi/h);

$v_{d,ATS}$ — Demanda para o sentido de análise;

$v_{o,ATS}$ — Demanda para o sentido oposto;

$f_{np,ATS}$ — Ajuste devido à porcentagem de zonas de não ultrapassagem.

O fator de ajuste da velocidade média de percurso relativo à porcentagem de zonas de não ultrapassagem é dado na Tabela 11.

Tabela 11. Ajuste em função do percentual de zonas de não ultrapassagem ($f_{np,ATS}$) para ATS

Demanda no sentido oposto vo (veíc/h)	Percentual de Zonas de não ultrapassagem				
	≤20	40	60	80	100
FFS ≥ 65 mi/h					
≤100	1,1	2,2	2,8	3,0	3,1
200	1,2	3,3	3,9	4,0	4,2
400	1,6	2,3	2,7	2,8	2,9
600	1,4	1,5	1,7	1,9	2,00
800	0,7	1,0	1,2	1,4	1,5
1000	0,6	0,8	1,1	1,1	1,2
1200	0,6	0,8	0,9	1,0	1,1
1400	0,6	0,7	0,9	0,9	0,9
≥1600	0,6	0,7	0,7	0,7	0,8
FFS = 60 mi/h					
≤100	0,7	1,7	2,5	2,8	2,9
200	1,9	2,9	3,7	4,0	4,2
400	1,4	2,0	2,5	2,7	3,9
600	1,1	1,3	1,6	1,9	2,0
800	0,6	0,9	1,1	1,3	1,4
1000	0,6	0,7	0,9	1,1	1,2
1200	0,5	0,7	0,9	0,9	1,1
1400	0,5	0,6	0,8	0,8	0,9
≥1600	0,5	0,6	0,7	0,7	0,7
FFS = 55 mi/h					
≤100	0,5	1,2	2,2	2,6	2,7
200	1,5	2,4	3,5	3,9	4,1
400	1,3	1,9	2,4	2,7	2,8
600	0,9	1,1	1,6	1,8	1,9
800	0,5	0,7	1,1	1,2	1,4
1000	0,5	0,6	0,8	0,9	1,1
1200	0,5	0,6	0,7	0,9	1,0
1400	0,5	0,6	0,7	0,7	0,9
≥1600	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7
FFS = 50 mi/h					
≤100	0,2	0,7	1,9	2,4	2,5
200	1,2	2,0	3,3	3,9	4,0
400	1,1	1,6	2,2	2,6	2,7
600	0,6	0,9	1,4	1,7	1,9
800	0,4	0,6	0,9	1,2	1,3
1000	0,4	0,4	0,7	0,9	1,1
1200	0,4	0,4	0,7	0,8	1,0
1400	0,4	0,4	0,6	0,7	0,8
≥1600	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5
FFS = 45 mi/h					
≤100	0,1	0,4	1,7	2,2	2,4
200	0,9	1,6	3,1	3,8	4,0
400	0,9	0,5	2,0	2,5	2,7
600	0,4	0,3	1,3	1,7	1,8
800	0,3	0,3	0,8	1,1	1,2
1000	0,3	0,3	0,6	0,8	1,1
1200	0,3	0,3	0,6	0,7	1,0
1400	0,3	0,3	0,6	0,6	0,7
≥1600	0,3	0,3	0,4	0,4	0,6

Fonte: TRB (2010)

3.1.4 Ajuste da demanda para $PTSF - v_{i,PTSF}$

A demanda para a determinação de $PTSF$ é ajustada por meio da expressão:

$$v_{i,PTSF} = \frac{V_i}{PHF \times f_{g,PTSF} \times f_{HV,PTSF}}$$

Onde:

$v_{i,PTSF}$ — Demanda o sentido de tráfego i (veíc/h);

i — “d” para sentido de análise ou “o” para o sentido oposto;

V_i — Volume de tráfego para a hora de pico no sentido i (veíc/h);

$f_{g,PTSF}$ — Ajuste devido ao tipo de terreno;

$f_{HV,PTSF}$ — Ajuste devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego;

PHF — Fator de horário de pico.

O ajuste devido ao tipo de terreno utilizado para o cálculo do percentual de tempo seguindo é obtido por meio da Tabela 12.

Tabela 12. Ajuste devido ao tipo de terreno ($f_{g,PTSF}$) para o cálculo de $PTSF$

Demanda em uma direção vph (veíc/h)	Terreno	
	Plano	Ondulado
≤100	1,00	0,73
200	1,00	0,80
300	1,00	0,85
400	1,00	0,90
500	1,00	0,96
600	1,00	0,97
700	1,00	0,99
800	1,00	1,00
≥900	1,00	1,00

Fonte: TRB (2010)

Para trechos específicos em subida, o fator de ajuste $f_{g,PTSF}$ pode ser obtido na Tabela 13.

Tabela 13. Ajuste em função do terreno ($f_{g,PTSF}$) para trechos específicos em subida para *PTSF*

Rampa	Extensão da Rampa (mi)	Demanda em uma direção, vph (veíc/h)								
		≤100	200	300	400	500	600	700	800	≥900
≥3<3,5	0,25	1,00	0,99	0,97	0,96	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
	0,50	1,00	0,99	0,98	0,97	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
	0,75	1,00	0,99	0,98	0,97	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
	1,00	1,00	0,99	0,98	0,97	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
	1,50	1,00	0,99	0,98	0,97	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
	2,00	1,00	0,99	0,98	0,98	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
	3,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,97	0,97	0,97	0,96	0,96
	≥4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99	0,97	0,97
≥3,5<4,5	0,25	1,00	0,99	0,98	0,97	0,94	0,93	0,93	0,92	0,92
	0,50	1,00	1,00	0,99	0,99	0,97	0,97	0,97	0,96	0,95
	0,75	1,00	1,00	0,99	0,99	0,97	0,97	0,97	0,96	0,96
	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
	1,50	1,00	1,00	0,99	0,99	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
	2,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	≥4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
≥4,5<5,5	0,25	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,97	0,97
	≥0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
≥5,5	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fonte: TRB (2010)

O ajuste devido à existência de veículos pesados na corrente de tráfego é obtido a partir da expressão:

$$f_{HV,PTSF} = \frac{1}{1 + P_T \times (E_T - 1) + P_R \times (E_R - 1)}$$

Onde:

$f_{HV,PTSF}$ — Ajuste devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego

P_T — Proporção de caminhões na corrente de tráfego

P_R — Proporção de veículos de recreio (RVs) na corrente de tráfego

E_T — Fator de equivalência de caminhões em veículos leves de passageiros

E_R — Fator de equivalência de veículos de recreio em veículos leves de passageiros

Os fatores de equivalência E_T e E_R são obtidos na Tabela 14.

Tabela 14. Fatores de equivalência de veículos pesados (E_T) e RVs (E_R) para o cálculo de $PTSF$

Tipo de veículo	Demanda (veíc/h)	Tipo de terreno	
		Plano	Ondulado
Caminhões, E_T	≤ 100	1,1	1,9
	200	1,1	1,8
	300	1,1	1,7
	400	1,1	1,6
	500	1,0	1,4
	600	1,0	1,2
	700	1,0	1,0
	800	1,0	1,0
	900	1,0	1,0
RVs, E_R	-	1,0	1,0

Fonte: TRB (2010)

Para trechos específicos em subida, os fatores de equivalência (E_T) e (E_R) para a determinação da velocidade média de percurso são fornecidos pela Tabela 15 e Tabela 16, respectivamente.

Tabela 15. Fatores de equivalência de caminhões (E_T) para *PTSF* em trechos específicos de subida

Rampa (%)	Extensão da Rampa (mi)	Demanda em uma direção, vph (veíc/h)								
		≤100	200	300	400	500	600	700	800	≥900
Equivalentes em carros para Caminhões (E_T)										
≥3<3,5	≤2,00	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	3,00	1,5	1,3	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	≥4,0	1,6	1,4	1,3	1,3	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
≥3,5<4,5	≤1,00	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,50	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	2,00	1,6	1,3	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	3,00	1,8	1,4	1,1	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	≥4,0	2,1	1,9	1,8	1,7	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
≥4,5<5,5	≤1,00	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,50	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	2,00	1,7	1,6	1,6	1,6	1,5	1,4	1,4	1,3	1,3
	3,00	2,4	2,2	2,2	2,1	1,9	1,8	1,8	1,7	1,7
	≥4,0	3,5	3,1	2,9	2,7	2,1	2,0	2,0	1,8	1,8
≥5,5<6,5	≤0,75	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,00	1,0	1,0	1,1	1,1	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	1,50	1,5	1,5	1,5	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
	2,00	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	1,8	1,8
	3,00	3,4	3,2	3,0	2,9	2,4	2,3	2,3	1,9	1,9
	≥4,0	4,5	4,1	3,9	3,7	2,9	2,7	2,6	2,0	2,0
≥6,5	≤0,50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,75	1,0	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0
	1,00	1,3	1,3	1,3	1,4	1,4	1,5	1,5	1,4	1,4
	1,50	2,1	2,1	2,1	2,1	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	2,00	2,9	2,8	2,7	2,7	2,4	2,4	2,3	2,3	2,3
	3,00	4,2	3,9	3,7	3,6	3,0	2,8	2,7	2,2	2,2
	≥4,5	5,0	4,6	4,4	4,2	3,3	3,1	2,9	2,7	2,5
Equivalentes em carros para RVs (E_R)										
-	-	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Fonte: TRB (2010)

3.1.5 Determinação do tempo de percurso com atraso – $PTSF_d$

O tempo de percurso com atraso no sentido de análise ($PTSF_d$) é obtido a partir da expressão:

$$PTSF_d = BPTSF_d + f_{np,PTSF} \times \left(\frac{v_{d,PTSF}}{v_{d,PTSF} - v_{o,PTSF}} \right)$$

Onde:

$PTSF_d$ — Tempo de percurso com atraso;

$BPTSF_d$ — Tempo de percurso com atraso base;

$f_{np,PTSF}$ — Ajuste devido ao efeito combinado da repartição do tráfego e da porcentagem de zonas de não ultrapassagem;

$v_{d,PTSF}$ — Demanda no sentido de análise (veíc/h);

$v_{o,PTSF}$ — Demanda no sentido contrário ao de análise (veíc/h).

A expressão que permite calcular o tempo de percurso com atraso base é:

$$BPTSF_d = 100 \times [1 - e^{(a \times v_d^b)}]$$

Onde:

v_d — Demanda no sentido de análise (veíc/h);

a e b — constantes.

As constantes a e b são obtidas na Tabela 16.

Tabela 16. Coeficientes a e b usados no cálculo de *BPTSF*

Demanda no sentido oposto, vo (veíc/h)	a	b
≤200	-0,0014	0,973
400	-0,0022	0,923
600	-0,0033	0,870
800	-0,0045	0,833
1000	-0,0049	0,829
1200	-0,0054	0,825
1400	-0,0058	0,821
≥1600	-0,0062	0,817

Fonte: TRB (2010)

O ajuste devido ao efeito combinado da repartição do tráfego e do percentual de zonas de não ultrapassagem pode ser obtido na Tabela 17.

Após encontrar os valores de *ATS* e/ou *PTSF*, determina-se o nível de serviço por meio da Tabela 2, apresentada no item 2.4.2.

Tabela 17. Ajuste devido ao efeito combinado da repartição do tráfego e do percentual de zonas de não ultrapassagem ($f_{np,PTSF}$)

Demanda nos dois sentidos, $v = v_d + v_o$ (veíc/h)	Percentual de zonas de não ultrapassagem (%)					
	0	20	40	60	80	100
Distribuição direcional = 50/50						
≤200	9,0	29,2	43,4	49,4	51,0	52,6
400	16,2	41,0	54,2	61,6	63,8	65,8
600	15,8	38,2	47,8	53,2	55,2	56,8
800	15,8	33,8	40,4	44,0	44,8	46,6
1400	12,8	20,0	23,8	26,2	27,4	28,6
2000	10,0	13,6	15,8	17,4	18,2	18,8
2600	5,5	7,7	8,7	9,5	10,1	10,3
≥3200	3,3	4,7	5,1	5,5	5,7	6,1
Distribuição direcional = 60/40						
≤200	11,0	30,6	41,0	51,2	52,3	53,5
400	14,6	36,1	44,8	53,4	55,0	56,3
600	14,8	36,9	44,0	51,1	52,8	54,6
800	13,6	28,2	33,4	38,6	39,9	41,3
1400	11,8	18,9	22,1	25,4	26,4	27,3
2000	9,1	13,5	15,6	16,0	16,8	17,3
2600	5,9	7,7	8,6	9,6	10,0	10,2
Distribuição direcional = 70/30						
≤200	9,9	28,1	38,0	47,8	48,5	49,0
400	10,6	30,3	38,6	46,7	47,7	48,8
600	10,9	30,9	37,5	43,9	45,4	47,0
800	10,3	23,6	28,4	33,3	34,5	35,5
1400	8,0	14,6	17,7	20,8	21,6	22,3
2000	7,3	9,7	11,7	13,3	14,0	14,,5
Distribuição direcional = 80/20						
≤200	8,9	27,1	37,1	47,0	47,4	47,9
400	6,6	26,1	34,5	42,7	43,5	44,1
600	4,0	24,5	31,3	38,1	39,1	40,0
800	3,8	18,5	23,5	28,4	29,1	29,9
1400	3,5	10,3	13,3	16,3	16,9	32,2
2000	3,5	7,0	8,5	10,1	10,4	10,7
Distribuição direcional = 90/10						
≤200	4,6	24,1	33,6	43,1	43,4	43,6
400	0,0	20,2	28,3	36,3	36,7	37,0
600	-3,1	16,8	23,5	30,1	30,6	31,1
800	-2,8	10,5	15,2	19,9	20,3	20,8
1400	-1,2	5,5	8,3	11,0	11,5	11,9

Fonte: TRB (2010)

3.2 NÍVEL DE SERVIÇO PARA RODOVIAS DE MÚLTIPLAS FAIXAS – HCM

Uma rodovia de múltiplas faixas é geralmente constituída por um total de quatro ou seis faixas de tráfego (2x2 faixas ou 3x3 faixas), usualmente divididas por um divisor central físico, ou na sua ausência, a separação das pistas de rolamento é feita por pintura. As condições de escoamento do tráfego em rodovias de múltiplas faixas variam desde condições muito semelhantes às das autoestradas (*freeways*), ou seja, escoamento sem interrupções, até condições de escoamento próximas das estradas urbanas, com interrupções provocadas pela existência de sinais luminosos.

A concentração dada pelo quociente entre o débito e a velocidade média de percurso é a medida de desempenho utilizada para se estimar o nível de serviço. Na Tabela 18 são definidos os níveis de serviço em rodovias de múltiplas faixas em função da velocidade de fluxo livre.

Tabela 18. Determinação do Nível de Serviço

Nível de Serviço	FFS (mi/h)	Densidade (veíc/mi/faixa)
A	Todas	>0-11
B	Todas	>11-18
C	Todas	>18-26
D	Todas	>26-35
E	60	>35-40
	55	>35-41
	50	>35-43
	45	>35-45
Demanda excede a capacidade		
F	60	>40
	55	>41
	50	>43
	45	>45

Fonte: TRB (2010)

3.2.1 Determinação da densidade

A equação a seguir mostra a relação entre a velocidade média de percurso e a taxa de fluxo de demanda ou débito. É através dela que é determinado o nível de serviço de uma rodovia de múltiplas faixas.

$$D = \frac{v_p}{S}$$

Onde:

D — Densidade de tráfego (veíc/mi/faixa);

v_p — Taxa de fluxo de demanda ou débito (veíc/h/faixa);

S — Velocidade média de percurso (mi/h).

3.2.2 Determinação da velocidade de fluxo livre

A velocidade de fluxo livre corresponde à velocidade de tráfego em condições de volume e de concentração baixos, com a qual os condutores sentem-se confortáveis em viajar, tendo em vista as características físicas (geometria), ambientais e de controle de tráfego existentes.

O ideal é medir localmente a velocidade de fluxo livre, entretanto, não sendo possível realizar a medição, pode estimá-la por meio da próxima equação:

$$FFS = BFFS - f_{lw} - f_{lc} - f_M - f_A$$

Onde:

FFS — Velocidade de fluxo livre estimada (mi/h);

$BFFS$ — Velocidade em regime livre base (mi/h);

f_{lw} — Ajuste devido à largura das faixas;

f_{lc} — Ajuste devido à desobstrução lateral;

f_M — Ajuste devido ao tipo de divisor central;

f_A — Ajuste devido aos pontos de acesso.

O ajuste devido à largura das faixas f_{lw} é obtido a partir da Tabela 19.

Tabela 19. Ajuste devido à largura das faixas (f_{lw})

Largura de faixa (ft)	Redução em FFS (mi/h)
≥ 12	0,0
$\geq 11-12$	1,9
$\geq 10-11$	6,6

Fonte: TRB (2010)

O ajuste devido à desobstrução lateral f_{lc} para rodovias de 4 faixas é obtido a partir da Tabela 20.

Tabela 20. Ajuste devido à desobstrução lateral (f_{lc})

Desobstrução lateral (ft)	Redução em FFS (mi/h)
12	0,0
10	0,4
8	0,9
6	1,3
4	1,7
2	2,8
0	3,9

Fonte: TRB (2010)

O ajuste devido ao tipo de divisor central f_M é dado na Tabela 21.

Tabela 21. Ajuste devido ao tipo de divisor central (f_M)

Tipo de divisor central	Redução em FFS (mi/h)
Sem divisão	1,6
Com divisão	0,0

Fonte: TRB (2010)

O ajuste devido à densidade dos pontos de acesso f_A é dado pela Tabela 22.

Tabela 22. Ajuste devido à densidade dos pontos de acesso (f_A)

Pontos de acesso por mi	Redução em FFS (mi/h)
0	0,0
10	2,5
20	5,0
30	7,5
≥ 40	10,0

Fonte: TRB (2010)

3.3 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE UMA RODOVIA – HCM

De acordo com o HCM 2010, a capacidade de uma rodovia de pista simples gira em torno de 1.700 veículos/h por sentido de tráfego, em condições comuns. Contudo, cada rodovia possui suas particularidades, seja na composição do tráfego ou em suas características físicas, as quais resultam em alteração da capacidade. A correção da capacidade em função de tais peculiaridades acontece por meio das equações a seguir:

$$C_{dATS} = 1700 \times f_{g,ATS} \times f_{HV,ATS}$$

$$C_{dPTSF} = 1700 \times f_{g,PTSF} \times f_{HV,PTSF}$$

Onde:

C_{dATS} — Capacidade na análise em uma direção com condições prevalecentes baseadas em ATS (veíc/h);

C_{dPTSF} — Capacidade na análise em uma direção com condições prevalecentes baseadas em PTSF (veíc/h);

f_g — Ajuste devido ao tipo de terreno (para *ATS* e para *PTSF*);

f_{HV} — Ajuste devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego (para *ATS* e para *PTSF*).

Ressalta-se que para rodovias de Classe I, as duas capacidades são calculadas, prevalecendo a menor. Para rodovias de Classe II, apenas é calculada C_{dPTSF} e para rodovias de Classe III, calcula-se C_{dATS} , apenas.

Ao contrário do que acontece para rodovias de pista simples, não há equação para a determinação da capacidade de rodovias de múltiplas faixas, de modo que a capacidade passa a ser estimada em função direta dos níveis de serviço. Geralmente é adotada como capacidade de uma rodovia de múltiplas faixas, o volume de tráfego horário limite entre os níveis de serviço E e F. Dependendo do grau de exigência existente, pode-se adotar o limite entre os níveis D e E.

Estas considerações também são comumente aplicadas a rodovias de pista simples, porque muitas vezes representam mais fielmente a capacidade da via em função de suas particularidades. Desta maneira, a capacidade será estimada por meio do critério do volume de tráfego limite entre níveis de serviço subsequentes, mas também por meio da equação da capacidade fornecida pelo HCM 2010, observado o menor valor entre os dois métodos.

3.4 PROJEÇÃO DO VOLUME DE TRÁFEGO

As rodovias devem ser projetadas para que proporcionem um nível de serviço aceitável durante sua vida útil, e para isso deve ser determinado com o maior grau de exatidão possível qual será o volume e a distribuição do tráfego para aquele período (BRASIL, 2006).

Quando é planejada a implantação de uma rodovia, um dos principais aspectos do projeto é a projeção da demanda de tal rodovia. Isto porque é justamente a demanda, que nada mais é do que o volume de tráfego esperado, que determinará as proporções da infraestrutura da via a ser implantada.

Dado que os investimentos para a construção plena de uma rodovia são bastante elevados, a estimativa ganha importância extra. Segundo BRASIL (2012), os custos médios de implantação de um quilômetro de rodovia de pista simples, com largura de faixa de 3,6 m e de acostamento de 1,0 m, são de R\$ 1.878.000,00, ao passo que para uma rodovia também de pista simples, com largura de faixa de 3,6 m, mas com largura de acostamento de 2,5 m, os custos médios são de R\$ 2.705.000,00 por quilômetro implantado.

Além da inquestionável necessidade de, ainda na fase de projeto, estimar o volume de veículos que deverá incidir sobre a rodovia no horizonte de sua vida útil, faz-se imprescindível realizar o acompanhamento da evolução do volume de tráfego após o início da operação da rodovia. Como é impossível prever algumas alterações no tráfego decorrentes, por exemplo, da instalação de um polo industrial nas imediações da rodovia, o acompanhamento através de contagens volumétricas poderá identificar a necessidade de uma ampliação de capacidade da via, antes que seja atingida a vida útil prevista no projeto.

Existem diversos métodos aplicáveis em projeções de volumes de tráfego. A escolha de determinado método é função dos dados de tráfego existentes – atuais e passados – bem como da exatidão requerida e do horizonte de projeção.

Um dos métodos que tem se mostrado eficaz na projeção do tráfego é o modelo com base em análise de regressão. Conforme dispõe o Manual de Estudos de Tráfego DNIT (BRASIL, 2006), há dois tipos de análise de regressão que podem ser empregados: regressão simples e regressão múltipla, que visam estabelecer relação entre duas ou mais variáveis por meio de funções matemáticas. O tráfego futuro (variável dependente) é estimado a partir da correlação de série histórica do tráfego com indicadores socioeconômicos (variáveis independentes), como população, frota de veículos, produto interno bruto densidade demográfica. A função resultante da correlação entre as variáveis independentes pode ser escrita genericamente conforme a equação a seguir:

$$y = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i x_i$$

Onde:

y — variável dependente (volume futuro);

a_0, a_i — constantes obtidas na calibração;

i — número variável de 1 a n ;

n — número máximo do índice i ;

x_i — variável independente.

Apesar da qualidade das projeções que utilizam o método de regressão, foi mencionada a necessidade de dispor de série histórica de volumes de tráfego. Uma vez que inexitem séries históricas recentes para o trecho de rodovia analisado neste trabalho, a aplicação de regressão para a estimativa do tráfego futuro se torna impraticável.

Outros modelos de projeção são fundamentados em modelos de fatores de crescimento, como por exemplo, os modelos de Fratar e Detroit (BRASIL, 2006). O primeiro tem como premissas, duas hipóteses básicas:

- Que a distribuição das viagens futuras de uma dada zona de origem é proporcional à atual distribuição de viagens;
- Que a distribuição dessas viagens futuras será modificada pelo fator de crescimento das zonas para as quais essas viagens são atraídas.

Por sua vez, o modelo de Detroit é uma simplificação do anterior, admitindo que o crescimento do número de viagens entre as zonas será influenciado pelos fatores de crescimento das zonas e pelo fator geral da área em estudo.

Estes modelos, conforme comentado, necessitam que seja realizada a alocação de viagens entre as zonas de tráfego que se deseja estudar. Não sendo possível aprofundar o presente trabalho no sentido de definir as zonas de tráfego e por consequência, o número de viagens geradas entre elas, optou-se por um método simplificado de projeção de tráfego.

O modelo adotado consiste na projeção do tráfego por uma taxa fixa de crescimento, imposta a todos os segmentos de tráfego, em ambos os sentidos. Apesar das restrições que apresenta, a projeção por taxa fixa é largamente utilizada no Brasil, pelo fato de que na maioria das vezes não se dispõe das informações necessárias para aplicação de modelo mais elaborado.

Para todos os efeitos de projeção, considerou-se que o tráfego no trecho analisado da BR-101 no Rio de Janeiro crescerá a uma taxa fixa apresentada no capítulo 4, nos dois sentidos de tráfego e sem distinção de crescimento entre veículos de passeio e comerciais. Portanto, escreve-se:

$$V_n = V_0 \times (1 + i)^n$$

Onde:

V_n — Volume de tráfego projetado para o ano n ;

V_0 — Volume de tráfego do ano base da projeção;

i — taxa de projeção;

n — número de anos projetados.

Mais precisamente, o trecho em estudo é delimitado entre a entrada da RJ-149 – em Mangaratiba – para a cidade de Rio Claro, no km 432,6 até a divisa entre os estados de Rio de Janeiro e São Paulo, no km 598,5. Nestes 165,9 quilômetros, a rodovia é constituída por terreno variando entre plano e fortemente ondulado, uma vez que está localizada junto à porção inferior da serra. Em virtude deste fato, a rodovia apresenta elevada sinuosidade, bem como diversos trechos em alicve/declive, ainda que a variação altimétrica entre o ponto inicial e final seja pequena. Verifica-se pelo mesmo motivo, grande quantidade de cortes, muitos deles estabilizados por obras de contenção. A Figura 4 ilustra o trecho em estudo.

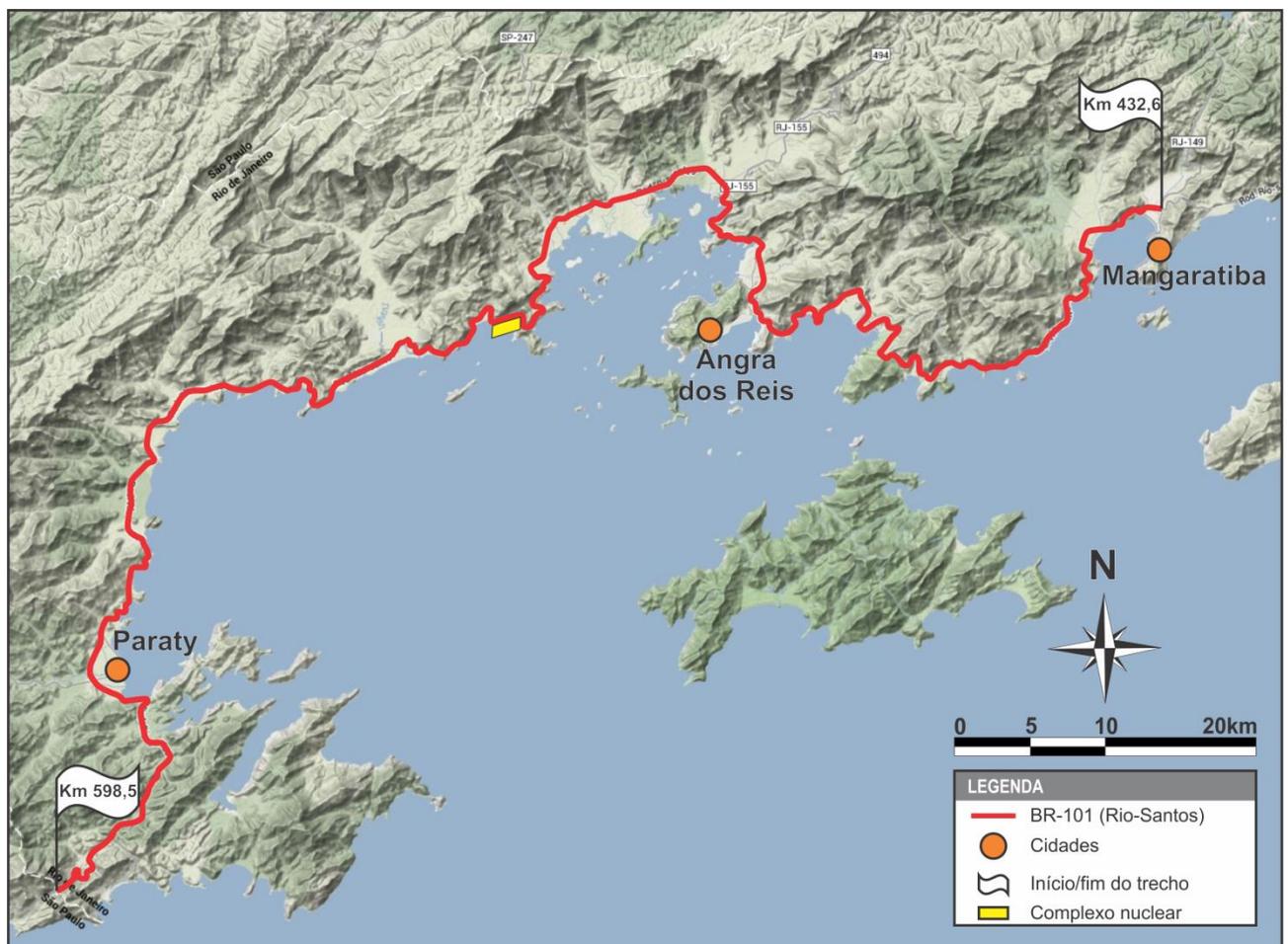


Figura 4. Trecho da BR-101 em Estudo

Fonte: *Maps Engine*; Elaborado pelo autor

4.1.2 Contextualização Regional

O trecho em estudo da BR-101 é caracterizado por ser uma rodovia federal, rural e pavimentada, de jurisdição do DNIT, ou seja, de administração direta (BRASIL, 2007).

Segundo a nomenclatura oficial vigente, é uma rodovia longitudinal – direção norte-sul – cortando a costa do país de norte a sul e passando por praticamente todos os estados litorâneos. Destaca-se por sua importância econômica, já que é faz conexão entre boa parte das capitais brasileiras.

No estado do Rio de Janeiro, a rodovia desempenha importante papel, conectando as principais cidades do litoral carioca – incluindo a capital, Rio de Janeiro – com o estado de São Paulo. Recebe neste trecho, o nome de Rodovia Rio-Santos, por interligar as duas cidades.

Mais especificamente, o trecho em estudo engloba os municípios de Mangaratiba, Angra dos Reis e Paraty, além de uma porção de comunidades ligadas a estas cidades.

4.2 COLETA DE DADOS

Todo e qualquer estudo de tráfego envolve, obrigatoriamente, uma etapa preliminar de coleta de dados na qual são obtidas importantes informações que possibilitaram o desenvolvimento amplo e pormenorizado do estudo de tráfego em si.

No caso do presente trabalho, em que foi realizada a análise de um trecho de rodovia de aproximadamente 165 quilômetros, o universo de estudo é bastante amplo, de modo que mesmo se tratando de uma única rodovia, com características gerais teoricamente semelhantes ao longo de sua extensão, a diversidade dos elementos componentes da via é significativa.

Neste contexto, foi requerido rigoroso cuidado na obtenção dos dados que foram utilizados para estimar a capacidade da rodovia Rio-Santos e seus níveis de serviço nos vários segmentos identificados como homogêneos, como abordado nos itens subsequentes.

4.2.1 Identificação dos Trechos SNV

O primeiro procedimento da coleta de dados se referiu à correspondência do trecho da rodovia com a codificação adotada pelo Sistema Nacional de Viação (SNV), ou seja, identificação dos trechos do SNV que compõe a área em estudo.

A importância da identificação dos trechos SNV recai sobre o fato de que os volumes de tráfego utilizados nas análises são referentes a cada trecho. A Figura 5 ilustra a localização dos trechos SNV em estudo na BR-101 do Rio de Janeiro.

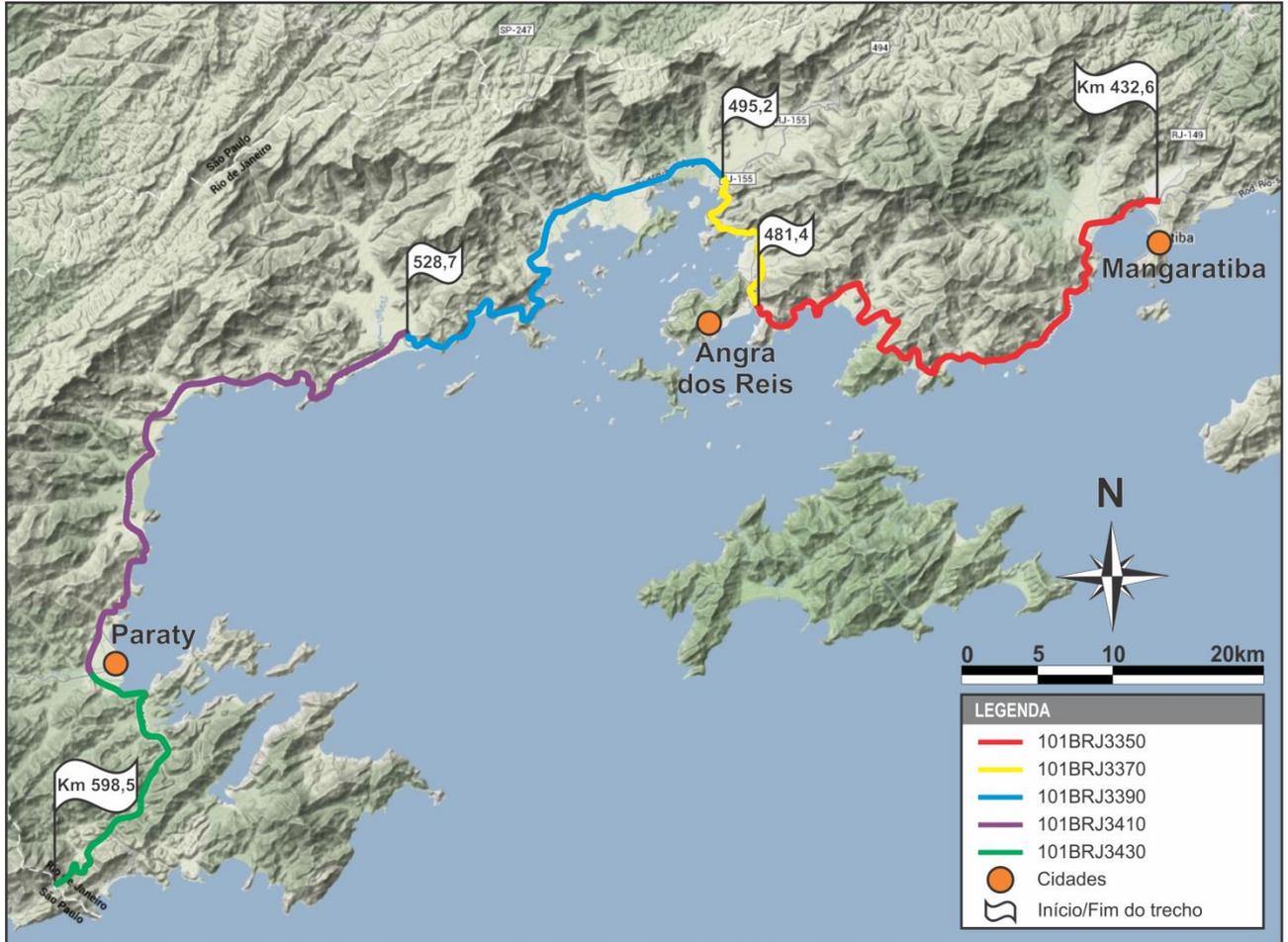


Figura 5. Localização dos trechos SNV em estudo na BR-101

Fonte: SNV 2013; Elaborado pelo autor

De forma complementar ao apresentado na Figura 5, a Tabela 23 descreve os trechos SNV em estudo.

Tabela 23. Descrição dos trechos SNV em estudo na BR-101 no Rio de Janeiro

SNV	Início	Término	km inicial	km final
101BRJ3350	Entr RJ-149 (p/ Rio Claro)	Entr BR-494(A) (Angra Dos Reis)	432,6	481,4
101BRJ3370	Entr BR-494(A) (Angra Dos Reis)	Entr BR-494(B)	481,4	495,2
101BRJ3390	Entr BR-494(B)	Entr BR-459(A) (Mambucaba)	495,2	528,7
101BRJ3410	Entr BR-459(A) (Mambucaba)	Entr BR-459(B) (Paratí)	528,7	575
101BRJ3430	Entr BR-459(B) (Paratí)	Div RJ/SP	575	598,5

Fonte: BRASIL (2013)

4.2.2 Volumes de Tráfego

Os dados relativos a volumes de tráfego utilizados no presente estudo foram obtidos no site do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Desta maneira, não são aqui detalhados os procedimentos adotados na definição da localização e quantificação dos postos de contagens, cabendo a este trabalho apenas a descrição dos locais onde é observado e quantificado o tráfego.

Ademais, estão descritos os procedimentos de ajustamento dos volumes obtidos de maneira a corresponderem aos dados de entrada solicitados pelas metodologias utilizadas.

4.2.2.1 Volumes Médios Diários anuais (VMDa)

Os volumes médios diários anuais foram o ponto de partida para a determinação dos volumes das horas de pico, utilizados para calcular os níveis de serviço nos segmentos homogêneos. Isso porque o DNIT disponibiliza justamente o VMDa em seu site. Todavia, faz-se uma importante ressalva: os VMDa mais atuais disponibilizados pela autarquia se referem ao ano de 2009, sendo necessário, portanto, projetar os volumes para o cenário atual, ou seja, o ano de 2013.

A Tabela 24 apresenta os VMDa referentes ao ano de 2009, por trecho SNV.

Tabela 24. VMDa 2009 por trecho SNV

SNV	VMDa 2009
101BRJ3350	14.850
101BRJ3370	7.890
101BRJ3390	5.660
101BRJ3410	2.324
101BRJ3430	4.940

Fonte: BRASIL (2009)

4.2.2.2 Percentual de Caminhões (P_T) e RVs (P_R) na Corrente de Tráfego

Os percentuais de caminhões e RVs na corrente de tráfego são comumente determinados por meio das planilhas de contagens volumétricas, quando estas estão disponíveis. Não sendo possível determinar os percentuais de caminhões e veículos de recreio por este método, optou-se por utilizar

as distribuições apresentadas por BRASIL (2008), referentes ao ano de 2006 para as rodovias brasileiras, apresentada no Quadro 3.

Quadro 3. Distribuição dos veículos na corrente de tráfego – 2006

Faixas de volume	Automóveis (%)	Ônibus (%)	Caminhões (%)	Motos (%)
700 - 1000	38,8	2,9	34,8	23,5
1000 - 2000	52,3	4,8	37,5	5,4
2000 - 3000	44,2	4,8	47,9	3,1
3000 - 4000	45,9	5,1	45,1	3,9
4000 - 5000	44,4	4,2	43,9	7,5
5000 - 6000	52,2	4,9	37,9	5,1
6000 - 7000	53,2	4,3	37,4	5
7000 - 8000	56,1	4,5	35,4	4,1
8000 - 10000	58,7	4,2	34,4	2,7
10000 - 13000	55,9	4,5	36,5	3,2
13000 - 18000	52	3,1	41,8	3,1
18000 - 28000	55,2	3,9	38,9	2
≥28000	61,4	4	30,4	4,3

Fonte: BRASIL (2008)

4.2.2.3 Distribuição direcional do tráfego

Na impossibilidade de determinar mais precisamente a distribuição direcional de cada trecho, definiu-se a distribuição como uniforme, ou seja, admitiu-se que o volume é igualmente dividido entre os dois sentidos de tráfego (50/50).

4.2.3 Características da Rodovia

4.2.3.1 Terreno e inclinação

O terreno ao longo do trecho analisado foi classificado em “plano” – onde as rampas máximas não superam 3% de inclinação e “ondulado” – onde as rampas são superiores a esta inclinação – conforme estabelecido no Manual de Projeto Geométrico de Estradas (BRASIL, 1999).

Por sua vez, a rampa dos segmentos foi analisada a partir de mapas altimétricos fornecidos online, através do site <https://mapsengine.google.com>. O site fornece mapas com curvas de nível espaçadas de 20 metros. Foram identificados o ponto mais alto e o mais baixo dos segmentos em aclave/declive e na sequência medida a extensão entre os dois pontos. Por interpolação entre as

curvas de nível é possível encontrar a altura de cada ponto, determinando-se então o desnível do terreno no segmento. Ressalta-se que as medições consideraram pequenos segmentos, onde a inclinação é aproximadamente constante, não havendo no mesmo segmento, variações entre aclives e declives, visto que provocaria distorções nos resultados. A Figura 6 ilustra a obtenção da inclinação dos segmentos da rodovia.

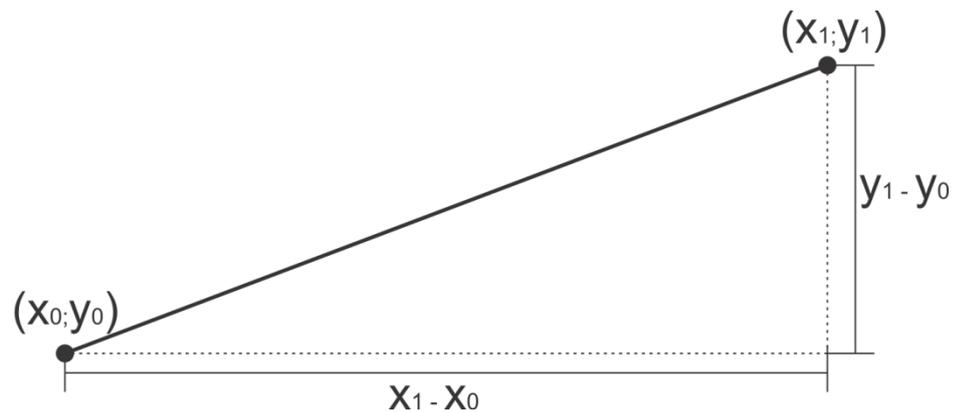


Figura 6. Determinação da Inclinação dos segmentos

Fonte: Elaborado pelo autor.

O cálculo da inclinação com o modelo apresentado na Figura 6 é realizado por meio da seguinte expressão:

$$i = \left(\frac{y_1 - y_0}{x_1 - x_0} \right) \times 100$$

Onde:

i — inclinação do segmento (%)

y_1 — cota do ponto mais alto do segmento;

y_0 — cota do ponto mais baixo do segmento;

x_1 — ponto final do segmento, correspondente à cota do ponto mais alto;

x_0 — ponto inicial do segmento, correspondente à cota do ponto mais baixo.

4.2.3.2 Largura de Faixas e Acostamentos

Uma vez que não foram realizadas visitas de campo, devido à dificuldade logística envolvida no processo, as larguras de faixas e acostamentos não foram diretamente medidas, o que seria o mais recomendável.

Foram analisadas alternativas de medição, sendo que através dos vídeos registros foi possível estimar com relativa precisão as larguras de faixas. O mesmo não aconteceu com os acostamentos, já que a posição da câmera que realiza as filmagens no veículo impossibilitou a coleta desta forma.

Além dos vídeos registros, buscou-se utilizar a ferramenta “Vista da Rua” (*Street View*), referente ao software *Google Earth*, obtendo-se uma imagem com a escala fornecida pelo programa e comparando-a com a medida do acostamento realizada no software AutoCAD. A utilização destes recursos, no entanto, não se mostrou válida, dado que os resultados obtidos não se mostraram confiáveis.

Não havendo outras formas disponíveis para a medição dos acostamentos, analisou-se a existência ou não do acostamento. Aos segmentos onde visivelmente inexistia, foi atribuído o valor zero. Já onde existia acostamento, adotou-se a largura indicada no Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (BRASIL, 1999), correspondente à classe da rodovia e às demais características do trecho.

A Tabela 25 apresenta as dimensões recomendadas de faixa para cada classe de rodovia.

Tabela 25. Dimensões recomendadas de faixa (m)

Classe de Projeto	Relevo		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
Classe 0	3,60	3,60	3,60
Classe I	3,60	3,60	3,50
Classe II	3,60	3,50	3,30
Classe III	3,50	3,30	3,30
Classe IV-A	3,00	3,00	3,00
Classe IV-B	2,50	2,50	2,50

Fonte: BRASIL (1999).

Analogamente, a Tabela 26 apresenta as dimensões recomendadas de acostamento para cada classe de rodovia.

Tabela 26. Dimensões recomendadas de acostamento (m)

Classe de Projeto	Relevo		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
Classe 0	3,50	3,00	3,00
Classe I	3,00	2,50	2,50
Classe II	2,50	2,50	2,00
Classe III	2,50	2,00	1,50
Classe IV-A	1,30	1,30	0,80
Classe IV-B	1,00	1,00	0,50

Fonte: BRASIL (1999).

Os segmentos da rodovia em análise foram enquadrados nas classes II e III, segundo a classificação do DNIT, de modo que os valores de faixa e acostamento estimados para cada segmento correspondem aos da Tabela 25 e da Tabela 26, ora apresentadas, variando em função do terreno.

4.2.3.3 Zonas de Não Ultrapassagem

Por meio dos vídeos registros, foram identificadas todas as zonas de ultrapassagem ao longo do trecho analisado. A medição da extensão de cada zona aconteceu por meio do site *GoogleMaps*, por meio do recurso “como chegar”, no qual define-se um ponto de partida e um destino, obtendo-se assim a distância entre os dois pontos, para determinada rodovia.

Em um mapa, realizaram-se as marcações das zonas de ultrapassagem identificadas. Após definidos os segmentos homogêneos de tráfego e suas respectivas extensões, somou-se a extensão de todas as zonas pertencente a um mesmo segmento. A obtenção do percentual das zonas de não ultrapassagem foi então calculada por meio da seguinte expressão.

$$PZ\tilde{U}_i = \left(\frac{L_i - \sum L_{iU}}{L_i} \right) \times 100$$

Onde:

$PZ\tilde{U}_i$ — Percentual de zonas de não ultrapassagem no segmento i ;

L_i — Extensão do segmento i ;

$\sum L_{iU}$ — Somatório das extensões das zonas de ultrapassagem do segmento i .

4.2.3.4 Pontos de Acesso

Para quantificar os pontos de acesso, foi utilizado o recurso “Vista da Rua” (*Street View*) do software Google Earth, confirmando-se os dados obtidos com o auxílio dos vídeos registros.

O procedimento consistiu em percorrer todo o trecho de análise, e realizar marcações no mapa quando da identificação de um ponto de acesso. Mais tarde – já com os segmentos homogêneos de tráfego definidos – foi realizada a quantificação de pontos de acesso por milha, lembrando que o HCM 2010 possui apenas versão disponível no sistema imperial de unidades.

Algumas premissas foram adotadas para definir o que corresponderia a um ponto de acesso. Não foram computadas como pontos de acesso, entradas que se destinam a uma única propriedade residencial privada, considerando que o número de movimentos de entrada e saída por dia na rodovia é desprezável. Nas interseções, computou-se cada uma das alças de acesso à via adjacente. Nas áreas medianamente urbanizadas, foram observados agrupamentos de casas, sendo cada agrupamento computado como um ponto de acesso.

4.2.3.5 Velocidade Máxima Permitida

A identificação da velocidade máxima permitida ao longo dos segmentos da rodovia aconteceu a partir dos vídeos registros, fornecidos pelo DNIT, correspondentes aos trechos 101BRJ3350 a 101BRJ3430 do SNV 2013. Além desta fonte, utilizou-se o recurso “Vista da Rua” (*Street View*), disponível no software *Google Earth*. Todavia, verificou-se que em ambas as fontes de consulta, longos segmentos não possuíam sinalização adequada referente à velocidade máxima permitida, impossibilitando a coleta da velocidade por estes métodos nestes segmentos.

Dada a importância do conhecimento da velocidade máxima permitida para a aplicação do método do HCM, foi necessária a realização de estimativas para os trechos onde não havia sinalização. Tais estimativas tiveram como premissa básica a semelhança do segmento desprovido de sinalização faltante com outros segmentos da rodovia nos quais esta era visível.

4.2.4 Definição dos Segmentos Homogêneos de Tráfego e Respetivos Métodos

4.2.4.1 Requisitos do HCM

O HCM 2010 recomenda que para a análise de nível de serviço de um segmento rodoviário – independentemente de qual dos métodos a ser aplicado – o segmento deve possuir homogeneidade nos parâmetros de entrada a serem computados. Cada metodologia possui diferentes parâmetros de entrada, que variam justamente por se tratar de diferentes tipos de rodovias analisadas.

Assim sendo, são apresentados os parâmetros considerados quando da definição dos segmentos homogêneos de tráfego.

- Volume de tráfego, no caso de acordo com os trechos SNV (101BRJ3350 a 101BRJ3430);
- Terreno (plano ou ondulado);
- Metodologia de análise (pista simples ou pista simples com terceira faixa);
- Classificação do segmento;
- Velocidade máxima permitida;
- Dimensões de faixas e acostamentos;
- Condição (rural ou urbana).

4.2.4.2 Classificação da Rodovia

Uma vez obtidas informações de velocidade máxima permitida, inclinação do terreno e verificação visual das larguras de faixas e acostamentos, foi possível enquadrar os diversos segmentos do trecho em estudo segundo a classificação do DNIT. Além disso, foi necessário realizar a correlação entre a classificação do DNIT com a utilizada no HCM, para que se pudesse aplicar corretamente cada metodologia. A Tabela 27 apresenta esta correlação entre classes e os trechos SNV.

Tabela 27. Classificação dos segmentos do trecho em estudo

SNV	Classe DNIT	Classe HCM
101BRJ3350	II	I
101BRJ3370	II	I
101BRJ3390	III	II
101BRJ3410	III	II
101BRJ3430	II	I

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.4.3 Segmentos Homogêneos de Tráfego e Respectivos Métodos

Como resultado da aplicação das premissas e considerações abordadas anteriormente, foram definidos segmentos homogêneos de tráfego para o trecho em análise, que podem ser visualizados na Tabela 28, bem como o código do SNV e as classes às quais pertencem, segundo a classificação do DNIT e do HCM.

Tabela 28. Segmentos homogêneos de tráfego

Número do segmento	Código do SNV	Classe DNIT	Classe HCM
01	101BRJ3350	II	I
02	101BRJ3370	III	II
03	101BRJ3390	III	II
04	101BRJ3410	II	I
05	101BRJ3430	III	II

Fonte: Elaborado pelo autor.

Além disso, a BR-101 no trecho analisado pode ser considerada uma via arterial segundo a classificação funcional, já que realiza importantes conexões entre as cidades do sul fluminense, mas em trecho algum apresenta características de via expressa.

Complementarmente à Tabela 28, a Tabela 29 apresenta as principais características de cada segmento homogêneo de tráfego com as unidades já convertidas para o sistema imperial, visto que o HCM 2010 não possui versão disponível no sistema métrico.

Tabela 29. Características relevantes dos segmentos homogêneos de tráfego

Número do segmento	Terreno	Extensão (mi)	Velocidade Máx. (mi/h)	Pontos de acesso por mi	ZÑU (%)	Largura de Faixa (ft)	Largura de Acostamento (ft)
01	Ondulado	4,0	50	4	100	11,8	8,2
02	Ondulado	5,0	38	6	90	10,8	6,6
03	Plano	5,7	38	8	70	11,5	8,2
04	Plano	23,6	50	4	50	11,8	8,2
05	Plano	5,8	50	6	50	11,8	8,2

Fonte: Elaborado pelo autor.

Vale ressaltar que os segmentos homogêneos escolhidos para serem analisados não necessariamente correspondem a toda extensão dos respectivos trechos SNV, como se pôde observar na Tabela 28 e na Tabela 29. Isso decorre do fato de que dentro de um mesmo trecho SNV, a rodovia pode apresentar diferentes características, que levam à subdivisão do trecho em segmentos. Assim sendo, foram selecionados os segmentos de cada trecho SNV que correspondessem às características predominantes da via no respectivo trecho.

4.3 PROJEÇÃO DOS VOLUMES DE TRÁFEGO

A projeção dos volumes de tráfego referentes ao ano de 2009 para o ano de 2013, bem como para o horizonte de análise (2023), partiu da hipótese de que o crescimento do fluxo na rodovia BR-101 acompanhará o crescimento da frota do estado do Rio de Janeiro. Desta forma, obteve-se a taxa média de crescimento da frota do estado nos últimos doze anos.

Os dados relativos à frota são oriundos do site do Departamento Nacional de Trânsito (DENATRAN 2013). Pode-se visualizar o histórico da frota no Estado do Rio de Janeiro relativo aos anos de 2001 a 2012 no Quadro 4.

Quadro 4. Histórico da Frota no Rio de Janeiro (2001 – 2012)

Ano	2001	2002	2003	2004	2005	2006
Frota	2.577.117	2.754.376	2.894.882	3.034.980	3.186.100	3.360.294
Ano	2007	2008	2009	2010	2011	2012
Frota	3.602.571	3.878.557	4.158.935	4.489.680	4.844.198	5.212.996

Fonte: DENATRAN (2013)

Somada a frota dos doze anos apresentados na Quadro 4 e dividindo o resultado por doze, obteve-se que o crescimento médio da frota no estado do Rio de Janeiro foi de 6,64% ao ano. Esta taxa foi aplicada sobre os volumes de tráfego dos segmentos analisados no presente trabalho no horizonte de estudo (2023) – a partir do ano de referência (2009) – através da expressão de projeção apresentada no item 3.5. Como resultado da projeção, utilizando os parâmetros e métodos ora apresentados, obtiveram-se os volumes médios diários (VMD) apresentados na no Quadro 5.

Quadro 5. Volumes médios diários (VMD) projetados ao ano de 2023

Segmento	Ano						
	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016
01	15.836	16.888	18.009	19.205	20.480	21.840	23.290
02	8.414	8.973	9.569	10.204	10.882	11.605	12.376
03	6.036	6.437	6.864	7.320	7.806	8.324	8.877
04	2.495	2.661	2.838	3.026	3.227	3.441	3.669
05	5.268	5.618	5.991	6.389	6.813	7.265	7.747
SNV	Ano						
	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
01	24.836	26.485	28.244	30.119	32.119	34.252	36.526
02	13.198	14.074	15.009	16.006	17.069	18.202	19.411
03	9.466	10.095	10.765	11.480	12.242	13.055	13.922
04	3.913	4.173	4.450	4.745	5.060	5.396	5.754
05	8.261	8.810	9.395	10.019	10.684	11.393	12.149

Fonte: Elaborado pelo autor

A partir dos VMD determinados para os anos em análise, são apresentados no item subsequente os volumes de hora de pico, usados no cálculo dos níveis de serviço.

4.3.1.1 Volumes da Hora de Pico (VHP)

Os volumes da hora de pico são importantes no cálculo dos níveis de serviço porque representam a condição mais desfavorável da rodovia ao longo do dia, com os maiores volumes de tráfego dentro de 24h. BRASIL (2006), no Manual de Estudos de Tráfego, apresenta a variação genérica do tráfego ao longo do dia em rodovias rurais – para estudos nos quais não é possível determinar com precisão o volume de tráfego em cada hora do dia – que pode ser visualizada na Tabela 30.

Tabela 30. Variação do volume de tráfego ao longo do dia

Hora do dia	Rodovia Rural		
	4ª Feira	Sábado	Domingo
00h a 01h	1,5	1,2	1,6
01h a 02h	1,3	0,9	1,2
02h a 03h	1,2	0,7	1,1
03h a 04h	1,3	0,6	1,1
04h a 05h	1,4	0,5	1,2
05h a 06h	2,0	0,6	1,7
06h a 07h	3,4	0,9	2,7
07h a 08h	4,8	1,5	3,8
08h a 09h	5,2	2,3	4,5
09h a 10h	5,8	3,5	5,3
10h a 11h	6,0	4,9	6,0
11h a 12h	6,0	6,1	6,3
12h a 13h	6,0	7,0	6,4
13h a 14h	6,3	7,7	6,7
14h a 15h	6,7	8,1	7,0
15h a 16h	7,0	8,5	7,2
16h a 17h	7,4	8,8	7,4
17h a 18h	6,7	8,3	6,8
18h a 19h	5,1	7,7	5,7
19h a 20h	3,9	6,3	4,6
20h a 21h	3,3	5,1	3,8
21h a 22h	3,0	3,9	3,2
22h a 23h	2,0	2,9	2,6
23h a 24h	2,1	2,1	2,0

Fonte: BRASIL (2006)

Da Tabela 30 pode-se observar que a maior concentração do tráfego ao longo do dia acontece entre às 16h e 17h de sábado, correspondente a 8,8% do VMD, percentual que corresponde, portanto, ao Vhp usado na determinação dos níveis de serviço. Os Vhp referentes ao período de análise (2013 – 2023) calculados a partir dos VMD apresentados no Quadro 5 são apresentados no Quadro 6.

Quadro 6. Volumes da hora de pico (Vhp)

SNV	Ano					
	2013	2014	2015	2016	2017	2018
01	1.307	1.394	1.486	1.585	1.690	1.802
02	694	740	790	842	898	958
03	498	531	566	604	644	687
04	206	220	234	250	266	284
05	435	464	494	527	562	600
SNV	Ano					
	2019	2020	2021	2022	2023	
01	1.922	2.050	2.186	2.331	2.485	
02	1.021	1.089	1.161	1.239	1.321	
03	733	781	833	888	947	
04	303	323	344	367	392	
05	639	682	727	775	827	

Fonte: Elaborado pelo autor

Do Quadro 6 é possível inferir que existe grande variação quanto ao volume de hora de pico dentre os segmentos analisados. Ao passo que no primeiro segmento, o Vhp atinge praticamente 2.500 veíc/h, o segmento 04 não atingirá nem mesmo 400 veíc/h, em horário de pico. Esta diferença no volume de tráfego, aliada às características da via em cada segmento implica diretamente nos níveis de serviço.

É necessário observar o fato de que os volumes ora apresentados se referem a um único sentido de tráfego. Apesar de que o HCM 2010 analisa o nível de serviço para cada sentido de tráfego, o presente trabalho não faz tal distinção porque foi adotada a distribuição de tráfego 50/50, ou seja, considerou-se que os dois sentidos de tráfego possuem o mesmo volume.

4.4 CENÁRIOS DE ANÁLISE

Uma vez que os objetivos do presente trabalho consistem em avaliar a capacidade da BR-101 no trecho selecionado, além de determinar os níveis de serviço, com horizonte de dez anos, foram criados cenários que buscam expressar a realidade da rodovia, de acordo com as hipóteses adotadas.

Os cenários selecionados para compor as análises são:

- Cenário 1 – Infraestrutura atual;
- Cenário 2 – Rodovia duplicada;
- Cenário 3 – Duplicação parcial.

Em cada cenário são abordados os tópicos de demanda (volumes de hora de pico), níveis de serviço, capacidade dos segmentos da via e comparação entre demanda e capacidade.

4.5 CENÁRIO 1 – INFRAESTRUTURA ATUAL

O cenário 1 busca avaliar as condições de trafegabilidade para o trecho em estudo ao longo do horizonte de projeto, considerando que a rodovia não passará por alterações significativas na infraestrutura de que dispõe atualmente.

No item 4.3.1.1 foram apresentados os volumes da hora de pico para a determinação dos níveis de serviço nos cinco segmentos homogêneos em análise, que representam os trechos SNV em que estão inseridos.

4.5.1 Níveis de serviço com a infraestrutura atual

De posse das informações de volumes da hora de pico, da composição do tráfego e demais informações já apresentadas, foram calculados os níveis de serviço no trecho em análise da BR-101 em ano do horizonte de estudo, apresentados no Quadro 7.

Quadro 7. Níveis de serviço

Segmento	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
01	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
02	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
03	C	C	C	C	C	C	C	C	C	D	D
04	B	B	B	B	B	B	B	B	C	C	C
05	C	C	C	C	C	C	C	C	C	D	D

Fonte: Elaborado pelo autor.

A grande variação da demanda ao longo dos segmentos reflete diretamente nos níveis de serviço. Os segmentos de maiores volumes – 01 e 02 – apresentaram níveis de serviço variando entre D e E, de modo que o segmento com volumes mais baixos – 04 – apresenta nível de serviço B entre os anos de 2013 e 2020, atingindo o nível C em 2021. Os segmentos 03 e 05 apresentam Vhp semelhantes, de modo que obtiveram os mesmos níveis de serviço em todos os anos analisados.

Entretanto, outros aspectos são relevantes na determinação dos níveis de serviço, como o relevo e a classe da rodovia em determinado segmento. No caso do segmento 02, tais fatores atuam como agravantes, visto que possui terreno ondulado e classe II, de acordo com a classificação do DNIT. Com relação ao segmento 03, especificamente, é importante ressaltar que apesar de ser um

segmento que pode ser enquadrado na classe II, o terreno é plano e os volumes de tráfego não são tão altos. Por esse motivo, os níveis de serviço se mantêm aceitáveis ao longo do horizonte projetado.

4.5.2 Capacidade da rodovia com a infraestrutura atual

Calculou-se para todos os segmentos, a capacidade de operação em cada nível de serviço entre A e E, sendo que qualquer volume acima dos estabelecidos para nível E implica automaticamente na obtenção no nível F. As capacidades calculadas referentes a cada nível de serviço, para os segmentos homogêneos estão dispostas no Quadro 8.

Quadro 8. Capacidade dos segmentos por sentido de tráfego

Segmento	Capacidade dos níveis de serviço por sentido de tráfego (veíc/h/sentido)					Capacidade efetiva (veíc/h/sentido)
	A	B	C	D	E	
01	52	107	249	713	1.337	1.409
02	54	107	285	814	1.337	1.700
03	102	200	423	814	1.495	1.700
04	86	166	348	696	1.495	1.428
05	77	166	348	696	1.495	1.579

Fonte: Elaborado pelo autor.

Observa-se no Quadro 8 que as faixas de capacidade para os diferentes níveis de serviço são bastante distintas dentro de um mesmo segmento, exibindo comportamento semelhante ao de uma progressão geométrica. No segmento 01, por exemplo, a via consegue operar no nível de serviço A apenas com volumes inferiores a 52 veíc/h/sentido. Já com relação ao nível E, a faixa de operação é muito maior, variando entre 714 e 1.337 veíc/h/sentido, o que representa uma margem de 623 veíc/h/sentido dentro do mesmo nível de serviço.

No que se refere à variação da capacidade ao longo do trecho estudado, pode-se notar que não há grandes variações para os diferentes segmentos, mesmo considerando que os segmentos 01 e 02 possuem terreno ondulado.

Observa-se que a capacidade efetiva – calculada por meio das expressões apresentada no item 3.3 – não coincide com o limite entre os níveis de serviço E e F, tampouco se situa necessariamente

dentro da faixa volumétrica de um deles. Tal fato se comprova ao comparar os segmentos 04 e 05, já que neste a capacidade efetiva é maior do que o limite entre os níveis E e F, enquanto naquele a capacidade efetiva se encontra dentro da faixa volumétrica do nível de serviço E.

Acontece ainda que no segmento 02, de classe II segundo a classificação do DNIT a capacidade por esta ótica é maior do que no segmento 01, de classe I. Isso ocorre porque o nível de exigência que se tem em um segmento de classe II é menor se comparado a um segmento de classe I.

4.5.3 Comparação entre demanda e capacidade com a infraestrutura atual

A determinação do nível de serviço em que uma rodovia opera pode ser considerada uma forma de comparação entre a demanda solicitante da via e sua capacidade de tráfego. Todavia, a simples visualização do nível de serviço pode mascarar fatos de relevância para o planejamento futuro da via, o que acontece porque cada nível de serviço compreende intervalos significativamente grandes de volumes de tráfego. Como visualizado no Quadro 7, onde o nível de serviço E dos segmentos 04 e 05 compreendem uma faixa volumétrica de aproximadamente 800 veículos/hora/sentido.

Assim sendo, é fundamental que se conheça – além do nível de serviço – a proximidade para o nível de serviço subsequente, ou seja, a posição da faixa volumétrica de demanda em relação à capacidade do nível de serviço no qual se situa. Desta forma, elimina-se a distorção provocada por volumes de tráfego consideravelmente distintos, mas que se enquadram no mesmo nível de serviço.

Pode-se comparar a demanda de um segmento de rodovia com sua respectiva capacidade, por meio de gráficos entre estas duas variáveis. O gráfico da Figura 7 apresenta a comparação entre demanda e capacidade dos segmentos homogêneos ao longo do horizonte de projeto, considerando os anos de 2013, 2018 e 2023.

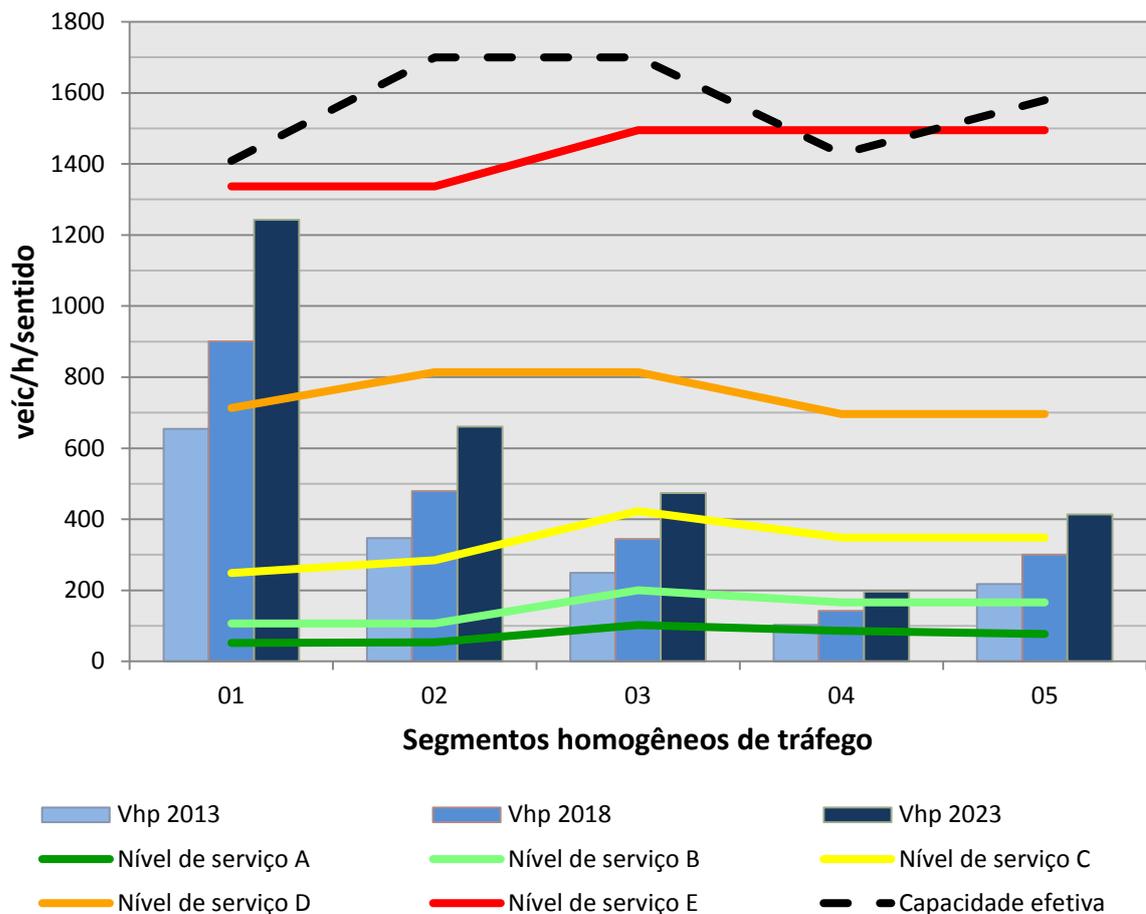


Figura 7. Comparação entre demanda e capacidade (infraestrutura atual)

Fonte: Elaborado pelo autor

Observa-se na Figura 7 que o segmento 01 apresenta demanda muito próxima à capacidade, tanto no limite entre os níveis E e F quanto da capacidade efetiva. Contraditoriamente, é também o segmento com a menor capacidade dentre todos os segmentos analisados. Nos demais segmentos, há uma grande margem de capacidade da rodovia frente à demanda para condições normais dos volumes da hora de pico.

4.6 CENÁRIO 2 – RODOVIA DUPLICADA

O Cenário 2 busca avaliar hipoteticamente a situação do tráfego no trecho analisado da BR-101, considerando que a rodovia estivesse duplicada já no primeiro ano de análise, 2013, não passando por alterações em sua infraestrutura ao longo do período de análise.

Desta forma, faz-se necessário redefinir as características da via nos cinco segmentos analisados. Partindo dos parâmetros estabelecidos no Manual de Projeto Geométrico de Rodovias

Rurais (BRASIL, 2006), foram estabelecidas as classes dos segmentos, bem como dimensões das faixas e acostamentos e velocidade máxima permitida. A Tabela 31 apresenta as características da rodovia – já convertidas para o sistema imperial, utilizado no HCM 2010 – hipoteticamente duplicada no trecho analisado.

Tabela 31. Características da BR-101 duplicada

Segmento	Classe	Terreno	Extensão (mi)	Velocidade Máx. (mi/h)	Pontos de acesso por mi	Largura de Faixa (ft)	Largura de Acostamento (ft)
01	I-A	Ondulado	4,0	50	4	11,8	8,2
02	I-A	Ondulado	5,0	50	6	10,8	8,2
03	I-A	Plano	5,7	62	8	11,8	8,2
04	I-A	Plano	23,6	62	4	11,8	8,2
05	I-A	Plano	5,8	62	6	11,8	8,2

Fonte: Elaborado pelo autor

Com as características apresentadas na Tabela 31, calcularam-se os níveis de serviço dos segmentos analisados da BR-101.

4.6.1 Níveis de serviço para a rodovia duplicada

Analogamente ao Cenário 1, no Cenário 2 foram calculados os níveis de serviço para os cinco segmentos analisados, mas partindo da hipótese de que a via já estivesse duplicada no primeiro ano de análise, 2013, em toda a extensão em estudo. O Quadro 9 apresenta os resultados obtidos para os níveis de serviço dos segmentos, considerando a rodovia duplicada.

Quadro 9. Níveis de serviço com a rodovia duplicada

Segmento	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
01	A	A	A	A	A	B	B	B	B	B	B
02	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A
03	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A
04	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A
05	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os resultados de níveis de serviço obtidos, para a rodovia duplicada no trecho analisado, representam um grande salto de qualidade em todos os segmentos. Esta melhora, entretanto, já era esperada, visto que a capacidade de uma rodovia duplicada é muito maior do que de uma de pista simples.

Nos segmentos de números 02, 03, 04 e 05, atingir-se-ia o nível de serviço A em todo o horizonte projetado, decorrente principalmente dos baixos volumes de tráfego incidentes nesta porção da BR-101. Por outro lado, o segmento 01 atingiria o nível de serviço B no ano de 2018, sugerindo que a duplicação pode vir a ser uma alternativa adequada à demanda incidente nos anos futuros, não sendo, entretanto um resultado conclusivo.

4.6.2 Capacidade da rodovia duplicada

Diferentemente de uma rodovia de pista simples, as rodovias de duas ou mais faixas por sentido de tráfego não tem sua capacidade calculada por meio de uma expressão, havendo apenas a análise da capacidade de cada nível de serviço. Desta constatação, surge a importância de se calcular as capacidades por níveis de serviço em rodovias de pista simples (objeto do item 4.5.2), já que desta maneira é possível verificar o ganho de capacidade obtido em cada nível de serviço com a duplicação. O Quadro 10 apresenta as capacidades de cada nível de serviço, considerando a duplicação da rodovia.

Quadro 10. Capacidade dos segmentos homogêneos com a rodovia duplicada

Segmento	Capacidade segundo os níveis de serviço por sentido de tráfego (veíc/h/sentido)				
	A	B	C	D	E
01	853	1395	1.996	2.563	2.841
02	783	1.279	1.845	2.390	2.659
03	1.071	1.752	2.506	3.217	3.217
04	1.071	1.752	2.506	3.217	3.217
05	1.071	1.752	2.506	3.217	3.217

Fonte: Elaborado pelo autor.

O ganho de capacidade que se observa no Quadro 10, em todos os segmentos é extremamente alto, sendo maior do que duas vezes a capacidade na via não duplicada. Curiosamente, os segmentos que apresentam maior capacidade quando da duplicação, são os segmentos de menor

volume de tráfego, segmentos 04 e 05. A explicação reside no fato já descrito de que tais segmentos apresentam as características mais favoráveis, como relevo plano.

4.6.3 Comparação entre demanda e capacidade para a rodovia duplicada

O cruzamento da demanda com a capacidade para o cenário 2 – com a rodovia duplicada – foi realizado para os volumes de tráfego apresentados no Quadro 6 e capacidades apresentadas no Quadro 10, para cada segmento. Analogamente ao cenário 1, optou-se por representar graficamente apenas os volumes de hora de pico correspondentes a cada segmento de tráfego para os anos de 2013, 2018 e 2023. O gráfico da Figura 8 apresenta o cruzamento da demanda com a capacidade para o cenário 2 – com a rodovia duplicada.

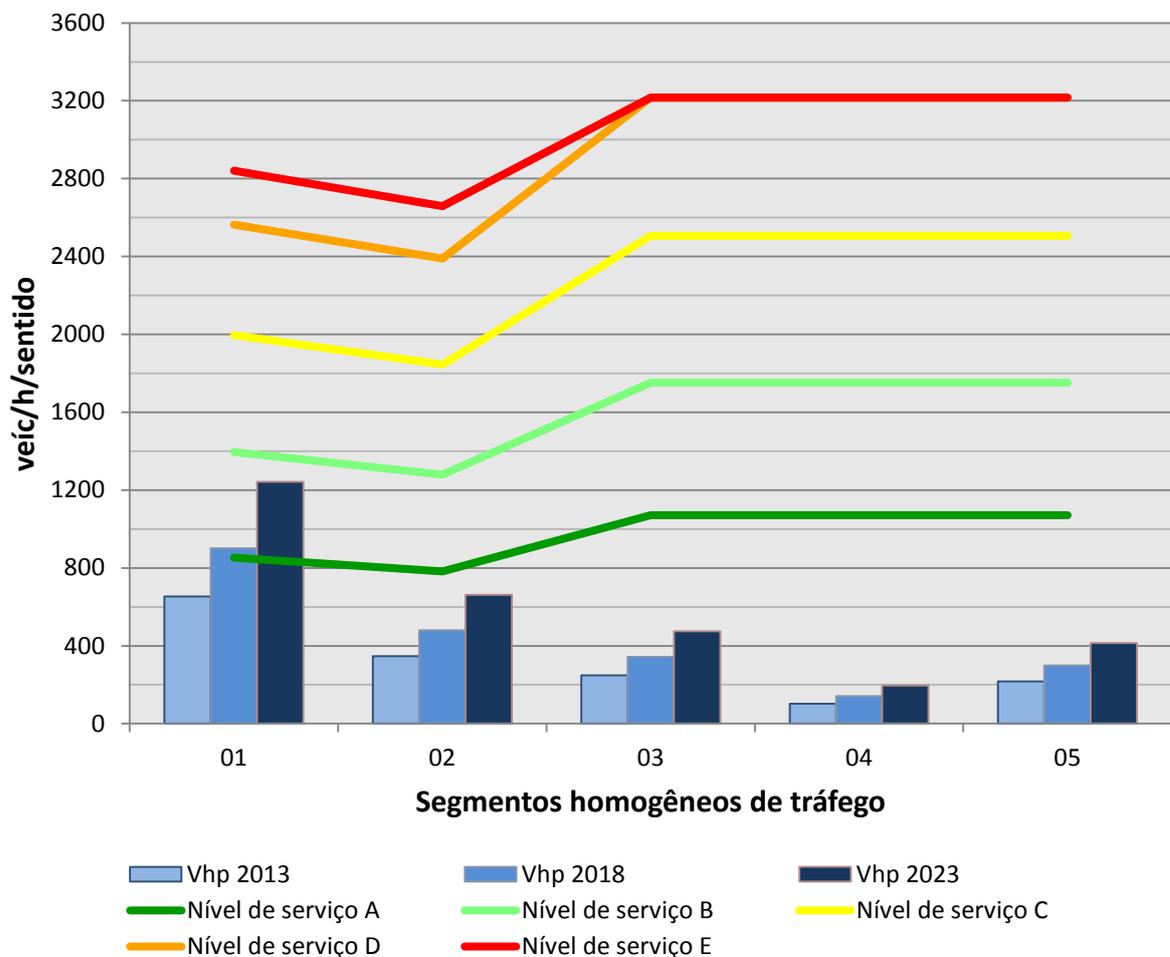


Figura 8. Comparação entre demanda e capacidade (rodovia duplicada)

Fonte: Elaborado pelo autor.

Nota-se que, como comentado anteriormente, rodovias de múltiplas faixas não possuem uma expressão específica para o cálculo da capacidade e, portanto, a capacidade efetiva não compõe este cenário.

A partir do gráfico da Figura 8 se infere que o primeiro segmento se aproximará do nível de serviço C no ano de 2023, podendo até mesmo atingi-lo em determinada época do ano, visto que no presente trabalho não foi considerada a variação sazonal do tráfego.

Com relação aos demais segmentos, a demanda sobre a via é muito pequena, não ultrapassando nem mesmo o limite entre os níveis de serviço A e B. Nos segmentos 03, 04 e 05, a demanda é tão pequena que seria necessário que ela fosse mais do que duas vezes maior para que se atingisse o nível de serviço B.

O segmento 03 – correspondente ao SNV 101BRJ3390 – apresenta uma peculiaridade importante. É neste segmento que está localizado o complexo nuclear de Angra dos Reis, onde se situam as usinas de Angra 1, Angra 2 e Angra 3 (em fase de construção). Conforme já mencionado no presente trabalho, existe um plano de emergência para as regiões consideradas de risco, nos entornos das usinas, na possibilidade de ocorrência de um acidente nuclear.

Dada a magnitude do acidente, seria necessário evacuar grande quantidade de moradores das comunidades locais. Destaca-se que a BR-101 seria a única via de evacuação para grande parte destas comunidades, de modo que a demanda sobre a rodovia em caso de acidente, seria extremamente maior do que a ora apresentada, uma vez que a evacuação deve ser realizada num curto intervalo de tempo. Nesta hipótese, a infraestrutura atual da rodovia possivelmente não seria suficiente para atender à demanda extraordinária. Assim sendo, entende-se que a duplicação causaria a existência de capacidade excedente para condições normais, mas que viria a ser utilizada em caso de necessidade.

4.7 CENÁRIO 3 – DUPLICAÇÃO PARCIAL

Os resultados obtidos no cenário 1 (infraestrutura atual) e cenário 2 (rodovia duplicada) apontam que a demanda incidente sobre a rodovia deverá requerer a ampliação da capacidade de tráfego, por meio da duplicação apenas no segmento 01. Todavia, também se afirmou que a duplicação do segmento 03 poderia vir a ser importante, dadas as peculiaridades impostas pela presença do complexo nuclear. Assim sendo, a presente seção tem o objetivo de propor um cenário futuro considerado o mais adequado para atender os volumes de tráfego projetados, em cada segmento homogêneo, mesclando os resultados obtidos nos cenários anteriores.

As proposições para o trecho analisado podem ser visualizadas na Tabela 32.

Tabela 32. Proposições de adequação para os segmentos homogêneos de tráfego

Número do segmento	Código do SNV	Proposição
01	101BRJ3350	Duplicação para 2018
02	101BRJ3370	Manter em pista simples
03	101BRJ3390	Duplicação para 2018
04	101BRJ3410	Manter em pista simples
05	101BRJ3430	Manter em pista simples

Fonte: Elaborado pelo autor

Ressalta-se que as proposições de duplicação são para o ano de 2018 no primeiro e no terceiro segmento, visto que uma obra de tais proporções demandaria vários anos para ser concluída.

4.7.1 Níveis de serviço com a duplicação parcial

Como resultado da duplicação parcial do trecho em análise (apenas para os segmentos 01 e 03), obtiveram-se os níveis de serviço constantes do Quadro 11.

Quadro 11. Níveis de serviço no ano 2023 com a duplicação parcial

Segmento	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
01	E	E	E	E	E	B	B	B	B	B	B
02	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
03	C	C	C	C	C	A	A	A	A	A	A
04	B	B	B	B	B	B	B	B	C	C	C
05	C	C	C	C	C	C	C	C	C	D	D

Fonte: Elaborado pelo autor

Imediatamente se observa a mudança abrupta nos níveis de serviço a partir de 2018 dos segmentos 01 e 03, ocasionada pela duplicação desta porção do trecho em estudo. A configuração proposta permite ainda inferir que os segmentos 02 e 05 passariam a apresentar os piores níveis de serviço (D) dentre todos os segmentos analisados, podendo requerer certa atenção nos anos subsequentes ao do horizonte projetado, 2023.

4.7.2 Capacidade da rodovia com a duplicação parcial

As capacidades dos segmentos homogêneos no cenário que propõe a duplicação parcial do trecho em estudo se referem aos anos a partir de 2018, quando do término da duplicação hipotética. Desta maneira, o Quadro 12 apresenta as capacidades dos segmentos homogêneos de tráfego nesta configuração.

Quadro 12. Capacidade da rodovia parcialmente duplicada a partir de 2018

Segmento	Capacidade segundo os níveis de serviço por sentido de tráfego (veíc/h/sentido)				
	A	B	C	D	E
01	853	1395	1996	2563	2841
02	54	107	285	814	1.337
03	1.071	1.752	2.506	3.217	3.217
04	86	166	348	696	1495
05	77	166	348	696	1495

Fonte: Elaborado pelo autor

4.7.3 Comparação entre demanda e capacidade com a duplicação parcial

Diferentemente dos demais cenários, o cenário 3 compara a demanda futura com a capacidade dos segmentos homogêneos para os anos de 2018 e 2023, ou seja, após a conclusão da duplicação. O gráfico da Figura 9 apresenta o cruzamento da demanda com a capacidade para o cenário que prevê a duplicação parcial do trecho em estudo.

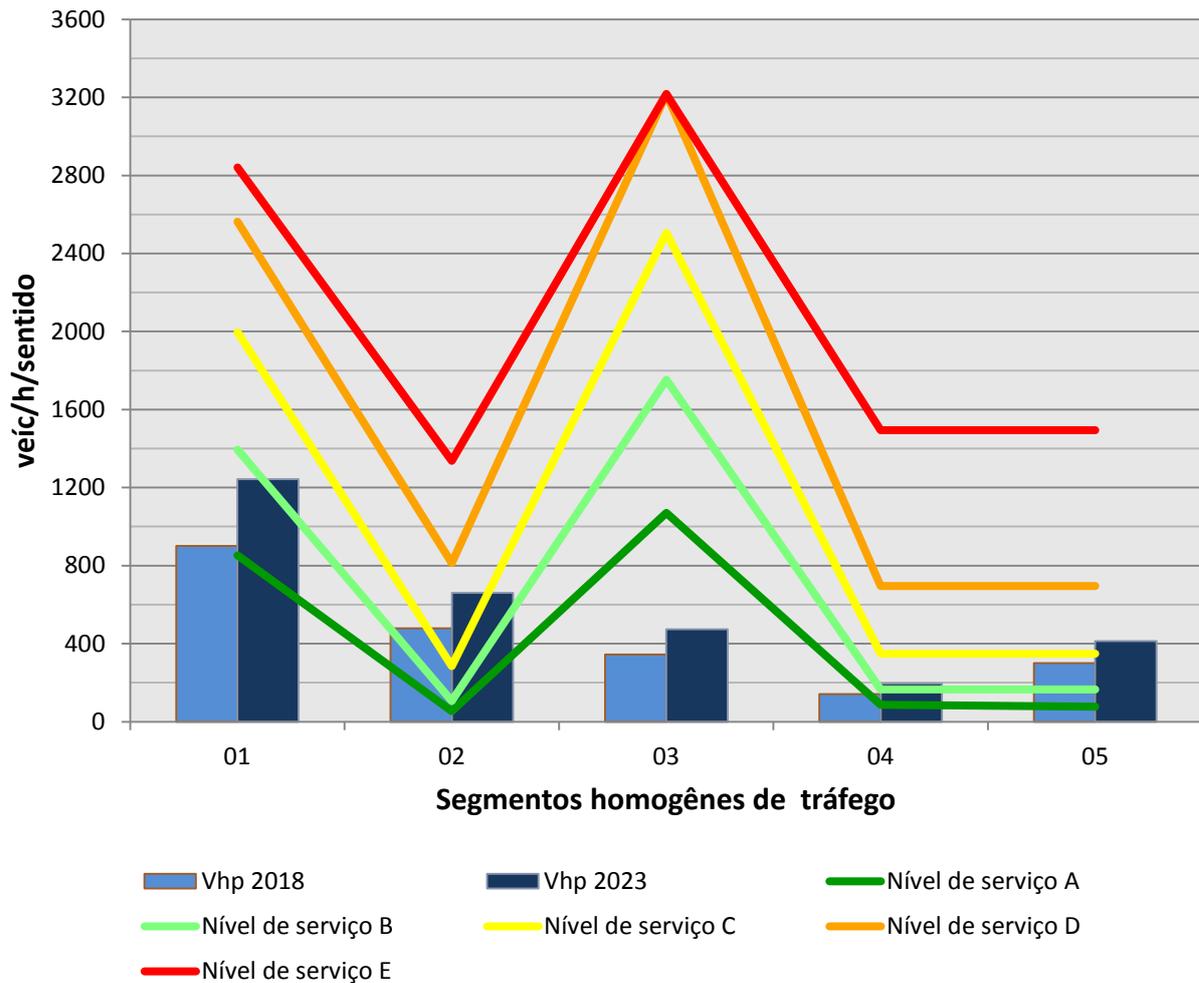


Figura 9. Comparação entre demanda e capacidade (com a duplicação parcial)

Fonte: Elaborado pelo autor

A comparação entre os gráficos da Figura 8 e da Figura 9 permite visualizar claramente o melhor ajuste, nesta em relação àquela, da capacidade frente à demanda incidente em cada segmento, considerando a duplicação do primeiro e do terceiro segmentos. Diferentemente do que acontecia no cenário com a rodovia duplicada, as colunas de demanda do ano de 2023 (com exceção dos segmentos 02 e 05) não ultrapassam a curva do limite do nível de serviço C. Permite-se afirmar então que a duplicação dos segmentos 01 e 03, assim como a manutenção da infraestrutura atual nos demais segmentos apresenta a condição mais favorável para o trecho analisado, no que se refere à preservação das condições de tráfego.

Faz-se necessário reforçar que, no caso do segmento 03, a duplicação desta parte do trecho em estudo é sugerida não em função dos volumes incidentes, mas em função da localização, porque é justamente neste segmento que se encontram as usinas nucleares de Angra dos Reis. Todavia, o presente estudo não se mostra suficiente para determinar se haveria ou não de se duplicar o

segmento 03 de SNV 101BRJ3390, uma vez que capacidade da via que estaria ociosa em condições normais pode ou não vir a ser fundamental no futuro, para que se realize a evacuação da área de risco em tempo hábil, proporcionando a segurança dos habitantes locais.

5 LIMITAÇÕES DO ESTUDO

As condições ideais para a realização de um estudo de tráfego, tal qual o presente trabalho, envolvem uma série de requisitos e disponibilidade de informações que em grande parte dos casos não são de fácil obtenção. Os altos custos envolvidos na manutenção permanente de postos de contagens é um exemplo da dificuldade de obtenção de dados fundamentais às análises.

O presente estudo está limitado pelo método de análise utilizado (HCM 2010), visto que se trata de um método estadunidense e, portanto, desenvolvido especificamente para as rodovias norte-americanas. O próprio HCM sugere que sejam realizadas adaptações no método para a utilização em outros países que não os Estados Unidos, onde e para o qual foi concebido. Tal necessidade surge em função, por exemplo, da diferença existente entre os tipos de veículos que trafegam em cada país. Todavia, não há referências que apresentem valores nacionais para os parâmetros do HCM_2010.

A impossibilidade de medição das dimensões de pista restringiu a precisão dos dados de entrada referentes à largura de faixa e acostamento. Conforme descrito anteriormente, utilizaram-se as dimensões recomendadas pelo DNIT, de acordo com a classe e do relevo da rodovia.

Em função da inexistência de contagens volumétricas atuais e de séries históricas, os volumes de tráfego a partir dos quais se efetuaram as análises são referentes ao ano de 2009, tendo sido necessário projetar os volumes para o ano base do estudo – 2013. Não obstante, não foram analisadas as interseções da via, dado que não se dispõe de contagens volumétricas específicas.

Não foram considerados os custos envolvidos na duplicação proposta para os segmentos 01 a 04, não sendo possível determinar a viabilidade econômica destes investimentos.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo do estudo de caso deste trabalho, foram analisadas três situações distintas de tráfego da BR-101 entre o município de Mangaratiba e a divisa dos estados Rio de Janeiro e São Paulo.

O cenário 1, apresentado no item 4.5, buscou retratar as condições que deverão predominar no trecho selecionado, para cada segmento homogêneo de tráfego ao longo do horizonte de projeto de dez anos, considerando que não sejam realizadas intervenções na infraestrutura atual. De acordo com os resultados obtidos, a via apresentaria sinais de esgotamento de sua capacidade no segmento 01, correspondente ao SNV 101BRJ3350, além de que o segmento 02, correspondente ao SNV 101BRJ3370 operaria em nível de serviço próximo do limite entre D e E.

Verificou-se que a duplicação de todo o trecho, apresentada no cenário 2, item 4.6, faria com que todos os segmentos operassem em níveis de serviço superiores a C, representando um grande salto da capacidade da via. Este cenário, no entanto não se mostraria viável economicamente, já que a demanda dos segmentos 04 e 05 é significativamente baixa, não se justificando a duplicação.

Além disso, deve-se levar em consideração os níveis de serviço de projeto para a rodovia em questão, que no caso pode ser classificada como via arterial. Tanto para terrenos planos quanto ondulados, as vias arteriais são projetadas para operarem em nível de serviço B, o que reforça a tese de que os vultosos investimentos inerentes à duplicação de todo o trecho não seriam justificáveis.

Neste sentido, elaborou-se o cenário 03 (item 4.6), que buscou mesclar os resultados obtidos nos dois primeiros cenários, de maneira a obter a melhor relação custo/benefício para o trecho em análise. Assim, propôs-se a duplicação dos segmentos 01 e 03, ao passo que aos demais segmentos foi estabelecida a manutenção da infraestrutura atual. No caso do segmento 01, a duplicação é tida como necessária para atender à demanda futura, principalmente após o horizonte de projeto.

O segmento 03 constitui caso particular, conforme descrito ao longo deste trabalho, em função da presença do complexo nuclear de Angra dos Reis. Ainda que os níveis de serviço obtidos no cenário 1 – sem duplicação – não tenham indicado a necessidade de duplicação até o ano de 2023, considerando a demanda projetada e operando no nível de serviço D ao final do horizonte projetado, a ampliação da capacidade pode ser aconselhável. A duplicação do segmento poderia se justificar para atender à demanda extraordinária oriunda da evacuação das zonas de risco nos entornos do complexo nuclear, em caso de acidente.

Acredita-se, todavia, que o presente trabalho em momento algum esgotou as possibilidades de análise do trecho em questão, tampouco apresentou resultados definitivos, porque as limitações impostas na coleta de dados restringiram de certa forma os resultados obtidos. Não obstante,

trabalhos futuros poderão versar sobre a capacidade das interseções da BR-101, no trecho sul do estado do Rio de Janeiro.

REFERÊNCIAS

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Guidelines for Traffic Data Programs**. Washington, D.C. – USA, 1992

ANTAS, Paulo M. et al. **Estradas: Projeto Geométrico e de Terraplenagem**. 1ª ed. São Paulo: Interciência, 2010.

CNT – CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa CNT de Rodovias 2013: Relatório Gerencial**. Brasília, 2013.

DEMARCHI, Sergio Henrique. **Influência dos veículos pesados na capacidade e nível de serviço de rodovias de pista dupla**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2000.

BRASIL. DENATRAN – DEPARTAMENTO NACIONAL DE TRÂNSITO. **Frota Nacional**. Brasília, 2013. Disponível em: <http://www.denatran.gov.br/frota.htm>

BRASIL. DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Glossário de termos técnicos rodoviários**. Rio de Janeiro, 1997.

BRASIL. DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Manual de projeto geométrico de rodovias rurais**. Rio de Janeiro, 1999. 195 p.

BRASIL. DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Custos Médios Gerenciais – Novembro de 2012**. Brasília, 2012. Disponível em: < <http://dnit.gov.br/planejamento-e-pesquisa/planejamento/custo-medio-gerencial/custo-medio-gerencial-dezembro-2012/Custos%20Medios%20Ger.NOVEMBRO-12.pdf/view?searchterm=custos%20m%C3%A9dios%20gerenciais>>. Acesso em: 20 out 2013.

BRASIL. DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Elaborar diretrizes técnicas e parâmetros operacionais para que o DNIT execute projetos de monitoramento de tráfego na Malha Rodoviária Federal – Projeto 1, Fase 2: Determinação da composição do tráfego para o ano de 2006**. Florianópolis, 2008.

BRASIL. DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de estudos de tráfego**. Rio de Janeiro, 2006. 384p.

BRASIL. DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Sistema nacional de viação 2013**. Rio de Janeiro, 2013.

BRASIL. DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Terminologias rodoviárias usualmente utilizadas**. Brasília, 2007. 14p.

IMTT – INSTITUTO DA MOBILIDADE E DOS TRANSPORTES TERRESTRES, I. P. **Contagens e Inquéritos de Tráfego**. Portugal, 2011.

TRB – TRANSPORTATION RESEARCH BOARD OF THE NACIONAL ACADEMY OF SCIENCES. HCM 2000 – **Highway Capacity Manual 2000**. USA, 2000.

TRB – TRANSPORTATION RESEARCH BOARD OF THE NACIONAL ACADEMY OF SCIENCES. HCM 2010 – **Highway Capacity Manual 2010 Volume 1**. USA, 2010.

TRB – TRANSPORTATION RESEARCH BOARD OF THE NACIONAL ACADEMY OF SCIENCES. HCM 2010 – **Highway Capacity Manual 2010 Volume 2**. USA, 2010.

TRB – TRANSPORTATION RESEARCH BOARD OF THE NACIONAL ACADEMY OF SCIENCES. HCM 2010 – **Highway Capacity Manual 2010 Volume 3**. USA, 2010.