

Publicação IPR XXX

**MANUAL DE PROJETO GEOMÉTRICO DE
TRAVESSIAS URBANAS**

2009

MINISTRO DOS TRANSPORTES
Dr. Alfredo Pereira do Nascimento

DIRETOR GERAL DO DNIT
Luiz Antonio Pagot

DIRETOR EXECUTIVO DO DNIT
Eng.^o José Henrique Sadok de Sá

INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS
Eng.^o Chequer Jabour Chequer

**MANUAL DE PROJETO GEOMÉTRICO DE
TRAVESSIAS URBANAS**

EQUIPE TÉCNICA:

Eng.º José Luís Mattos Britto Pereira
(Coordenador)
Eng^a Maria Lúcia Barbosa de Miranda
(Supervisora)
Engº Annibal Espínola R. Coelho
(Consultor)

Técº Luiz Carlos Aurélio
(Técnico em Informática)
Téc.^a Karen Fernandes de Carvalho
(Técnica em Informática)
Téc^a Célia de Lima M. Rosa
(Técnica em Informática))

COMISSÃO DE SUPERVISÃO

Eng.º Gabriel de Lucena Stuckert
(DNIT / DIREX / IPR)
Eng.º Pedro Mansour
(DNIT / DIREX / IPR)
Eng.º Elias Salomão Nigri
(DNIT / DIREX / IPR)

COLABORADORA:

Bibl. Tânia Bral Mendes
(DNIT / DIREX / IPR)

Brasil. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria Executiva. Instituto de Pesquisas Rodoviárias.

Manual de projeto geométrico de travessias urbanas. - Rio de Janeiro, 2009.
xxxxp. (IPR. Publ., xxx).

1. Rodovias – Brasil – Manuais. 2. Rodovias – Projetos – Manuais. I. Série. II. Título.

CDD 625.70202

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA EXECUTIVA
INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS

Publicação IPR XXX

MANUAL DE PROJETO GEOMÉTRICO DE TRAVESSIAS URBANAS

RIO DE JANEIRO
2009

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA GERAL
DIRETORIA EXECUTIVA
INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS
Rodovia Presidente Dutra, km 163 – Vigário Geral
Cep.: 21240-000 – Rio de Janeiro – RJ
Tel.: (21) 3545-4504
Fax.: (21) 3545-4482/4600

e-mail.: jpr@dnit.gov.br

TÍTULO: MANUAL DE PROJETO GEOMÉTRICO DE TRAVESSIAS URBANAS

Elaboração: DNIT / ENGESUR
Contrato: DNIT / ENGESUR 264 / 2007 – DIREX
Aprovado pela Diretoria Colegiada do DNIT em xx / xx / xxxx
Processo Administrativo 50607.002344/2009-49

APRESENTAÇÃO

APRESENTAÇÃO

O Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), dando prosseguimento ao Programa de Revisão e Atualização de Normas e Manuais Técnicos, vem oferecer à comunidade rodoviária brasileira a versão preliminar do seu “*Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas*”, fruto da revisão, atualização e complementação das “*Normas para o Projeto Geométrico de Vias Urbanas*” do DNER, datado de 1974, e de estudos e consultas das metodologias, sugestões e recomendações das mais recentes publicações técnicas sobre o assunto.

Inicialmente o conceito “*rodovia*” compreendia a ligação viária entre duas cidades, subentendendo-se que seus extremos se situavam nos limites da área urbana e se conectavam com as extremidades do sistema viário urbano pavimentado. O intenso processo de urbanização das últimas décadas frequentemente se desenvolveu ao longo do sistema viário, descaracterizando a concepção de limites urbanos. Ao mesmo tempo, a expansão das áreas urbanas aumentou sensivelmente a necessidade de cruzar áreas desenvolvidas, ou que em breve o seriam, para conectar novas rodovias à rede viária local, ligar entre si áreas afastadas ou integrar novas áreas ao organismo urbano.

Os trechos urbanos, geralmente arteriais, que proporcionam a continuidade viária através das cidades, podem cruzar a área urbana de um lado a outro ou simplesmente ligar-se a uma outra via arterial também conectada ao sistema rodoviário nacional. A necessária continuidade de percurso das rodovias nacionais pode ser proporcionada, ainda, mediante um contorno ou uma via de acesso específica que, evitando áreas densamente urbanizadas, as liguem aos mais importantes geradores de tráfego dentro da área urbana, tais como terminais de passageiros e carga.

Essas ligações e conexões muitas vezes poderão ser vias de alto padrão técnico, de grande capacidade e elevadas velocidades, exercendo funções básicas na rede viária. Em outros casos, a categoria e importância da via poderão ser menores. Sempre que possível, porém, é desejável dotar as extensões urbanas de padrões técnicos superiores, que se assemelhem aos dos trechos rodoviários de alto gabarito. Há necessidade, portanto, de estruturar um conjunto de conceitos, métodos, instruções e critérios técnicos que possibilitem a implantação de vias urbanas de alto padrão, atendendo também às peculiaridades urbanas.

Os valores e critérios básicos de projeto, incluídos no presente Manual, visam principalmente completar e padronizar uma gama de procedimentos atualmente adotados pelos diversos órgãos e empresas projetistas. As metodologias e critérios dele constantes devem contribuir e estimular a

análise das características locais e o emprego do melhor bom senso técnico, bem como constituir matéria em aberto para a adaptação de recomendações ditadas pela experiência nas diversas áreas metropolitanas brasileiras.

Na oportunidade, solicita-se aos que utilizarem este Manual, que enviem suas contribuições e críticas, por carta ou e-mail, para: Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR, Rodovia Presidente Dutra, Km 163 – Centro Rodoviário – Vigário Geral – Rio de Janeiro, RJ, CEP: 21240-000, e-mail: ipr@dnit.gov.br

Engº Civil CHEQUER JABOUR CHEQUER
Gerente de Projeto – DNIT
Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR

SUMÁRIO

SUMÁRIO

Apresentação	5
Sumário	9
Lista de Símbolos e Abreviaturas	15
Lista de Figuras	17
Lista de Tabelas	21
Capítulo 1 - Introdução	25
Capítulo 2 - Definições	29
Capítulo 3 - Classificação Funcional das Vias Urbanas	45
3.1. Sistema Arterial Principal	48
3.1.1. Vias Expressas Primárias	49
3.1.2. Vias Expressas Secundárias	50
3.1.3. Vias Arteriais Primárias	51
3.2. Sistema Arterial Secundário	51
3.3. Sistema Coletor	51
3.4. Sistema Local	52
3.5. Classificação funcional e seu relacionamento com as características de projeto	52
Capítulo 4 - Critérios e controles de projeto	57
4.1 Volumes de tráfego	59
4.1.1 Considerações gerais	59
4.1.2 Volume Médio Diário	59
4.1.3 Volume Horário de Projeto	60
4.1.4 Composição do tráfego	64
4.1.5 Distribuição por sentido e por faixa de tráfego	66
4.2 Capacidade	68
4.2.1 Considerações gerais	68
4.2.2 Aplicação	69
4.2.3 A Capacidade como um dos condicionantes do projeto	70
4.2.4 Outros fatores que afetam as condições de operação	75

4.2.5 Níveis de Serviço.....	79
4.2.6 Volumes de Serviço.....	82
4.3 Controle de acessos	91
4.3.1 Condições gerais.....	91
4.3.2 Princípios básicos de controle de acessos	93
4.3.3 Classificação dos acessos	94
4.3.4 Métodos de controle de acessos	95
4.4 Pedestres.....	95
4.4.1 Características gerais	95
4.4.2 Velocidades dos pedestres.....	97
4.4.3 Medidas para redução dos conflitos de pedestres com veículos	99
4.4.4 Passeios	100
4.4.5 Travessias de pedestres em interseções em nível.....	107
4.4.6 Travessias de pedestres em desnível	109
4.4.7 Pedestres nas vias arteriais	112
4.5 Bicicletas	114
4.5.1 Características gerais e planejamento.....	114
4.5.2 Pistas compartilhadas	120
4.5.3 Ciclofaixas.....	123
4.5.4 Ciclovias.....	127
4.6 Ônibus	144
4.6.1 Considerações gerais	144
4.6.2 Localização dos pontos de parada de ônibus.....	146
4.6.3 Baias de ônibus.....	156
4.6.4 Faixas exclusivas de ônibus	159
4.6.5 Pistas exclusivas de ônibus.....	159
4.7 Controle ambiental	161
4.7.1 Considerações gerais	161
4.7.2 Projeto ambiental.....	162
4.7.3 Controle de ruídos	165
Capítulo 5 - Elementos do projeto	171
5.1. Veículos de Projeto	173

5.1.1	Influência nos elementos do projeto.....	173
5.1.2	Frota circulante.....	175
5.1.3	Características dos veículos e tendências.....	177
5.1.4	Legislação relativa às dimensões e pesos dos veículos.....	178
5.1.5	Veículos-tipo.....	180
5.1.6	Gabaritos dos Veículos de Projeto.....	182
5.1.7	Escolha do Veículo de Projeto.....	187
5.2	Velocidade diretriz.....	204
5.2.1	Características gerais.....	204
5.2.2	Vias expressas primárias e secundárias.....	207
5.2.3	Vias arteriais primárias.....	208
5.2.4	Ramos.....	209
5.3	Distâncias de visibilidade.....	211
5.3.1	Distância de visibilidade de parada.....	212
5.3.2	Distância de visibilidade para tomada de decisão.....	216
5.3.3	Distância de visibilidade de ultrapassagem.....	219
5.3.4	Distância de visibilidade em interseções.....	220
5.4	Alinhamento horizontal.....	241
5.4.1	Raios mínimos.....	241
5.4.2	Superelevação.....	245
5.4.3	Superlargura.....	269
5.4.4	Gabarito horizontal.....	285
5.5	Alinhamento vertical.....	293
5.5.1	Rampas.....	293
5.5.2	Curvas verticais.....	296
5.5.3	Gabarito vertical.....	306
5.6	Elementos da seção transversal.....	308
5.6.1	Faixas de rolamento.....	308
5.6.2	Acostamentos.....	311
5.6.3	Faixas de estacionamento.....	313
5.6.4	Meios - fios.....	315
5.6.5	Conformação e declividades.....	319

5.6.6 Canteiro central	327
5.6.7 Canteiro lateral	333
5.6.8 Taludes e muros de arrimo	336
5.6.9 Defensas e barreiras.....	339
5.6.10 Seções transversais típicas.....	344
5.7 Outros elementos que afetam o projeto geométrico.....	358
5.7.1 Vias marginais.....	358
5.7.2 Vias coletoras – distribuidoras	362
5.7.3 Interseções	362
5.8 Resumos das características técnicas básicas de projeto.....	369
Referências bibliográficas.....	377

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

AET – Autorização Especial de Trânsito

CET – Companhia de Engenharia de Tráfego

CVC – Combinação de Veículos de Carga

CTVs – Combinação para transportes de veículos

CONTRAN – Conselho Nacional do Trânsito

CTB – Código de Trânsito Brasileiro

DNIT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes

DNER - Departamento de Estrada e Rodagem

DENATRAN – Departamento Nacional de Trânsito

DVI – Distância de visibilidade ao longo da via principal

HCM - Highway Capacity Manual

HBS – Handbuch für die Bemessung Von Strassenverkehrsanlagen

HOV – High-Occupancy Vehicle

IS – Instrução de Serviço

ITE – Institute of Transportation Engineers

FHP – Fator horário de pico

FPED - Fluxo de Pedestres

FGSV – Forschungsgesellschaft Für Strassen – Und Verkehrswesen

FHWA – Federal Highway Transportation

MBST- Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito

MUTCD – Manual on Uniform Traffic Control Devices

MERCORSUL – mercado de livre comércio da América do sul

MPGRR – Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais

MPRR – Manual de Projeto de Rodovias Rurais

MPR – Manual de Projeto de Interseções

NCHRP – National Cooperative Highway Research Program

NBR – Norma Brasileira Registrada

PBTC – Peso Bruto Total Combinados

PBT - Peso Bruto Total

PNTC – Plano Nacional de Contagem de Trânsito

PROGRES – Programa Especial de Vias Expressas

SINDIPEÇAS – Sindicato Nacional da Indústria de Componentes para Veículos Automotores

TRB – Transportation Research Board

TOC - Truck Operating Characteristics

VMD – Volume médio diário

VHP – Volume horário de projeto

VFL – Volume de fluxo livre

VPD – Veículos/Dia

VPH – Veículos/Hora

VHP – Volume da hora de pico

V_{15MAX} – Volume do período de quinze minutos com maior fluxo de tráfego dentro da hora de pico

V/C – Volume/Capacidade

V_{PED} – Velocidade dos pedestres

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Hierarquia Funcional das Vias Urbanas	46
Figura 2 – Relação entre os Níveis de Acessibilidade e Mobilidade para os Diferentes Tipos de Vias Urbanas	47
Figura 3 – Relação entre a Hora e o Volume de Tráfego em Rodovias Norte-americanas	60
Figura 4 – Trechos de Entrecruzamento	85
Figura 5 – Tipos de Entrecruzamento	86
Figura 6 - Níveis de Serviço de Pedestres em Deslocamento.....	89
Figura 7 - Níveis de Serviço de Pedestres Aguardando Oportunidade para se deslocar	90
Figura 8 - Velocidade dos Pedestres em Função de Declividade da Via.....	98
Figura 9 - Relação entre Densidade e Velocidade de Pedestres	98
Figura 10 - Espaço Livre para Deslocamento de Pedestres	103
Figura 11 - Distância entre a Construção e a Faixa de Circulação de Pedestres	104
Figura 12 - Dimensões do Passeio nos Pontos de Parada de Ônibus.....	105
Figura 13 - Viaduto com Barreira Protetora	106
Figura 14 - Distância Recomendada entre a Travessia de Pedestres e o Estacionamento.....	109
Figura 15 - Fluxos que Justificam a Implantação de Passarelas	110
Figura 16 - Passarela sobre Via Arterial Primária	112
Figura 17 - Espaço necessário para Ciclistas	115
Figura 18 - Acostamento com Superfície Lisa disponível para uso de Bicicletas.....	121
Figura 19 - Exemplo de Ciclofaixa.....	123
Figura 20 - Seções Transversais Típicas de Vias com Ciclofaixas	126
Figura 21 - Exemplo de Ciclovía	127
Figura 22 - Seção Transversal de uma Ciclovía de Dois Sentidos	129
Figura 23 - Distância Livre Lateral – M	135
Figura 24 - Ponte para Bicicletas	137
Figura 25 - Ciclovía em Viaduto	137
Figura 26 - Cruzamento no Meio da Quadra	140
Figura 27 - Realinhamento de Cruzamento Esconso.....	140
Figura 28 - Interseção de Ciclovía Adjacente à Rodovia	141
Figura 29 - Ilha de Proteção.....	143
Figura 30 - Paradas de Ônibus no Nível da Via Expressa	148
Figura 31 - Paradas de Ônibus em uma Interconexão Tipo Diamante	149
Figura 32 - Parada de Ônibus em um Trevo Completo (<i>Cloverleaf</i>).....	150

Figura 33 - Paradas de Ônibus ao Nível da Rua em uma Interconexão Tipo Diamante	151
Figura 34 - Paradas de Ônibus nas Vias Arteriais	154
Figura 35 - Seções Transversais Típicas de Baias de Ônibus nas Vias Expressas.....	157
Figura 36 - Baía de Ônibus depois da Esquina.....	158
Figura 37 - Baía de Ônibus em meio de Quadra.....	158
Figura 38 - Faixa Exclusiva de Ônibus.....	159
Figura 39 - Pista Exclusiva de Ônibus localizada entre uma Via Expressa e uma Via Marginal	160
Figura 40 - Efeitos em uma Via Enterrada	167
Figura 41 - Efeitos em uma Via Elevada.....	168
Figura 42 – Arraste a Baixa Velocidade.....	183
Figura 43 – Arraste a Alta Velocidade	184
Figura 44 – Método Gráfico de Construção da Curva Tractrix Verdadeira	185
Figura 45 – Determinação da Curva Verdadeira	187
Figura 46 – Veículo de Projeto VP.....	189
Figura 47 – Veículo de Projeto CO	190
Figura 48 - Veículo de Projeto O.....	191
Figura 49 - Veículo de Projeto OR.....	192
Figura 50 - Veículo de Projeto OR.....	193
Figura 51 - Veículo de Projeto CA	194
Figura 52 - Veículo de Projeto CA.....	195
Figura 53 - Veículo de Projeto BT7.....	196
Figura 54 - Veículo de Projeto BT7.....	197
Figura 55 - Veículo de Projeto CG.....	198
Figura 56 - Veículo de Projeto CG.....	199
Figura 57 - Veículo de Projeto BT9.....	200
Figura 58 - Veículo de Projeto BT9.....	201
Figura 59 - Veículo de Projeto BTL	202
Figura 60 - Veículo de Projeto BTL	203
Figura 61 – Triângulo de Visibilidade para o Veículo em Movimento.....	225
Figura 62 - Triângulo de Visibilidade para o Veículo Parado.....	225
Figura 63 - Triângulo de Visibilidade em Interseções Escondidas	240
Figura 64 – Gráfico de Superelevação ($e_{\text{máx}} = 4\%$).....	253
Figura 65 - Gráfico de Superelevação ($e_{\text{máx}} = 6\%$).....	254
Figura 66 - Gráfico de Superelevação ($e_{\text{máx}} = 8\%$).....	255

Figura 67 - Gráfico de Superelevação ($e_{\text{máx}} = 10\%$).....	256
Figura 68 - Gráfico de Superelevação ($e_{\text{máx}} = 12\%$).....	257
Figura 69 – Variação da Seção da Pista na Implantação da Superelevação	258
Figura 70 – Métodos de Giro de acordo com a posição do Eixo de Rotação (Declividade Transversal em Dois Sentidos)	261
Figura 71 - Métodos de Giro de acordo com a posição do Eixo de Rotação (Declividade Transversal em um Único Sentido).....	262
Figura 72 – Elementos Intervenientes no Cálculo da Superlargura.....	272
Figura 73 – Exemplo de Superlargura obtida por Alargamento Simétrico da Pista.....	282
Figura 74 - Exemplo de Superlargura obtida por Alargamento Assimétrico da Pista.....	283
Figura 75 – Exemplo de Superlargura em Pistas separadas por Canteiro Central.....	285
Figura 76 – Distância de Visibilidade em Curvas Horizontais	287
Figura 77 – Utilização do Gabarito de Visibilidade	288
Figura 78 – Afastamento Lateral de Obstáculos em Curvas Horizontais (Distância Mínima de Visibilidade de Parada)	290
Figura 79 – Elementos da Seção Transversal em Passagens Inferiores.....	291
Figura 80 – Parâmetros considerados na determinação do Comprimento Mínimo da Curva Vertical Convexa	298
Figura 81 – Comprimentos Mínimos das Curvas Verticais Convexas	302
Figura 82 - Comprimentos Mínimos das Curvas Verticais Côncavas.....	303
Figura 83 – Tipos de Meios-Fios	316
Figura 84 – Arranjos de Declividades para Vias de Pista Dupla.....	322
Figura 85 – Declividade Transversal dos Acostamentos em Curva (lado interno)	326
Figura 86 - Declividade Transversal dos Acostamentos em Curva (lado externo)	326
Figura 87 – Faixas de Giro à Esquerda atendendo os dois Sentidos do Tráfego.....	328
Figura 88 – Travessia de Pedestres em Meio de Quadra.....	332
Figura 89 – Via Marginal com Canteiro separados estreito	335
Figura 90 – Seções Típicas com Canteiros Laterais	336
Figura 91 – Necessidade de Defesa ou Barreira Rígida em Aterros.....	342
Figura 92 - Necessidade de Defesa ou Barreira Rígida em Canteiros Centrais.....	342
Figura 93 – Elevação Gradual da Crista de uma Barreira de Concreto	343
Figura 94 – Proteção da Extremidade de uma Barreira de Concreto.....	344
Figura 95 – Seções Transversais de Vias Expressas ao Nível do Solo.....	346
Figura 96 - Seções Transversais de Vias Expressas ao Nível do Solo	347
Figura 97 - Seções Transversais de Vias Expressas Enterradas	349

Figura 98 - Seções Transversais de Vias Expressas Enterradas em Faixas de Domínio Restritas	349
Figura 99 – Seções Transversais com Muros de Arrimo	350
Figura 100 - Seções Transversais de Vias Expressas Elevadas sem Ramos de Acesso	353
Figura 101 - Seções Transversais de Vias Expressas Elevadas com Vias Marginais	354
Figura 102 - Seções Transversais de Vias Expressas em Aterros	355
Figura 103 - Seções Transversais de Vias Arteriais	357
Figura 104 – Arranjos Típicos de Vias Marginais.....	359
Figura 105 – Sistema Irregular de Vias Marginais	360
Figura 106 – Ramos de Entrada e Saída de Vias Marginais de Sentido Único.....	361
Figura 107 - Ramos de Entrada e Saída de Vias Marginais de Mão Dupla.....	361
Figura 108 – Curvas Sucessivas nas aproximações das Rótulas em Vias Rurais de alta Velocidade.....	365

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Hierarquia dos Sistemas Funcionais	48
Tabela 2 – Características Desejáveis para as Vias de cada Categoria Funcional.....	55
Tabela 3 – Fatores K nas Rodovias Rurais	62
Tabela 4 – Fatores de “K” Típicos nas Vias Norte-americanas.....	62
Tabela 5 – Distribuição por Sentido de Tráfego	66
Tabela 6 – Distribuição por Faixa de Tráfego por Tipo de Veículo	66
Tabela 7 – Definição Geral dos Níveis de Serviço	80
Tabela 8 – Seleção do Nível de Serviço no Projeto de Rodovias Urbanas/Suburbanas	81
Tabela 9 – Volumes de Serviço em Rodovias Rurais de Pista Simples (Classe I-HCM).....	83
Tabela 10 – Volumes de Serviço em Rodovias de Múltiplas Faixas.....	83
Tabela 11 – Volumes de Serviço em Rodovias Expressas	84
Tabela 12 – Características Comuns a Pedestres por Grupo de Idade.....	97
Tabela 13 – Greide e Declividades Transversais nos Passeios	105
Tabela 14 – Raios Mínimos para Ciclovias ($e=2\%$)	131
Tabela 15 – Comprimentos dos Greides	132
Tabela 16 – Distância Mínima de Visibilidade de Parada para Bicicletas	132
Tabela 17 – Comprimento Mínimo da Curva Vertical Convexa (m)	134
Tabela 18 – Afastamentos Laterais Mínimos em Curvas Horizontais (m).....	136
Tabela 19 – Medidas Físico-Operacionais.....	164
Tabela 20 – Critérios de Projeto para Redução de Ruídos.....	166
Tabela 21 – Evolução da Frota de Veículos em Circulação no País (10^3 veículos)	175
Tabela 22 – Frota por Tipo de Combustível	176
Tabela 23 – Idade Média da Frota.....	176
Tabela 24 – Vida Útil da Frota.....	177
Tabela 25 – Principais Dimensões básicas dos Veículos de Projeto (m).....	181
Tabela 26 – Velocidades Diretrizes	211
Tabela 27 – Distâncias Mínimas de Visibilidade de Parada (m)	214
Tabela 28 – Distâncias de Visibilidade para Tomada de Decisão	218
Tabela 29 – Distâncias de Visibilidade de Ultrapassagem	220
Tabela 30 – Gaps Críticos (Interseção SP-255/SP – 253).....	222
Tabela 31 – Gaps Críticos Calculados	223
Tabela 32 – Gaps Críticos para os diversos Casos Estudados	224

Tabela 33 – Caso B1 – Intervalos de Tempo Aceitos (gaps) para Giros à Esquerda	225
Tabela 34 – Caso B1 – Distâncias de Visibilidade em Interseção Controlada pela Sinalização “Parada Obrigatória”	229
Tabela 35 – Casos B2 e B3 – Intervalos Aceitos (gaps) para Giros à Direita e Travessias.....	230
Tabela 36 – Casos B2 e B3 – Distâncias de Visibilidade (b) em Interseções Controladas pela Sinalização “Parada Obrigatória” (Giro à Direita ou Travessia, a partir da Via Secundária).....	231
Tabela 37 – Caso C1 – Tempos de Percurso na Rodovia Secundária e Tempos de Travessia da Via Principal em Interseções Controladas pela Sinalização “Dê a Preferência” (Travessia a partir da Via Secundária).....	234
Tabela 38 – Fatores de Ajustamento para as Distâncias de Visibilidade em Função do Greide da Aproximação.....	235
Tabela 39 – Caso C1 – Distância de Visibilidade “b” ao longo da Via Principal em Interseções Controladas pela Sinalização “Dê a Preferência” (Travessia a partir da Via Secundária)	236
Tabela 40 – Caso C2 – Intervalos Aceitos para giros à Direita e à Esquerda.....	236
Tabela 41 – Caso C2 – Distâncias de Visibilidade ao Longo da Via Principal em Interseções Controladas pela Sinalização “Dê a Preferência” (Giro à Esquerda ou à Direita, a partir da Via Secundária).....	237
Tabela 42 – Caso E – Intervalos Aceitos para Giros à Esquerda da Via Principal.....	239
Tabela 43 – Caso E – Distâncias de Visibilidade ao Longo da Via Principal em Interseções Controladas pela Sinalização “Parada Obrigatória” (Giros à Esquerda a partir da Via Secundária).....	239
Tabela 44 – Valores Máximos Admissíveis de Coeficientes de Atrito Transversal para Vias em Geral (DNIT).....	242
Tabela 45 – Valores Máximos Admissíveis de Coeficientes de Atrito Transversal para Vias em Geral (AASHTO).....	242
Tabela 46 – Valores Máximos Admissíveis de Coeficientes de Atrito Transversal para Ramos de Interseções (DNIT)	242
Tabela 47 – Valores dos Raios Mínimos em Função das Taxas Máximas de Superelevação (m).....	244
Tabela 48 – Valores de R acima dos quais a Superelevação é Disponível.....	245
Tabela 49 – Taxas Máximas de Superelevação	249
Tabela 50 – Raios Mínimos e Superelevação para Vias Urbanas de Baixa Velocidade	251
Tabela 51 – Valores dos Raios acima dos quais podem ser Dispensadas Curvas de Transição.....	263
Tabela 52 – Comprimentos Mínimos Absolutos de L	263
Tabela 53 – Rampas de Superelevação Admissíveis para Pista Simples de 2 Faixas com Eixo de Rotação no Centro.....	265
Tabela 54 – Fatores de Majoração do Comprimento de Transição para o Número de Faixas Rotacionadas	266

Tabela 55 – Comprimentos de Curvas de Arredondamento	269
Tabela 56 – Gabaritos Laterais do Veículo de Projeto em Movimento	271
Tabela 57 – Valores dos Raios acima dos quais é dispensável a Superlargura – Pista de 2 Faixas (m)	275
Tabela 58 – Valores de Superlargura para Projetos de Curvas em Trechos Contínuos – Pistas de 2 Faixas (m) – Veículo de Projeto CO - 9,10 m	276
Tabela 59 – Valores de Superlargura para Projetos de Curvas em Trechos Contínuos – Pistas de 2 Faixas (m) – Veículo de Projeto CO – 12,20 m.....	277
Tabela 60 – Valores de Superlargura para Projetos de Curvas em Trechos Contínuos – Pistas de 2 Faixas (m) – Veículo de Projeto CO – 18,60 m.....	278
Tabela 61 - Valores de Superlargura para Projetos de Curvas em Trechos Contínuos – Pistas de 2 Faixas (m) – Veículo de Projeto BT9 – 25,00 m	279
Tabela 62 - Valores de Superlargura para Projetos de Curvas em Trechos Contínuos – Pistas de 2 Faixas (m) – Veículo de Projeto BTL – 30,00 m.....	280
Tabela 63 – Afastamentos Mínimos dos Obstáculos Fixos em Trechos em Tangente.....	289
Tabela 64 – Rampas Mínimas para Vias Urbanas (%)	296
Tabela 65 – Rampas Máximas para Ramos (Critério Geral).....	296
Tabela 66 – Valores e K segundo Distância de Visibilidade de Parada	301
Tabela 67 – Gabarito Vertical Mínimo	307
Tabela 68 – Redução da Velocidade em Função do Número de Faixas.....	309
Tabela 69 - Redução da Velocidade em Função da Largura da Faixa.....	309
Tabela 70 – Largura das Faixas de Rolamento	311
Tabela 71 – Largura dos Acostamentos para Vias Expressas e algumas Arteriais Principais.....	313
Tabela 72 – Largura das Faixas de Estacionamento	315
Tabela 73 – Largura do Canteiro Central.....	334
Tabela 74 – Taludes de Terra.....	338
Tabela 75 – Comprimento do Trecho Efetivo de Aceleração – La (m) – AASHTO.....	367
Tabela 76 – Fatores de Ajustamento para Faixas de Aceleração em Função de Greide	368
Tabela 77 – Características Básicas do Projeto Geométrico do Sistema Arterial Principal – Via Expressa Primária	370
Tabela 78 - Características Básicas do Projeto Geométrico do Sistema Arterial Principal – Via Expressa Secundária	371
Tabela 79 - Características Básicas do Projeto Geométrico do Sistema Arterial Principal – Via Arterial Primária	372
Tabela 80 - Características Básicas do Projeto Geométrico do Sistema Arterial Principal – Ramos de Interconexão	373

Tabela 81 - Características Básicas do Projeto Geométrico do Sistema Arterial Secundário – Via Arterial Secundária	373
Tabela 82 - Características Básicas do Projeto Geométrico do Sistema de Vias Coletoras – Via Coletora.....	374
Tabela 83 - Características Básicas do Projeto Geométrico do Sistema de Vias Locais – Via Local.....	375

1. INTRODUÇÃO

1. INTRODUÇÃO

O presente *Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas* tem como objetivo reunir a informação necessária para a elaboração dos projetos geométricos de travessias urbanas por rodovias federais, de acordo com as normas em vigor no País. Inclui também orientação sobre aspectos não tratados pelas normas, mas que, pela sua importância, exigem consideração especial, como a utilização crescente de grandes composições de veículos de carga, vias de pedestres, ciclovias, paradas de ônibus, capacidade, controle de acessos e controle ambiental.

A principal orientação atual para o projeto das vias urbanas é constituída pelo documento *Normas para Projeto de Vias Urbanas*, de 1974, preparado pelo DNER para atender ao *Programa Especial de Vias Expressas - PROGRES*, instituído em 30 de outubro de 1972. A integração da rede rodoviária nacional necessitava do estabelecimento de critérios que garantissem a sua continuidade através das cidades, sem perda de qualidade, o que foi estabelecido pela normatização elaborada.

Como vem sendo feito pelo DNIT, procedeu-se agora à revisão do documento citado, para atender ao desenvolvimento técnico verificado desde 1974. Foi mantido o critério de detalhar as características do *Sistema Arterial Principal* das vias urbanas, por constituir a malha de integração com a rede rodoviária nacional e por apresentar uma orientação sucinta para as vias coletoras e locais.

Como principal inovação, foi apresentado maior detalhamento na definição dos veículos de projeto, incluindo os principais veículos de carga de grande porte em operação no País. Foi também analisado seu impacto na geometria das vias, principalmente no que se refere às necessidades de superlargura e visibilidade.

Os conceitos e critérios básicos de projeto apresentados visam principalmente completar e padronizar os procedimentos atualmente adotados pelos diversos órgãos responsáveis e empresas consultoras. Os valores e diretrizes se referem basicamente ao Projeto Geométrico e constituem, por vezes, uma sistematização dos que já são largamente empregados. Em outros casos, procedeu-se à introdução de critérios novos ou adaptação dos existentes.

Para análise e complementação dos valores constantes das normas existentes, a fonte principal de informações deste Manual foi a publicação da AASHTO: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* – edição de 2004. Além dessa fonte, foram consultadas outras publicações, dentre as quais se destacam: DNIT: *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais* – 1999, *Manual de Projeto de Interseções* – 2005 e *Manual de Estudos de Tráfego* – 2006; AASHTO:

Guide for the Development of Bicycle Facilities, 3rd Edition – 1999 e *Guide for the Planning, Design and Operation of Pedestrian Facilities* – 2004; TRB: *Highway Capacity Manual* – 2000.

O trabalho foi dividido nas seguintes seções:

Introdução

Definições

Classificação Funcional das Vias Urbanas

Critérios e Controles de Projeto

Elementos do Projeto

A **Seção 1** é constituída pela presente Introdução. A **Seção 2** contém definições precisas de vários termos utilizados no Manual, visando sua uniformização. A **Seção 3** trata do processo de hierarquização das vias urbanas, conforme o tipo de serviço que oferecem e a função que exercem. A **Seção 4** trata dos controles e critérios que nortearam a elaboração dos projetos. A **Seção 5** aborda os principais itens de natureza técnica, que compõem o Projeto Geométrico.

A bibliografia consultada é relacionada ao final do trabalho.

2. DEFINIÇÕES

2. DEFINIÇÕES

Algumas expressões empregadas em projetos viários carecem de uma definição uniforme e precisa. Com o objetivo de uniformizar a terminologia existente são fornecidos alguns conceitos gerais, relativos ao projeto das travessias urbanas. As definições foram elaboradas para os principais termos ou expressões de significado particular mencionados no Manual e não pretendem constituir um glossário completo. Em alguns casos, para algumas expressões com conceituação mais ampla, é apresentado apenas o conceito de interesse para o projeto geométrico das vias urbanas. Em outros, a explanação dos conceitos encontra-se no próprio texto.

Terminologia e definições adicionais constam das publicações: *Glossário de Termos Técnicos Rodoviários* – DNER – 1997, *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais* – DNER – 1999 e *Manual de Projeto de Interseções* – DNIT – 2005.

- **Acesso** – interseção de uma rodovia com uma via de ligação a propriedades marginais, de uso particular ou público.
- **Acostamento** – área da plataforma adjacente à pista de rolamento, destinada a: estacionamento provisório de veículos, servir de faixa extra de rolamento para emergências, contribuir para proteção da estrutura do pavimento e dos efeitos da erosão e à circulação de pedestres e bicicletas, quando não houver local apropriado para esse fim. Em rodovias de pista dupla, os acostamentos à direita do sentido de tráfego são denominados externos e aqueles à esquerda, internos.
- **Agulha** – abertura em um canteiro lateral segundo um pequeno ângulo, ligando a via principal a uma pista lateral ou via marginal paralela.
- **Alameda** – rua marginada de árvores.
- **Alinhamento horizontal** – projeção do eixo no plano horizontal, definindo-o geometricamente. Determina o traçado em planta.
- **Alinhamento vertical** – greide da rodovia, com suas características altimétricas. Determina o traçado em perfil.
- **Anel viário** – via perimetral que envolve uma área urbana.
- **Área do nariz** – área compreendida entre as bordas adjacentes das pistas de duas vias ou ramos que se bifurcam, ou se juntam, e a curva (ou vértice) limitadora do nariz.

- **Automóvel** – veículo automotor destinado ao transporte de passageiros, com capacidade para até oito pessoas, exclusive o condutor.
- **Avenida** – designação dada a uma rua, em geral mais larga, dotada de características especiais (grande extensão, existência de canteiro central, importância histórica etc.).
- **Barreira** – estrutura rígida, indeformável, geralmente de concreto, disposta longitudinalmente à pista, com o objetivo de impedir que veículos desgovernados saiam da plataforma, se choquem com objetos fixos ou invadam outras pistas adjacentes e, ainda, desejavelmente, de reorientar o veículo para a trajetória correta, com o mínimo de danos para o motorista e passageiros. Também denominado separador físico rígido.
- **Beco** – rua estreita e curta, geralmente sem saída.
- **Bicicleta** – veículo de propulsão humana, dotado de duas rodas.
- **Bordos (Bordas) da pista** – limites laterais da pista de rolamento. Em rodovias de pista dupla, o limite à direita do sentido de tráfego é denominada borda externa e aquele à esquerda, bord interna.
- **Calçada** – parte da via, normalmente segregada e em nível diferente, não destinada à circulação de veículos, reservada ao trânsito de pedestres e, quando possível, à implantação de mobiliário urbano, sinalização, vegetação e outros fins.
- **Caminhão** – veículo automotor, com rodagem dupla em pelo menos um eixo, destinado a transporte de cargas.
- **Caminho** – via pública ou privada, de trânsito precário, criada pela circulação de pessoas, animais ou veículos.
- **Canteiro central** – espaço compreendido entre as bordas internas de pistas de rolamento, com tráfego geralmente em sentidos opostos, objetivando separá-las física, operacional, psicológica e esteticamente. Por definição, inclui os acostamentos internos, faixas de segurança ou faixa de espera e conversão à esquerda.
- **Canteiro lateral** – área situada entre a pista de uma via de tráfego direto e uma via marginal ou rua lateral.
- **Capacidade** – número máximo de veículos que pode passar por um determinado trecho de uma faixa ou pista durante um período de tempo especificado, sob determinadas condições existentes da via e do tráfego, usualmente expressa em veículos por hora ou unidades de carros de passeio por hora.

- **Combinação de veículo de carga (CVC)** – veículo composto de uma unidade tratora tracionando uma ou mais unidades.
- **Ciclofaixa** – parte da pista de rolamento destinada à circulação exclusiva de bicicletas, delimitada por sinalização específica.
- **Ciclovia** – pista própria destinada à circulação de bicicletas, separada fisicamente do tráfego comum.
- **Controle de acesso** – situação onde os direitos de propriedade de uso e de acesso aos terrenos adjacentes de uma via são controlados, total ou parcialmente, pela autoridade de trânsito.
- **Conversão** – movimento de giro de um veículo, ao passar de uma para outra via.
- **Cruzamento em níveis diferentes sem ramos** – interseção em que não há trocas de fluxos de tráfego entre as vias que se interceptam, ou seja, o cruzamento em desnível não tem ramos de conexão. Denomina-se Passagem Superior, quando a via principal passa sobre a via secundária, e Passagem Inferior, quando passa sob a via secundária.
- **Defensa** – estrutura não rígida, com elevado ou reduzido grau de deformabilidade, disposta longitudinalmente à pista, com o objetivo de impedir que veículos desgovernados saiam da plataforma, se choquem com objetos ou obstáculos fixos ou invadam outras pistas adjacentes e, ainda, desejavelmente, de reorientar o veículo para a trajetória correta, com o mínimo de danos para o motorista e passageiros.
- **Demanda** – número de usuários que utilizam os serviços da rodovia, expresso usualmente em veículos por hora ou carros de passeio por hora.
- **Distância de visibilidade** – extensão ao longo da via, visível ao motorista.
- **Distância de visibilidade de parada** – extensão da via à frente, que o motorista deve poder enxergar, para que, após ver um obstáculo que o obrigue à parada, possa imobilizar o veículo sem atingi-lo.
- **Distância de visibilidade de ultrapassagem** – extensão da via à frente, que o motorista deve poder enxergar antes de iniciar uma ultrapassagem, em uma via de duas faixas e mão dupla, para assegurar a bem sucedida conclusão da manobra e a não interferência com veículos se aproximando em sentido oposto.
- **Eixo** – linha de referência, cujo alinhamento sequencial projetado no plano horizontal define o traçado em planta, ou seja, a ele são referidos os elementos planimétricos da via.

- **Eixo de rotação da pista** – linha fictícia longitudinal à pista, mantendo constante, em cada trecho, seu afastamento horizontal e vertical do eixo; em torno dele a pista gira, desde a situação básica em tangente até a situação superelevada. Em muitos casos, coincide com o eixo da via. A ele se refere o greide da rodovia, nos casos em que eixo de rotação e eixo da rodovia não coincidem.
- **Entrecruzamento (Entrelaçamento)** – conjunto de cruzamentos de duas ou mais correntes de tráfego de mesmo sentido ao longo de um trecho da rodovia.
- **Estacionamento** – (1) lugar delimitado para estacionar veículo; (2) operação de conduzir um veículo a um local em que pode permanecer imobilizado por tempo superior ao necessário para embarque ou desembarque de passageiros.
- **Estrada** – via de trânsito, em geral em área rural, destinada a veículos rodoviários, animais e pessoas, e que normalmente têm preferência de passagem em toda a sua extensão. Em áreas urbanas, depois de se transformarem em logradouros, a tradição pode manter a designação “estrada”.
- **Faixa auxiliar** – faixa de uma via, contígua a uma faixa de tráfego direto, com múltiplas funções, que podem incluir: estacionamento de veículos, mudança de velocidade, entrelaçamento, acomodação de veículos lentos e outros propósitos complementares ao fluxo principal.
- **Faixa da direita** – faixa mais à direita, de um conjunto de faixas de rolamento de mesmo sentido. Nas rodovias rurais, por vezes, é designada por faixa externa.
- **Faixa da esquerda** – faixa mais à esquerda de um conjunto de faixas de rolamento de mesmo sentido. Nas rodovias rurais, por vezes, é designada por faixa interna.
- **Faixa de domínio** – área compreendendo a rodovia e suas instalações correlatas e faixas adjacentes legalmente delimitadas, de propriedade ou sob domínio ou posse do órgão rodoviário, e sobre a qual se estende sua jurisdição.
- **Faixa de estacionamento** – faixa adjacente à pista de rolamento, para abrigar veículos estacionados.
- **Faixa de giro à direita** – faixa auxiliar destinada aos veículos que desejam executar manobras de conversão à direita.
- **Faixa de giro à esquerda** – faixa auxiliar destinada aos veículos que desejam executar manobras de conversão à esquerda.

- **Faixa de mudança de velocidade** – faixa auxiliar destinada à aceleração ou desaceleração dos veículos que entram ou saem de uma via.
- **Faixa de segurança** – faixa longitudinal da pista, destinada a reduzir a sensação de confinamento provocada por dispositivos muito próximos à sua borda e que constituem obstáculos ou depressões aparentes para os condutores dos veículos (barreiras rígidas, sarjetas, meios-fios elevados etc.). Também tem a função de aumentar a segurança na travessia de pontes, viadutos e trechos contínuos sem acostamento.
- **Faixa de tráfego** – faixa longitudinal da pista, destinada ao deslocamento de uma única fila de veículos.
- **Faixa exclusiva de ônibus** – faixa de tráfego reservada aos ônibus.
- **Faixa ou faixas reversíveis** – faixa ou faixas de tráfego, onde a circulação se dá num sentido, durante um determinado período e, no sentido inverso, durante outro período.
- **Fluxo** – conjunto de veículos que circulam no mesmo sentido, em uma ou mais faixas de tráfego.
- **Gabarito horizontal** – distância livre mínima dos obstáculos fixos (afastamento horizontal necessário entre a linha de visão do motorista e um obstáculo lateral fixo).
- **Gabarito vertical** – altura livre mínima permitida em uma via (distância da superfície da pista a um obstáculo superior mais próximo).
- **Greide** – perfil do eixo de uma via, complementado com os elementos que o definem (estacas e cotas de PCV, PIV, PTV etc). É adotado como eixo de rotação da pista para desenvolvimento da superelevação. Em vias pavimentadas, refere-se à superfície acabada do pavimento. Neste caso, também é especificado como greide de pavimentação. Quando o perfil do eixo de rotação for referido à plataforma terraplenada é especificado como greide de terraplenagem.
- **Interconexão** – interseção onde ocorrem cruzamentos de correntes de tráfego em níveis diferentes e ramos de conexão entre vias. É denominada, também, de interseção em desnível ou em vários níveis.
- **Interseção** – confluência, entroncamento ou cruzamento de duas ou mais vias.
- **Interseção em nível** – interseção onde os cruzamentos de correntes de tráfego ocorrem no mesmo nível.

- **Largo ou Praça** – logradouro em área urbana, geralmente delimitado por edificações ou vias.
- **Logradouro** – espaço livre, inalienável, destinado à circulação, parada ou estacionamento de veículos, ou à circulação de pedestres, tais como: calçadas, parques, áreas de lazer, calçadões, e reconhecido pela municipalidade, que lhe confere designação oficial.
- **Lotação** – carga útil máxima, incluindo condutor e passageiros que o veículo pode transportar, expressa em quilogramas ou toneladas para os veículos de carga, ou número de pessoas, para os veículos de passageiros.
- **Manobra** – movimentação executada pelo condutor para alterar a posição em que o veículo está no momento em relação à via.
- **Marcas viárias** – conjunto de sinais constituídos de linhas, marcações, símbolos ou legendas, em tipos e cores diversas, apostos ao pavimento da via.
- **Meio-fio** – construção longitudinal em degrau, disposta na borda da pista de rolamento, acostamento ou faixa de segurança, com o objetivo de delimitar fisicamente a pista, proteger o trânsito de pedestres, conduzir águas pluviais, conter o pavimento, delimitar áreas não pavimentadas e, especialmente, realçar para o motorista, mediante um obstáculo intencional ao deslocamento transversal do veículo, as trajetórias possíveis. Também é denominado guia.
- **Meio-fio intransponível** – meio-fio, cuja conformação pretende impedir sua transposição pelos veículos.
- **Meio-fio transponível** – meio-fio, cuja conformação permite sua transposição por veículos a baixas velocidades, sem causar-lhes maiores danos.
- **Micro-ônibus** – veículo automotor de transporte coletivo com capacidade para até vinte passageiros.
- **Motocicleta** – veículo automotor de duas rodas, dirigido por condutor em posição sentada.
- **Nível de serviço** – medida da qualidade das condições de operação de uma corrente de tráfego, baseada nos valores da velocidade e dos tempos de viagem, na liberdade de manobra, e nas condições de conforto e segurança.
- **Ônibus** – veículo automotor de transporte coletivo, com capacidade para mais de vinte passageiros.

- **Passeio** – parte da via destinada ao uso de pedestres, incluindo as calçadas.
- **Pedestre** – usuário da via pública que se locomove a pé.
- **Perfil** – linha que representa, de forma, contínua a situação altimétrica de um alinhamento sobre uma superfície. Decorre da interseção dessa superfície com a superfície vertical, definida pelo referido alinhamento.
- **Perfil do terreno** – perfil de uma linha disposta sobre a superfície terrestre (por exemplo, eixo ou borda de pista).
- **Pista** – parte da via, incluindo acostamentos, projetada para uso de veículos. Uma rodovia dividida tem duas ou mais pistas.
- **Pista com caimento simples** – pista com declividade transversal em um único sentido entre as bordas.
- **Pista com caimento duplo** – pista cuja seção tem declividade transversal em dois sentidos, seja sob forma de dois planos, cuja interseção forma a crista da seção, seja sob forma continuamente arredondada (abaulada). Neste último caso, o lugar geométrico dos pontos da seção de maior cota também é denominado crista.
- **Pista de rolamento** – parte da via projetada para deslocamento dos veículos, podendo conter uma ou mais faixas de tráfego.
- **Plataforma** – parte da rodovia compreendida entre os limites externos dos passeios ou entre os pés de corte e cristas de aterro, incluindo os dispositivos necessários à drenagem da pista.
- **Ponte** – obra de construção civil destinada a ligar margens opostas de uma superfície líquida qualquer.
- **Ponto de parada (Ponto, Parada)** – área devidamente sinalizada, na qual os veículos de transportes coletivos, tais como ônibus, bondes e táxis param, a fim de receber e/ou deixar passageiros.
- **Projeto geométrico** – conjunto dos elementos necessários e suficientes para definição da forma geométrica de uma via.
- **Ramo de entrada** – ramo destinado ao acesso do tráfego a uma via.
- **Ramos de interseção** – pistas que conectam vias que se interceptam ou as ligam a outras vias ou ramos. Inclui, também, seus terminais.
- **Ramo de saída** – ramo destinado à saída do tráfego de uma via.

- **Ramo em laço (loop)** – ramo que faz com que os veículos executem uma conversão à esquerda por meio de um giro próximo de 270° à direita.
- **Rampa** – declividade longitudinal do greide da pista ou plataforma. Seu valor normalmente é dado pela tangente do ângulo formado com o plano horizontal, podendo, também ser dada em porcentagem.
- **Rampa de superelevação** – diferença de greides entre a borda da pista (ou acostamento) e o eixo de rotação, ou seja, rampa relativa da borda da pista (ou acostamento) em relação ao eixo de rotação. Ocorre ao longo dos comprimentos de transição da superelevação e da tangente/abaulamento.
- **Retorno** – dispositivo de uma rodovia, que permite a veículos de uma corrente de tráfego a transferência para a corrente de sentido contrário.
- **Rodovia** – estrada que, tendo a sua plataforma devidamente preparada, se destina à circulação de veículos automotores.
- **Rótula (rotatória)** – interseção, na qual o tráfego circula num só sentido, ao redor de uma ilha central.
- **Rua** – no sentido mais geral, é uma via pública, em área urbana, com ou sem calçadas e meios-fios, destinada ao trânsito de pedestres, veículos ou animais.
- **Rua sem saída (cul de sac)** – via sem saída, que permite o retorno dos veículos pelo próprio acesso, com o uso de uma área de manobra.
- **Seção transversal (do terreno)** – perfil do terreno em direção normal ao eixo de uma via.
- **Seção transversal (da via)** – para fins do projeto geométrico, representa o alinhamento superficial transversal à via, incluindo a pista de rolamento, faixas de segurança, acostamentos, plataforma, sarjetas, valetas e taludes, entre as interseções com o terreno natural. Resulta da interseção de um plano vertical perpendicular ao eixo com a superfície do corpo estradal contido entre os limites da terraplenagem.
- **Seção transversal tipo** – seção transversal constante empregada repetitivamente em trechos contínuos de rodovias ou ramos.
- **Sistema arterial principal (urbano)** – classe funcional das vias urbanas que atende à maior parte dos deslocamentos dos veículos rodoviários, em unidades de veículo/km, considerada como estrutura básica de circulação.

- **Sistema arterial secundário (urbano)** – classe funcional das vias urbanas, que atende à maior parte dos deslocamentos dos veículos rodoviários, não incluída na estrutura básica de circulação.
- **Sistema de vias coletoras (urbano)** – classe funcional das vias urbanas, que tem a função de coletar o tráfego das ruas locais e transferi-lo às vias arteriais e vice-versa.
- **Sistema de vias locais (urbano)** – classe funcional das vias urbanas, constituída pelas ruas de acesso às propriedades públicas e privadas.
- **Superelevação** – declividade transversal da pista em um único sentido, nos trechos em curva horizontal, com caimento orientado para o centro da curva (lado interno), com o objetivo de contrabalançar a atuação da aceleração centrífuga.
- **Superlargura** – acréscimo total de largura proporcionado às pistas em curvas, de forma a considerar as exigências operacionais então decorrentes, crescentes com a curvatura, e assegurar um padrão adequado de segurança e conforto de dirigir.
- **Talude** – para fins do projeto geométrico, é a face do corpo estradal que se estende além da borda da plataforma. Sua inclinação sobre a horizontal, denominada inclinação de talude, é expressa sob a forma de fração ordinária de numerador unitário, cujo denominador representa a distância horizontal correspondente a 1m de diferença de nível.
- **Tara** – peso próprio de veículo, acrescido dos pesos da carroceria e equipamentos, do combustível, das ferramentas e acessórios, da roda sobressalente, do extintor de incêndio e do fluido de arrefecimento, expresso em quilogramas ou toneladas.
- **Terminal de ramo** – área onde um ramo de interseção se une com a pista destinada ao tráfego direto, incluindo faixas de mudança de velocidade. Define-se por terminal de entrada a área em que o tráfego chega à via principal, e por terminal de saída a área onde o tráfego a abandona.
- **Trânsito** – movimentação e imobilização de veículos, pessoas e animais nas vias terrestres.
- **Travessa** – rua secundária, geralmente estreita e curta, transversal entre duas outras mais importantes.
- **Veículo articulado** – combinação de veículos acoplados, sendo um deles automotor.
- **Veículo de Ocupação Elevada (VOE)** – veículo contendo um número mínimo definido de ocupantes. Frequentemente, inclui ônibus, vans, táxis e carros exercendo transporte solidário. Geralmente, empregado para definição de faixas exclusivas para seu uso.

- **Veículo de projeto** – veículo teórico de certa categoria, cujas características físicas e operacionais representam uma envoltória das características da maioria dos veículos existentes nessa categoria. A predominância de certa categoria de veículos define o veículo de projeto a ser escolhido para condicionar as características da via.
- **Velocidade diretriz ou velocidade de projeto** – é a maior velocidade com que um trecho viário pode ser percorrido com segurança, quando o veículo estiver submetido apenas às limitações impostas pelas características geométricas. É a velocidade selecionada para fins de projeto, da qual se derivam os valores mínimos de determinadas características físicas diretamente vinculadas à operação e ao movimento dos veículos e às características dos motoristas.
- **Via** – faixa de terreno, convenientemente preparada para o trânsito de qualquer natureza, podendo incluir pedestres, veículos e animais, compreendendo pistas, acostamentos, ilhas e canteiros, incluindo toda a área da faixa de domínio.
- **Via arterial primária** – via de capacidade e velocidade menores que as vias expressas, com traçado sensivelmente contínuo e interseções predominantemente em nível, atendendo principalmente à mobilidade do tráfego, podendo, contudo, ser permitido o acesso a propriedades adjacentes. Redistribui o tráfego das vias expressas para os seus destinos, até o nível das arteriais secundárias.
- **Via arterial secundária** – via que complementa e interconecta as vias do sistema arterial principal, com menor nível de mobilidade que as vias arteriais primárias.
- **Via coletora** – via que coleta o tráfego das vias locais e o canaliza para as vias arteriais e vice-versa.
- **Via coletora - distribuidora** – via de mão única, de caráter auxiliar, com extensão limitada, paralela à via principal, objetivando: absorver o tráfego que exceda a capacidade da via principal; servir de local para transferência de movimentos conflitantes com o tráfego direto em interseções; concentrar em um só local a saída ou entrada de veículos nas faixas de tráfego direto etc. Geralmente, não proporciona acesso às propriedades adjacentes.
- **Viaduto** – obra de construção civil destinada a transpor uma depressão de terreno ou servir de passagem superior.

- **Via expressa primária** – via de elevada capacidade e altas velocidades, com duas pistas separadas por canteiro central, com pelo menos duas faixas de tráfego em cada sentido, com controle total de acesso e interseções em desnível.
- **Via expressa secundária** – via de capacidade e velocidade algo restritas, por ação de eventuais interseções em nível e permissão de acesso a determinados tipos de uso do solo.
- **Via local** – via que tem como função principal prover acesso às propriedades adjacentes.
- **Via marginal (lateral)** – via paralela à pista principal de uma rodovia, de um ou ambos os lados, com o objetivo de atender ao tráfego local, longitudinal à rodovia e pertinente à área urbanizada adjacente, e permitir o disciplinamento dos locais de ingresso e egresso da rodovia.
- **Via Parque** – via pública, urbana ou não, para trânsito não comercial, com parcial ou total controle de acessos, normalmente localizada dentro ou nas proximidades de um parque ou área de recreação.
- **Via particular** – via implantada em propriedade particular e de uso privado.
- **Via perimetral** – via situada na periferia de determinada área ou região.
- **Via planejada** – via de execução prevista em algum plano ou programa particular ou público.
- **Via preferencial** – via cujo trânsito tem prioridade de passagem.
- **Via pública** – via franqueada ao uso público.
- **Via secundária** – via cujo trânsito não tem prioridade de passagem em relação à via que intercepta.
- **Via reversível** – via em que é permitida a inversão do sentido de deslocamento do trânsito, no seu todo ou em parte, durante determinado período de tempo, de acordo com a regulamentação do uso da via.
- **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.
-

- **Volume Médio Diário (VMD)** – número médio de veículos que percorre uma seção ou trecho de uma rodovia, por dia, durante certo período de tempo. Quando não se especifica o período considerado, pressupõe-se que se trata de um ano.

3. CLASSIFICAÇÃO FUNCIONAL DAS VIAS URBANAS

3. CLASSIFICAÇÃO FUNCIONAL DAS VIAS URBANAS

O planejamento do sistema viário de uma cidade deve ser baseado na identificação e mensuração das necessidades e desejos de deslocamento de sua população. O conhecimento das “Linhas de Desejo” correspondentes a esses deslocamentos é uma das primeiras etapas do processo de seu atendimento. As quantidades de deslocamentos correspondentes a essas linhas permitem sua estruturação, em termos de importância relativa. Nas cidades, algumas dessas linhas correspondem ao atendimento dos deslocamentos entre residências e locais de trabalho, sendo geralmente as de maior importância. Em cidades com centros de lazer bem caracterizados, como cidades litorâneas, os acessos a esses centros de lazer, principalmente nos feriados, fins de semana e períodos de férias, também podem atingir importância de mesma ordem que os deslocamentos de e para o trabalho diário. Independentemente das razões dos deslocamentos, os fluxos com que as vias concorrem para seu atendimento são normalmente adotados para definir sua função, em termos de importância. Há diversos sistemas de classificação das vias, que são usados para diferentes finalidades. A classificação de vias e ruas, segundo a função que exercem dentro do sistema viário, representa o passo inicial do processo de planejamento, já que visa estabelecer uma hierarquia de vias para atendimento dos deslocamentos dentro da área urbana.

A classificação funcional é o processo pelo qual as vias são agrupadas hierarquicamente em subsistemas, conforme o tipo de serviço que oferecem e a função que exercem. É fundamental, para este processo, reconhecer que os diversos tipos de vias não têm muita utilidade separadamente, porquanto a maioria das viagens envolve a circulação através de uma rede viária. É preciso determinar então como essas viagens podem ser canalizadas dentro da rede viária de forma lógica e eficiente. A classificação funcional define a natureza deste processo de canalização, determinando a função que deve exercer determinada via no escoamento do tráfego.

A classificação funcional normalmente é estabelecida de acordo com a mobilidade do trânsito e a acessibilidade permitidas. *Mobilidade* é o grau de facilidade para deslocar-se. *Acessibilidade* é o grau de facilidade que oferece uma via para conectar a origem de uma viagem com seu destino. Embora existam muitos sistemas de classificação funcional que possam ser usados para fins de planejamento, o método empregado com mais frequência é o que separa as vias urbanas em 4 (quatro) sistemas básicos, com características e funções distintas, a saber:

- Sistema arterial principal
- Sistema arterial secundário
- Sistema coletor
- Sistema local

Uma ilustração esquemática de uma rede viária urbana classificada funcionalmente é mostrada na Figura 1, e as relações entre os níveis de mobilidade e acessibilidade proporcionados pelas diferentes categorias funcionais podem ser visualizadas na Figura 2, ambas as figuras mostradas a seguir. A decisão de adotar essas categorias de classificação foi baseada nos sistemas e métodos de classificação usados no Brasil e em outros países, especialmente nos conceitos e diretrizes gerais contidos nas publicações:

- Normas para a Classificação Funcional de Vias Urbanas* – DNER – 1974
- Sistema Viário Nacional na Modalidade Rodoviária* – ABNT – 1976
- Highway Functional Classification: Concepts, Criteria, and Procedures* – Federal Highway Administration – 1989
- A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* – AASHTO – 2004.

Figura 1 – Hierarquia Funcional das Vias Urbanas

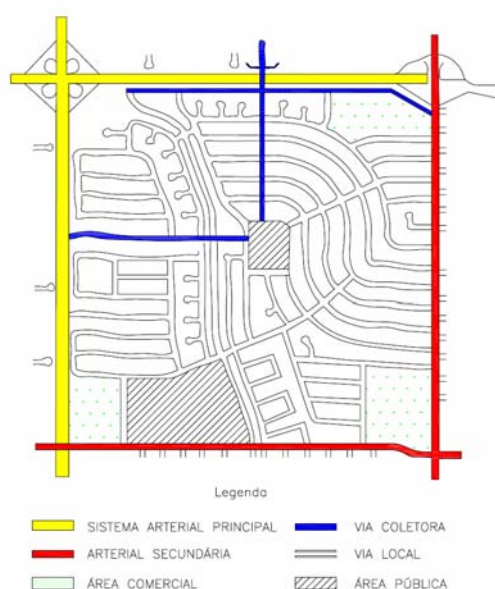
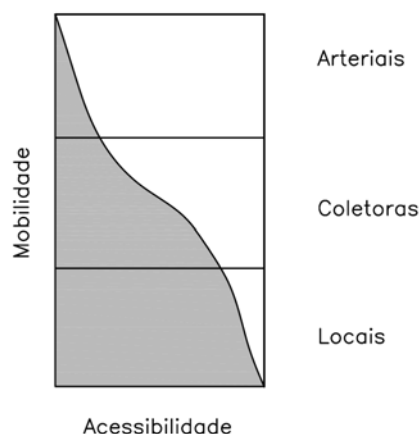


Figura 2 – Relação entre os Níveis de Acessibilidade e Mobilidade para os Diferentes Tipos de Vias Urbanas



Para efeito de classificação funcional, são consideradas *Áreas Urbanas* os locais mais densamente povoados, com população acima de 5.000 habitantes. Se a população for inferior a 50.000 são designadas como *Pequenas Áreas Urbanas*. As *Áreas Rurais* são aquelas situadas fora dos limites das áreas urbanas.

Cabe ressaltar que as vias que compõem os sistemas funcionais das áreas urbanas e rurais têm características diferentes. Embora a hierarquia funcional seja semelhante, nas áreas urbanas há relativamente maior número de vias arteriais principais e secundárias, enquanto que nas áreas rurais predominam as vias coletoras e suas subdivisões, ainda com a mesma função de coletoras.

A classificação rodoviária para áreas rurais (ver *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais* – DNER– 1999) diferencia arteriais principais e arteriais primárias, basicamente em função do volume médio diário de tráfego e do tamanho das cidades interconectadas por estas vias. Em áreas urbanas, teoricamente, o sistema arterial principal seria constituído por vias expressas. Acontece que nenhuma das cidades brasileiras possui vias expressas suficientes que possam, por si só, constituir um sistema completo. Embora tanto o Rio de Janeiro como São Paulo tenham malhas de vias expressas, presentemente ainda existem trechos cuja continuidade depende de vias do tipo arterial. Portanto, a classificação funcional das vias urbanas deve incluir vias expressas primárias, vias expressas secundárias e vias arteriais primárias como componentes do sistema arterial principal e não como sistemas em separado. Da mesma forma, levando em consideração os critérios aplicáveis em áreas urbanas, as coletoras primárias e coletoras secundárias devem ser agrupadas em um único sistema.

A Tabela 1 a seguir, mostra a comparação entre os sistemas funcionais usados para as rodovias em áreas rurais e aqueles a serem usados para as áreas urbanas.

Tabela 1 – Hierarquia dos Sistemas Funcionais

Áreas Urbanas	Áreas Rurais
Arterial Sistema Arterial Principal Sistema Arterial Secundário	Arterial Sistema Arterial Principal Sistema Arterial Primário Sistema Arterial Secundário
Coletor Sistema Coletor	Coletor Sistema Coletor Primário Sistema Coletor Secundário
Local Sistema Local	Local Sistema Local

Fonte: Classificação Funcional do Sistema Rodoviário do Brasil. M.T. DNER – 1974

3.1 SISTEMA ARTERIAL PRINCIPAL

Em qualquer área urbana, um determinado conjunto de ruas pode ser identificado como de importância especial pelo volume, natureza e composição de seu tráfego. Em uma pequena área urbana (população inferior a 50.000 habitantes), essas vias podem ser muito reduzidas em número e extensão, e sua importância pode ser devida principalmente ao tráfego de passagem, com origem e destino fora da área. Para áreas urbanas, em geral, pode-se dizer que a importância das suas vias depende, além do tráfego de passagem, dos serviços que prestam para a circulação interna na própria área.

O Sistema Arterial Principal serve os principais centros de atividade das áreas urbanas, os corredores de maior volume de tráfego e as viagens mais longas; transporta grande parte do tráfego urbano, mesmo que represente, em extensão, uma pequena porcentagem da rede viária. O sistema deve ser integrado, não só do ponto de vista interno, como também, com as principais rodovias estaduais e federais, ou seja, deve incluir conexões e extensões das rodovias arteriais e coletoras interurbanas que penetram, atravessam ou tangenciam a área urbana.

Esse sistema proporciona acesso direto aos principais geradores de tráfego, tais como o centro da cidade, centros de emprego, terminais de carga e passageiros, e faz ligação de toda a área urbana. Além de servir a esses centros de atividade e, por consequência, aos corredores de maior volume de tráfego, atende também aos percursos mais longos. É utilizado, também, pela maioria das viagens

que entram ou saem da área urbana, bem como pela maioria dos movimentos que se desviam da área central da cidade. Em geral, atende a rotas de linhas de ônibus urbanas e intermunicipais.

Devido à natureza das viagens atendidas pelo Sistema Arterial Principal, quase todas as vias com controle de acesso, total ou parcial, são parte desta classe funcional. Cumpre ressaltar, contudo, que o sistema não é restrito a rotas com controle de acessos. Para preservar a identificação das vias com controle de acesso, o Sistema Arterial Principal deve ser estratificado da seguinte maneira:

- Vias expressas primárias
- Vias expressas secundárias
- Vias arteriais primárias

O espaçamento das vias do Sistema Arterial Principal está intimamente ligado à densidade dos pontos de concentração de extremos de viagens da área urbana. Embora não haja regra fixa para esse espaçamento, para as maiores áreas urbanas ele deve variar entre 1,6 km, nas áreas centrais de comércio altamente desenvolvidas, e 8 km ou mais, nas áreas limites, esparsamente desenvolvidas.

Para as vias expressas primárias não deve ser permitido acesso direto à área atravessada. Apenas vias incluídas nas subclasses de vias expressas secundárias e vias arteriais primárias são passíveis de prover acesso direto à área atravessada, e tal serviço deve ser eventual, sujeito à prioridade funcional dessa classe de rodovias.

3.1.1 Vias Expressas Primárias

As vias dessa categoria possuem as mesmas características e funções das chamadas *freeways* americanas, com controle total de acesso e todas as interseções em desnível, destinando-se a atender grandes fluxos de tráfego. Devem servir aos automóveis, caminhões e ônibus expressos em viagens longas, sejam urbanas ou interurbanas. Pedestres, bicicletas, veículos de tração animal, tratores e outros veículos especialmente lentos devem ser proibidos de utilizar essas vias.

Nas vias expressas primárias o uso do solo não está relacionado com a sua operação, em virtude da imposição do controle total de acesso. Sua implantação não deve constituir barreira ao desenvolvimento urbano. Pode, entretanto, servir de fronteira natural entre usos diversos, por exemplo, separar áreas industriais de residenciais.

As ruas locais transversais são bloqueadas, constituindo becos sem saída, ou são conectadas pelas vias laterais de serviço ou vias marginais. As vias arteriais e as principais vias coletoras, bem como passagens para pedestres, cruzam a via expressa em desnível, para dar continuidade ao sistema

viário e reduzir os efeitos negativos da divisão da área atravessada. As arteriais mais importantes são conectadas às pistas expressas por meio de ramos de interconexões apropriadamente localizados, para facilitar os movimentos de entrecruzamento e a adequada disposição da sinalização.

As vias expressas primárias proporcionam continuidade às principais rodovias interurbanas, quer atravessando ou contornando as áreas urbanas. Porém, de modo geral, elas não proporcionam conexões diretas com os principais geradores de tráfego ou com o centro da cidade, uma vez que a distribuição do tráfego se faz através de outras vias componentes dos sistemas arteriais que se conectam com as vias expressas. Deve haver, normalmente, um canteiro central entre as pistas das vias expressas, para separar os dois sentidos de tráfego. A largura desse canteiro pode variar, dependendo das larguras dos acostamentos internos, das condições de drenagem, da previsão ou não de futura adição de mais faixas, das dimensões da faixa de domínio disponível e de condicionantes de natureza econômica.

Vias marginais laterais são dispostas onde forem necessárias para controlar o acesso às pistas expressas e para facilitar a circulação do tráfego local. Desta forma, as vias marginais frequentemente desempenham função de via coletora, ou mesmo de via arterial secundária.

3.1.2 Vias Expressas Secundárias

As vias desta categoria possuem características e funções semelhantes às *expressways* americanas. Podem ter interseções em nível com algumas vias transversais e apresentar critérios operacionais e de projeto ligeiramente inferiores às vias expressas primárias.

As vias expressas secundárias, de um modo geral, não proporcionam acesso às propriedades adjacentes. Todavia, em circunstâncias especiais, durante uma fase inicial de construção e até que se possa exercer o controle total, pode ser permitido, por razões econômicas, o acesso a propriedades existentes de maior relevância.

Os cruzamentos com todas as outras vias expressas primárias e secundárias e com a maioria das vias arteriais primárias devem ser feitos mediante interseções em desnível (interconexões). As ligações com as arteriais primárias, secundárias e coletoras com baixos volumes de tráfego podem ser feitas através de interseções em nível semaforizadas, desde que mantenham distância superior a 3,0 km e sejam totalmente canalizadas.

3.1.3 Vias Arteriais Primárias

Essa categoria inclui aquelas vias que atendem principalmente ao tráfego direto, geralmente em percurso contínuo, mas que não possuem as características técnicas de uma via expressa. São vias com controle de acesso aos lotes marginais, de modo a minimizar os efeitos do atrito lateral e eliminar os principais pontos de conflito. Tais controles podem existir na forma de exigências de altura dos meios-fios, para que sejam realmente intransponíveis, projeto adequado dos acessos de entrada e saída, ou restrições quanto aos retornos possíveis. Devem prover elevado grau de mobilidade para as viagens mais longas, oferecendo velocidades de operação e níveis de serviço elevados.

Normalmente a seção transversal não inclui acostamentos; pode ou não haver um canteiro central para separar as correntes de tráfego opostas, e frequentemente haverá restrições ao estacionamento junto ao meio-fio. A maioria das suas interseções deve ser em nível, com controle adequado quanto à sua capacidade.

3.2 SISTEMA ARTERIAL SECUNDÁRIO

O Sistema Arterial Secundário de vias urbanas se interconecta com o Sistema Arterial Principal e o suplementa, atendendo aos percursos de viagens com extensões intermediárias, em níveis de serviço inferiores àqueles que são típicos das vias arteriais primárias. Atende às viagens com grau de mobilidade um pouco inferior ao do Sistema Arterial Principal e distribui o tráfego por áreas menores do que as atendidas pelo sistema principal.

O Sistema Arterial Secundário inclui todas as vias arteriais não selecionadas para o Sistema Arterial Principal e dá mais ênfase ao acesso às propriedades. Suas vias podem acomodar as linhas de ônibus locais e prover continuidade entre as comunidades, evitando, entretanto, penetrar nessas comunidades. Inclui as conexões urbanas com vias coletoras rurais, com exceção das que já fazem parte do Sistema Arterial Principal.

O espaçamento das vias arteriais secundárias pode variar de 0,2 a 1,0 km no centro da cidade, de 3 a 5 km nas áreas suburbanas pouco desenvolvidas e não mais que 2 km em áreas intensamente desenvolvidas.

3.3 SISTEMA COLETOR

O Sistema Coletor tem a função principal de conectar as ruas locais com as vias arteriais. O sistema proporciona continuidade ao nível das comunidades locais ou subdivisões urbanas, porém a baixas velocidades. Difere do sistema arterial, pelo fato de que as vias do sistema coletor podem penetrar

nas vizinhanças residenciais, distribuindo o tráfego das vias arteriais, através da área, até seus destinos finais. De forma inversa, o Sistema Coletor coleta o tráfego das vias locais das áreas residenciais e o conduz ao Sistema Arterial. Deve prover, também, o acesso às residências adjacentes que não forem atendidas por vias locais. As vias do centro da cidade, com grande volume de tráfego, e de outras áreas de desenvolvimento e densidade de tráfego semelhante podem ser incluídas no sistema.

O Sistema Coletor pode, também, atender aos trechos coletores/distribuidores de itinerários de ônibus. Poderá ter áreas de estacionamento em um ou ambos os lados da via. Os eventuais cruzamentos com outras vias coletoras ou vias locais devem ser controlados por semáforos ou sinais de parada obrigatória na via local que interceptar ou, no caso de interseção com outra coletora, na via de menor tráfego.

3.4 SISTEMA LOCAL

O Sistema Local compreende todas as vias não incluídas em sistemas hierarquicamente superiores. Sua função primária é permitir o acesso das propriedades que lhe são adjacentes aos sistemas de ordem superior. Oferece o menor nível de mobilidade e usualmente não contém rotas de ônibus. O atendimento ao tráfego de passagem é deliberadamente desencorajado.

3.5 CLASSIFICAÇÃO FUNCIONAL E SEU RELACIONAMENTO COM AS CARACTERÍSTICAS DE PROJETO

O primeiro passo de um projeto é a identificação da função da futura via. O nível de serviço adequado ao cumprimento dessa função, em face do volume e tipo de tráfego a atender, servie de base para determinação da velocidade de projeto e características geométricas adequadas. O uso da classificação funcional na definição do tipo de projeto provocará a integração do planejamento rodoviário com a execução do projeto.

O *Highway Capacity Manual* contém os conceitos básicos, os fatores de ajustamento necessários e os procedimentos para a determinação dos níveis de serviço. Para graus aceitáveis de congestionamento, as vias expressas e seus elementos auxiliares (ramos de acesso, seções de entrecruzamento, vias coletoras-distribuidoras em áreas urbanas e em desenvolvimento) devem, de um modo geral, ser projetadas para atender ao nível de serviço C. Nas seções muito desenvolvidas das áreas metropolitanas, pode ser inviável atender a este nível e deve-se então adotar o nível “D”. O conceito de nível de serviço é discutido na subseção 4.2.5.

As Vias Expressas Primárias constituem as vias de maior mobilidade do sistema e possuem características que tornam conveniente que sejam situadas em um nível funcional próprio, superior às demais. Por essa razão, devem sofrer o mínimo de interferência das outras vias. Suas conexões ser sempre em níveis diferentes e a velocidade diretriz deve ser a maior permitida em uma determinada região, utilizando maiores raios e menores rampas. Devem, também, prover os melhores níveis de serviço.

As Vias Arteriais devem atender a exigências decrescentes, em função da variação da mobilidade e acessibilidade. O tipo da via arterial está estreitamente ligado ao nível de serviço desejado. O principal objetivo de uma via arterial urbana é garantir mobilidade, atendendo, de forma limitada ou restrita, ao desenvolvimento local. Se não for viável reduzir o acesso local, deve-se optar por projetos especiais que incluam o manejo adequado dos acessos.

Devem ser tomadas as medidas necessárias para garantir sua capacidade de atender ao tráfego com o nível de serviço desejado. O desenvolvimento ao longo de uma via arterial deve ser previsto independentemente das dimensões da cidade. Com planejamento e projeto adequado, pode-se conseguir que a via continue a atender, com segurança, o tráfego de passagem, sua função principal.

No desenvolvimento de um programa de melhoria do transporte, rotas selecionadas para transformação em vias arteriais podem incluir partes do sistema de ruas existentes ou podem ser vias novas, passando por áreas relativamente subdesenvolvidas. Usualmente devem ser aproveitadas ruas existentes sem alterações significativas, porque a experiência indica que a sua simples melhoria já excede os recursos disponíveis. A melhoria dessas ruas tende a suceder e não liderar o desenvolvimento da região.

Melhorias significativas de vias arteriais existentes podem ser extremamente dispendiosas, particularmente pela necessidade de adquirir faixa de domínio em áreas muito desenvolvidas. Como consequência, é frequentemente necessário usar características técnicas inferiores às que seriam empregadas se as faixas de domínio existentes fossem suficientes ou pudessem ser ampliadas a baixo custo.

As Vias Coletoras atenderão a viagens mais curtas, no processo de conexão das vias arteriais com as locais. Deverão prover um certo grau de mobilidade, mas sem deixar de atender às propriedades marginais. É de se esperar alguma redução nas velocidades e níveis de serviço.

As Vias Locais devem atender, principalmente, a viagens mais curtas, tendo como principal função o acesso às propriedades. Não necessitam de grande mobilidade e elevados níveis de serviço.

A Tabela 2 a seguir ilustra resumidamente as características que, teoricamente, cada categoria de via urbana deve possuir, em consequência de seu nível hierárquico funcional e seu relacionamento com as características urbanísticas das áreas a que devem atender. Reconhece-se, todavia, que os sistemas viários existentes na maioria das cidades não podem ser classificados apenas com base nas características técnicas das vias. O que frequentemente se verifica é que, devido à insuficiência da rede para atender convenientemente aos grandes volumes de tráfego em constante crescimento, vias coletoras e ruas locais são usadas como arteriais, gerando sérios problemas para os fluxos de pedestres, de atendimento às propriedades adjacentes e de deterioração da qualidade de vida local.

Tabela 2 – Características Desejáveis para as Vias de cada Categoria Funcional

CARACTERÍSTICAS DE PROJETO E CONTROLE	SISTEMA ARTERIAL PRINCIPAL			SISTEMA ARTERIAL SECUNDÁRIO	SISTEMA COLETOR	SISTEMA LOCAL
	Via Expressa Primária	Via Expressa Secundária	Via Arterial Primária			
Controle de Acesso	Total	Total ou Parcial	Parcial	Livre	Livre	Livre
Via Expressa Primária	Desnível	Desnível	Desnível	Desnível ou Travessia sem conexão	Travessia s/ conexão ou bloqueio	Bloqueio
Via Expressa Secundária	Desnível	Desnível	Desnível ou Nível	Nível	Nível ou Bloqueio	Bloqueio
Via Arterial Primária	Desnível	Desnível ou Nível	Desnível ou Nível	Nível	Nível	Nível
Sistema Arterial Secundário	Desnível ou Travessia sem conexão	Nível	Nível	Nível	Nível	Nível
Sistema Coletor	Travessia s/ conexão ou bloqueio	Nível ou Bloqueio	Nível	Nível	Nível	Nível
Sistema Local	Bloqueio	Bloqueio	Nível	Nível	Nível	Nível
Controle de Tráfego nas Interseções	Total (Desnível)	Parcial: Semáforos, Placas de parada nas vias secundárias	Parcial: Semáforos, Placas de parada nas vias secundárias	Parcial: Semáforos, Placas de parada nas vias secundárias	Parcial: Semáforos, Placas de parada nas vias secundárias	Placas de Parada
Acesso às Propriedades Adjacentes	Nenhum	Nenhum ou Restrito	Restrito	Restrito ou Livre	Livre	Livre
Travessia de Pedestres	Passarela	Passarela	Passarela ou Faixa zebra	Passarela ou Faixa zebra	Faixa zebra	Livre
Vias Marginais	Onde necessário	Onde necessário	Geralmente não	Não	Não	Não
Canteiro Central	Sempre	Sempre	Onde possível	Geralmente não	Não	Não
Estacionamento	Proibido	Proibido	Controlado	Controlado	Controlado ou Livre	Livre
Acostamento	Sempre com largura total	Com largura total ou parcial	Nenhum ou Faixa de estacionamento	Nenhum	Nenhum	Nenhum

4. CRITÉRIOS E CONTROLES DE PROJETO

4. CRITÉRIOS E CONTROLES DE PROJETO

4.1 VOLUMES DE TRÁFEGO

4.1.1 Considerações Gerais

Define-se Volume de Tráfego 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/dia (veic/d) ou veículos/hora (veic/h).

O projeto de uma rodovia deve ser baseado nos volumes de tráfego e demais características desejadas. Todas as informações devem ser consideradas em conjunto: recursos disponíveis, natureza do solo, disponibilidade de materiais, custo da faixa de domínio e outros fatores que têm importância para o projeto. Entretanto, os volumes e natureza do tráfego são os indicadores das necessidades a atender e afetam diretamente as características geométricas, como o número de faixas e suas larguras, os raios das curvas e as rampas. Para projetar uma rodovia, assim como uma ponte, é indispensável conhecer os volumes de veículos e a grandeza das cargas que as utilizarão.

Dados de tráfego são obtidos com pesquisas de campo. É função dos órgãos públicos responsáveis pelas rodovias levantar regularmente os volumes, tipos e cargas dos veículos da malha viária existente. Essas informações ajudarão na previsão do tráfego a ser atendido no futuro.

As seções seguintes constituem uma breve revisão dos conceitos e fatores mais importantes, relativos aos dados de tráfego, que são utilizados em projetos viários. Para maior orientação, deve-se consultar o *Manual de Estudos de Tráfego – DNIT – 2006*.

4.1.2 Volume Médio Diário

A grandeza básica da demanda de tráfego é o Volume Médio Diário (VMD). O VMD é obtido dividindo-se o volume total de veículos durante certo período de tempo (maior que um dia e menor que um ano) pelo número de dias do período. O VMD é determinado de forma precisa, quando se dispõe de contagens contínuas de tráfego. Quando se fazem contagens periódicas, o VMD pode ser estimado a partir de fatores de ajustamento relativos às estações do ano, meses, dias da semana e horas do dia em que foram feitos os levantamentos.

O conhecimento do VMD é imprescindível para a justificativa dos gastos a serem feitos com uma rodovia. Exceto em casos de rodovias com baixo volume de tráfego, é necessário conhecer as variações dos fluxos durante os meses do ano, os dias da semana e os períodos do dia. Em vias

urbanas, a distribuição do tráfego nos períodos de ida e volta do trabalho e nos fins de semana é essencial para o seu planejamento e projeto.

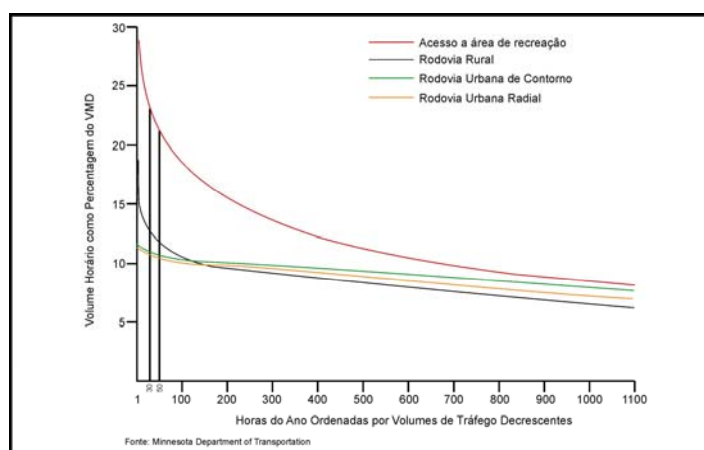
4.1.3 Volume Horário de Projeto

Define-se como Volume Horário de Projeto (VHP) o volume de veículos por hora, que deve ser atendido em condições adequadas de segurança e conforto pelo projeto da via em questão. Projetar uma rodovia em condições ideais consiste em dotá-la de características que atendam à máxima demanda horária prevista para o ano de projeto, com Nível de Serviço adequado. Nessas condições, em nenhuma hora do ano seria ultrapassado o Nível de Serviço prefixado. Em contrapartida, o empreendimento seria antieconômico, pois a rodovia ficaria superdimensionada durante as demais horas do ano.

Assim, o dimensionamento da rodovia deve prever certo número de horas do ano em que o Nível de Serviço é inferior ao desejado. Esse número define o volume horário de tráfego que deve ser usado como base para o projeto. Quando se dispõe de contagens horárias contínuas de uma rodovia, que abranjam um período de um ano inteiro, pode-se determinar o volume horário a ser usado no projeto através do critério denominado “Curva da Enésima Hora”. Esta curva consiste na ordenação decrescente de todos os Volumes Horários Anuais, expressos em porcentagem do Volume Médio Diário (VMD), designado como fator K.

A Figura 3 a seguir mostra a relação entre o Volume Horário de Tráfego, medido como porcentagem do VMD, e o número de horas no ano em que esse volume é excedido. Essa relação foi determinada para rodovias rurais norte-americanas e, apesar de não corresponder exatamente às condições brasileiras, permite avaliar a grande uniformidade do comportamento do tráfego, já que se vem mantendo, através dos anos, com muito pequenas alterações.

Figura 3 – Relação entre a Hora e o Volume de Tráfego em Rodovias Norte-americanas



A figura permite concluir que a curva de ordenação horária tem uma peculiaridade importante, qual seja, sofre uma mudança rápida de declividade (joelho) por volta da 30ª Hora. O volume (VHP) correspondente a esta hora tem fortes razões para ser escolhido como Volume Horário de Projeto, já que um aumento substancial de seu valor implicará em que poucas horas mais sejam atendidas adequadamente pelo projeto e uma redução relativamente pequena resultará na exclusão de um número significativo de horas.

Por conseguinte, o critério da Enésima Hora sugere que se escolha como valor de K, a se usar no projeto, aquele fornecido pelo trecho onde a curva muda rapidamente de declividade. Cabe observar que esta mudança de direção não é precisa, permitindo certa variação na escolha da Hora de Projeto, o que possibilita ao técnico melhor adequar seu estudo. Admite-se a utilização, para o tráfego futuro, de um fator K determinado com base em dados disponíveis por ocasião dos levantamentos, o que significa aceitar que a forma da curva em questão não se altera com o passar do tempo.

A prática habitual nos Estados Unidos determina, como base de projeto, um volume entre a 30ª e a 100ª Hora. Para rodovias rurais, frequentemente utiliza-se o volume da 30ª Hora, mas tal utilização não deve ser interpretada como uma recomendação para a sua adoção rígida, mas antes, como um exemplo das correlações típicas da hora de pico e sua evolução. No Brasil tem-se sido mais tolerante na escolha do Volume Horário de Projeto (VHP), chegando-se a adotar o Volume da 50ª Hora, nos locais em que se dispõe de contagens mecanizadas permanentes. O valor de $K = 8,5\%$ do VMD tem sido adotado como representativo da 50ª Hora para rodovias rurais em que não se dispõe de informações mais precisas do comportamento do tráfego, conforme resultados apresentados na Tabela 3, transcrita do *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais*. Os mesmos critérios se aplicam, também, a áreas urbanas. Contudo, onde as flutuações do tráfego forem claramente diferentes das correspondentes às rodovias rurais, outras horas do ano devem ser consideradas como base para o projeto.

Tabela 3 – Fatores K nas Rodovias Rurais

Região	Fator K		Nº de postos
	K30	K50	
Norte	8,2%	8,0%	3
Nordeste	9,0%	8,5%	42
Centro-oeste	9,0%	8,6%	29
Sudeste	9,3%	8,8%	73
Sul	9,6%	9,1%	55
<i>Média Ponderada</i>	<i>9,3%</i>	<i>8,8%</i>	<i>202</i>

Fonte: PNTC – 1996

Investigações recentes feitas nos Estados Unidos indicam que os valores típicos de K são dependentes diretamente do grau de desenvolvimento e urbanização da área em que se situa a via, decrescendo para volumes crescentes do VMD, conforme mostrada na Tabela 4.

Portanto, a grandeza da variação da 50ª Hora ou de outro nível escolhido, depende de vários fatores e deve ser determinada para cada estado, zona ou, se possível, para cada rodovia. Por sua vez, a escolha de um apropriado Volume Horário de Projeto (VHP) transforma-se num problema de equilíbrio econômico entre os benefícios previstos e o custo de construção, envolvendo, muitas vezes, decisões administrativas, que saem do escopo deste Manual.

Tabela 4 - Fatores de “K” Típicos nas Vias Norte-americanas

Tipo de Área	Fator K
Urbana	9,1%
Suburbana	9,3%
Rural em transição para Urbana	9,3%
Rural desenvolvida	9,5%
Rural não desenvolvida	10,0%

Fonte: Florida Department of Transportation, 1995.

Cabe observar, que nas rodovias de grande variação sazonal (turísticas, recreacionais etc.) ou com variações de fluxo incomuns (festas religiosas, eventos esportivos etc.), elevados volumes de tráfego são concentrados durante períodos específicos, podendo exceder de muito os valores da 50ª Hora. Nestes casos devem-se efetuar estudos mais detalhados para determinar o Volume Horário de Projeto (VHP). Os usuários geralmente aceitam um projeto que seja menos satisfatório durante os picos sazonais do que no caso em que se têm flutuações menos acentuadas de fluxo. Por outro lado, o projeto não pode ser tão econômico e ocorra congestionamento severo de tráfego durante as horas

de pico. Pode ser mais recomendável, portanto, escolher um Volume Horário de Projeto (VHP) em torno de 50% dos volumes esperados em umas poucas horas mais carregadas no ano de projeto, independente de se tratar da 50ª hora. Algum congestionamento pode surgir nas horas de pico, mas a capacidade desejável não deve ser excedida.

Em áreas urbanas, objeto do presente manual, o VHP pode ser determinado a partir de contagens nos períodos de pico dos dias típicos da semana. Os volumes de tráfego nos períodos mais carregados do dia refletem as condições de operação que devem ser usadas para o projeto. O tráfego mais intenso se situa nas horas de “rush”, que se repetem dia a dia, nos períodos da manhã e fim de tarde, ida e volta do trabalho, e são as mais significativas para o Projeto. Ordenando-se de forma decrescente os volumes de tráfego das vias urbanas norte-americanas, verifica-se que há, usualmente, pouca diferença entre os volumes da 30ª Hora (usada para vias rurais) e da 200ª Hora. Para condições urbanas típicas, geralmente, o maior volume é encontrado na hora de pico da tarde, volta do trabalho. Uma forma de determinar um VHP adequado para o projeto é relacionar os volumes dos períodos de pico da tarde, de cada semana do ano, e calcular sua média (em alguns locais pode ser necessário utilizar o período de pico da manhã, ao invés do da tarde). Para as vias urbanas, esse valor corresponde ao 26º maior Volume Horário do ano, se realmente os volumes do período da manhã forem inferiores aos maiores valores da tarde. Se os volumes da manhã forem da mesma ordem de grandeza dos volumes da tarde, corresponderá ao 50º maior volume horário do ano.

Considerando que não deve haver grande diferença entre as condições relativas americanas e brasileiras, o volume da 50ª Hora, recomendado como adequado para rodovias rurais no Brasil, pode ser considerado como representativo, também, dos trechos urbanos.

Geralmente não se dispõe de contagens horárias ao longo do ano para determinar a hora de projeto das vias urbanas. As estimativas de volumes de tráfego são feitas a partir de valores de VMD obtidos no processo de planejamento de transporte. A partir desses volumes, com auxílio de pesquisas complementares, são determinados os valores de VHP.

Nos casos mais comuns, a demanda do tráfego futuro é determinada no processo de planejamento de transporte, em termos de viagens diárias, que são alocadas ao sistema de transporte. A divisão entre transporte público e privado é incorporada nesse processo. As viagens identificadas constituirão os volumes dos trechos do sistema viário.

Os valores de VHP podem ser determinados, também, aplicando uma porcentagem representativa, usualmente de 8 a 12 % do VMD, em áreas urbanas. Em muitos casos, essa porcentagem, baseada

em dados obtidos em programas de contagens urbanas, é determinada e aplicada sistematicamente. Podem ser calculados fatores específicos para aplicação a diferentes classes de vias e áreas da região urbana. Também, podem ser desenvolvidas equações de regressão entre os valores de VHP e VMD, para diferentes valores de VMD e números de faixas.

Nas interseções, por razões econômicas, costuma-se efetuar contagens de tráfego nos períodos de pico durante um número limitado de dias. Um critério para determinação do VHP consiste na expansão e ajustamento das contagens feitas, com base nas variações horárias, semanais e sazonais da via principal, para estimar o VMD anual de cada ramo da interseção. Sobre esses VMD se aplica então o valor K adotado para a via principal.

Quando se tratar de interseção de duas vias de importância considerável pode haver a conveniência de utilizar dados das duas vias nos ajustamentos e projeções dos volumes dos ramos da interseção.

Quando não se dispuser de dados confiáveis da via principal para efetuar os ajustamentos devem-se utilizar os dados de vias da mesma região operando em condições semelhantes.

A fim de evitar a ociosidade por longo período de um investimento de grande vulto, o ano de projeto a ser considerado nas interseções não deve ultrapassar o 10º ano de vida útil. Além disso, deve ser levada em conta a dificuldade de se projetar o tráfego com grau de confiabilidade razoável além de 15 anos (5 anos para o planejamento, projeto de engenharia e construção, mais 10 anos de operação). Esta medida permitirá a utilização de cada interseção com segurança nos seus primeiros anos de funcionamento, enquanto sua adequação é analisada através de estatísticas e estudos especiais. Caso deficiências sejam constatadas até aquele ano, ou previstas para depois de seu término, executar-se-á, oportunamente, outro projeto, ampliando o existente e aproveitando parte do investimento inicial.

Os dados levantados através das contagens e suas projeções para os anos de projeto deverão ser representados por meio de fluxogramas, onde estejam bem discriminados: os sentidos e movimentos de tráfego, o ano de projeto, as unidades adotadas (carros de passeio equivalentes ou mistos) e os volumes por unidade de tempo (veículos por dia e veículos por hora).

4.1.4 Composição do Tráfego

A corrente de tráfego é composta por veículos que diferem entre si quanto ao tamanho, peso e velocidade. O conhecimento da composição dos volumes é essencial pelas seguintes razões:

- Os efeitos que exercem os veículos entre si dependem de suas características. A composição da corrente de veículos que passa por uma via influi em sua capacidade;

- As percentagens de veículos de grandes dimensões determinam as características geométricas que devem ter as vias, e os seus pesos, as características estruturais;
- Os recursos que podem ser obtidos dos usuários de uma via dependem, entre outros fatores, da composição do seu tráfego.

Para fluxo contínuo, no que se refere ao efeito na operação do tráfego, os veículos podem ser grupados em três classes:

- Carros de passeio: automóveis, vans, minivans, pick-ups, carros esportivos e utilitários;
- Ônibus: veículos de transporte coletivo com capacidade para mais de vinte passageiros;
- Caminhões: veículos de transporte de carga e veículos de recreio.

Na classe dos carros de passeio, a maioria dos veículos tem características operacionais semelhantes.

Na classe dos ônibus, deve-se distinguir, do ponto de vista operacional, as linhas regulares da cidade, com frequentes paradas e baixa velocidade média, das linhas de longa distância ou diretas, cujas velocidades são maiores e as paradas são eventuais.

Os caminhões são definidos como veículos para transporte de carga com rodagem dupla em pelo menos um eixo. Nessa classe as características operacionais variam muito, principalmente no que se refere a tamanho e relação peso/potência. Para o Projeto Geométrico é essencial identificá-los e classificá-los pelo número de eixos, número de unidades e comprimento total.

Nos Estados Unidos os caminhões representam aproximadamente 12% dos volumes de tráfego em vias rurais e 6% nas vias urbanas. Os ônibus são menos de 3% (*Highway Statistics, U.S. Department of Transportation – 1999*). Nos países menos desenvolvidos, como o Brasil, a proporção de veículos pesados é bem maior, da ordem de 36% de caminhões e 8% de ônibus, nas vias rurais.

Dada a sua natureza, a distribuição dos caminhões é mais uniforme ao longo do dia, inclusive nas horas noturnas, mas são evitadas as horas de pico, que apresentam geralmente menor proporção desses veículos. Nas proximidades dos terminais de carga, a maior regularidade nas chegadas e partidas pode resultar em maiores concentrações em certos períodos do dia. Entretanto, em face às demoras causadas pelos períodos de pico, a programação das chegadas e partidas procura evitar esses períodos.

Pelo fato de que os veículos de carga têm maior efeito no tráfego que os veículos de passeio, para fins de projeto devem ser determinadas as percentagens de caminhões nas horas de pico. No caso de

rodovia de pista simples com dois sentidos de tráfego, como percentagem do tráfego total, e no caso de rodovia de múltiplas faixas, como percentagens do tráfego por sentido.

Em interseções importantes as percentagens durante os picos da manhã e da tarde devem ser determinadas separadamente. As variações no tráfego das diversas correntes podem ser de grande vulto e influenciar o próprio projeto da interseção.

4.1.5 Distribuição por Sentido e por Faixa de Tráfego

Além da distribuição por tipo de veículo, duas outras características afetam a capacidade e o nível de serviço: as distribuições por sentido e por faixa de tráfego.

A distribuição por sentido tem um enorme impacto na operação das rodovias de pista simples, que atinge as melhores condições quando são equilibrados os fluxos nos dois sentidos. Nessas rodovias, o VHP é o volume total nos dois sentidos.

Na análise da capacidade das rodovias de múltiplas faixas estuda-se separadamente cada sentido. O volume médio diário de uma rodovia normalmente é o mesmo nos dois sentidos. No entanto, os volumes nas horas de pico podem ser diferentes. Isso frequentemente ocorre nas grandes cidades, em que é comum o pico da tarde (volta para casa) ser superior ao da manhã (ida para o trabalho). É essencial, portanto, que se determinem os volumes horários por sentido nas horas de pico. O projeto deve prever que cada sentido possa acomodar o volume horário de pico correspondente, o que pode levar a um número de faixas diferente para cada um deles.

A Tabela 5 mostra a distribuição direcional em vários tipos de vias urbanas e rurais norte-americanas.

Tabela 5 - Distribuição por Sentido de Tráfego

Hora do Ano	Percentagem do Tráfego no Sentido de Pico		
	Via urbana de contorno	Via urbana radial	Via rural
1 ^a	53	66	57
10 ^a	53	66	53
50 ^a	53	65	55
100 ^a	50	65	52

Fonte: HCM 2000

Nas rodovias de múltiplas faixas, a distribuição por sentido na hora de pico deve ser determinada por medições de campo na própria rodovia ou, no caso de rodovia planejada, através de medições em rodovias paralelas, preferivelmente naquelas em que se prevê que grande parte do tráfego da

nova rodovia será desviada das rodovias consideradas. O valor da distribuição por sentido pode ser determinado pelo produto da percentagem, correspondente à hora de projeto (em geral 50ª Hora, no Brasil), pelas percentagens correspondentes a cada sentido na hora de pico. Se, por exemplo, o volume horário de projeto (VHP) for 15% do VMD e a distribuição por sentido for 60:40, no sentido mais carregado tem-se: $0,15 \times 0,60 \times \text{VMD}$ ou 9% do VMD.

No projeto de interseções devem ser conhecidos os volumes de todos os movimentos durante a hora de projeto. Para essa informação são considerados os volumes do pico da manhã e do pico da tarde, porque costumam variar significativamente, inclusive em sentido. Normalmente o projeto é baseado no VHP, que deve ser atendido na hora de pico da manhã em um sentido e na hora de pico da tarde no sentido contrário. Os volumes totais podem ser os mesmos nesses dois picos horários, mas as percentagens de tráfego nos dois sentidos são invertidas. Nas interseções, as percentagens do tráfego de aproximação que gira à direita e do que gira à esquerda, de cada ramo, devem ser determinadas separadamente para o pico da manhã e para o pico da tarde. Os fluxos devem ser obtidos por contagens, por estudos de origem e destino ou por ambos.

Com relação à distribuição dos veículos por faixa de tráfego, a variação dos volumes de tráfego, entre as faixas de uma rodovia, apresenta pouca uniformidade, dependendo do tipo de rodovia e da sua localização. A distribuição do tráfego em uma via expressa, por exemplo, é afetada pelo número de faixas, pelas eventuais restrições relativas à circulação de veículos pesados em certas faixas, localização de ramos de acesso e hábitos locais.

Quando há mais de uma faixa de tráfego, a distribuição dos veículos dos diversos tipos depende de vários fatores. Por exemplo, em vias urbanas os carros tendem a evitar a faixa em que há muitas paradas de coletivos e de táxis, que agravam as interferências provocadas por movimentos de giros nas travessias e acessos à mesma. Se há duas faixas, tendem a usar a da esquerda; se há três, preferem a do meio. Em vias rurais, em geral, a faixa da direita acomoda menor volume de tráfego.

A Tabela 6 adiante apresenta dados de distribuição por faixa de vários tipos de veículos em diversas rodovias norte-americanas. Esses dados devem ser encarados apenas como ilustrativos e não pretendem representar valores típicos, já que há inúmeros fatores que provocam distribuição diferente em outras rodovias. Trata-se de dados que se podem considerar razoáveis para os Estados Unidos, mas não há como adotá-los em outro país, sem pesquisas adequadas.

Tabela 6 - Distribuição por Faixa de Tráfego por Tipo de Veículo

Rodovia	Tipo de Veículo	Distribuição Percentual por Faixa ^b		
		Faixa 1	Faixa 2	Faixa 3
Lodge Freeway, Detroit	Leve ^a	29,2	38,4	32,4
	Caminhão não articulado	30,8	61,5	7,7
	CVC	88,5	2,9	8,6
	Todos veículos	30,9	37,8	31,3
1-95, Connecticut	Leve ^a	34,6	40,9	24,5
	Todos veículos	37,1	40,4	22,5
1-4, Orlando	Todos veículos	29,9	31,7	38,4

Fonte: HCM 2000

a – Automóveis, vans, pick-ups

b – Faixas numeradas a partir do acostamento

CVC – Combinação de veículo de carga

4.2 CAPACIDADE

4.2.1 Considerações gerais

O termo “Capacidade” é usado para representar o número máximo horário de veículos que se estima poder passar por uma dada seção ou trecho homogêneo de uma rodovia, durante certo período de tempo, segundo determinadas condições existentes da rodovia e do tráfego. No sentido geral, o termo inclui relações mais amplas entre as condições e características da rodovia, a composição do tráfego e os padrões de fluxo, assim como o grau relativo de congestionamento em vários níveis de volume de tráfego, desde os muitos leves até os que igualam a capacidade da via, conforme definida acima. O assunto é discutido aqui de forma genérica.

Os parágrafos seguintes constituem uma breve revisão dos princípios e fatores mais importantes relativos à capacidade do projeto rodoviário e sintetizam os valores adotados para vários tipos de rodovias. A fim de determinar a capacidade de um projeto específico de rodovia, o engenheiro encarregado do projeto deve procurar orientação na edição mais recente do Manual de Capacidade Rodoviária (*Highway Capacity Manual* - HCM). A edição que foi usada como referência básica para este texto, publicada em 2000, altera alguns procedimentos contidos nas edições anteriores, com base em pesquisas mais recentes.

Cabe ressaltar que os métodos para estimar a capacidade expostos no HCM são fundamentalmente empíricos e se baseiam em observações feitas nos Estados Unidos, assim como em critérios e normas estritamente norte-americanos. É evidente que os postulados em que se baseiam esses métodos variam de um país a outro e dentro de um mesmo país. Os motoristas não conduzem seus

veículos de igual forma em todos os lugares, nem seus comportamentos e grau de obediência às regras de trânsito têm uniformidade geográfica. O tamanho e demais características dos veículos, bem como a composição de tráfego, mudam de um local para outro. O conceito de congestionamento é muito variável e o grau de tolerância é função dos recursos disponíveis.

A capacidade depende de fatores complexos, não tendo sentido sua determinação exata, já que são inúmeros os fatores que a influenciam, variando de região para região e com a época em que se faz a sua análise. Os valores obtidos com a metodologia do HCM têm precisão satisfatória para as suas finalidades práticas. Diga-se, a favor do HCM, que tem sido atualizado sistematicamente, com contínuo aperfeiçoamento, incorporando significativos avanços na determinação da Capacidade e níveis de serviço. A edição de 2000 permite a obtenção dos níveis de serviço por sentido de tráfego, níveis de serviço nas rampas de subida (terceira faixa), níveis de serviço em interseções com e sem sinalização semafórica, capacidade de terminais de entrada e saída etc. Além disso, os métodos podem ser aplicados com a utilização de sistemas de processamento eletrônico disponíveis.

O que parece inegável é a universalidade do método adotado pelo Manual de Capacidade que, além de servir de guia para futuros estudos, dá a oportunidade de sua aplicação em outros países, ajustando os resultados americanos. Com efeito, à falta de uma análise detalhada das condições de cada cidade, os resultados do HCM podem ser aplicados diretamente, já que sempre se chega a aproximações razoáveis da realidade. Não se deve, entretanto, abandonar o desenvolvimento de métodos próprios, mais condizentes com a nossa realidade.

4.2.2 Aplicação

As informações sobre capacidade das rodovias são usadas para três objetivos gerais:

- a) **Estudos de planejamento de transporte.** A análise da capacidade das rodovias é usada para avaliar se a rede rodoviária existente é adequada para suportar o tráfego atual e estimar até quando continuará satisfatória, em função do tráfego crescente, o que ocorrerá quando o volume de tráfego atingir um nível pouco abaixo da capacidade, mas já com grau indesejável de congestionamento.
- b) **Projeto rodoviário.** O conhecimento da capacidade rodoviária é essencial para que a rodovia planejada seja devidamente adequada às exigências do tráfego, tanto na seleção do tipo de rodovia como no seu dimensionamento: largura, número de faixas e extensões mínimas em trechos de entrecruzamento.

c) Análise operacional. Os dados sobre capacidade das estradas são utilizados na análise da operação do tráfego para vários fins, especialmente para identificar locais de engarrafamento (existentes ou potenciais) e planejar melhorias operacionais, que poderão resultar de medidas a serem adotadas no controle do tráfego ou de alterações na geometria da rodovia em pontos específicos.

O grau de exatidão dos dados necessários varia segundo as diversas finalidades a que se destinam. Para análise de operações de tráfego em que o êxito de pequenas melhorias pode ser medido em termos de alguns veículos por hora é desejável um alto grau de precisão. Para projetos de rodovias, uma menor precisão pode ser suficiente, pois os dados sobre o tráfego são frequentemente estimados para períodos de 10 a 25 anos e envolvem volumes aproximados de veículos, bem como sua composição e padrões de movimentação.

Os comentários aqui contidos destinam-se a fornecer informações suficientemente detalhadas para garantir um equilíbrio razoável entre os padrões da rodovia objeto de planejamento e a estimativa do tráfego futuro, de modo que as condições operacionais desejadas não se situem abaixo de um nível aceitável. Aqueles que desejarem maior grau de aprofundamento do que o encontrado neste texto devem consultar os inúmeros trabalhos existentes sobre o assunto, especialmente o HCM.

4.2.3 A Capacidade como um dos condicionantes do projeto

a) Volume horário de projeto e volume de serviço

Volume Horário de Projeto é o volume estimado do tráfego que utilizará a via durante o ano de projeto, que geralmente ocorrerá 10 anos após a sua abertura ao tráfego. Sua determinação é um dos resultados do processo de planejamento. O conceito de Volume Horário de Projeto (VHP) já foi discutido anteriormente na seção 4.1.3.

Volume de Serviço é o volume horário máximo de tráfego que uma rodovia, com determinadas características, poderá suportar sem que o grau de congestionamento se situe abaixo de um nível preestabelecido. Ou seja, é o volume representativo do fluxo de tráfego operando em um determinado nível de serviço.

O objetivo é criar rodovias com dimensões e características geométricas tais, que o volume de serviço previsto não seja inferior ao fluxo de tráfego durante os 15 minutos mais carregados da hora de projeto, mas não tão elevado, que possa resultar em desperdício de recursos. Quando esse objetivo for alcançado, o resultado será um sistema rodoviário bem equilibrado e econômico.

b) Medidas de congestionamento

No projeto geométrico de uma rodovia há três fatores básicos que devem ser considerados:

- Características técnicas do projeto geométrico;
- O tráfego a ser atendido;
- O grau de congestionamento a ser tolerado.

Os dois primeiros podem ser estabelecidos de forma precisa. Por exemplo, o raio mínimo, as dimensões da seção transversal e a distância mínima de visibilidade podem ser expressos em metros, e a rampa máxima, em percentagem. O tráfego pode ser expresso em número de veículos por hora, sua composição em veículos por classe e tipo, e sua distribuição em % por sentido.

Uma escala de valores para caracterizar o grau de congestionamento é, contudo, de difícil definição. Diversas formas de medir os serviços prestados por um trecho de rodovia têm sido sugeridas, incluindo segurança, liberdade de manobra, relação do volume de serviço com a capacidade, velocidade de operação, velocidade média de percurso etc. No caso de interseções, o tempo de espera necessário para realizar as manobras é uma medida de congestionamento comumente usada.

Para o fluxo ininterrupto ou contínuo, as condições de operação são definidas por três parâmetros:

- Velocidade;
- Volume;
- Densidade.

A densidade mede a proximidade entre veículos e reflete a liberdade de manobra dentro da corrente de tráfego. É um parâmetro crítico para a descrição da operação desse tipo de fluxo. Quando o fluxo é baixo há pouca interferência entre os veículos. À medida que o fluxo cresce, a densidade aumenta, provocando maior interferência e redução da velocidade. Um fluxo máximo é eventualmente atingido com velocidade claramente reduzida. Esse fluxo, por definição, é a capacidade da rodovia. À medida que se aproxima da capacidade, o fluxo se torna mais instável, devido à proximidade dos veículos. Ao ser atingida a capacidade, os conflitos provocados por veículos entrando ou saindo da rodovia, ou executando manobras de mudança de faixa, criam distúrbios que não podem ser absorvidos. Torna-se difícil manter a operação próxima à capacidade por períodos de tempo mais longos. Quase inevitavelmente, formam-se filas e surgem engarrafamentos. Por estas razões, normalmente as rodovias são projetadas para operarem com volumes inferiores à sua capacidade.

No caso de fluxo interrompido, como o que se tem em ruas com tráfego controlado por semáforos, o usuário não está preocupado com a velocidade, mas sim em evitar longas ou sucessivas paradas em interseções. O tempo médio de espera é a principal medida na avaliação de interseções sinalizadas ou não. Trata-se de medida de determinação fácil e que reflete o conceito que os motoristas fazem da qualidade do fluxo.

c) Relação entre congestionamento e fluxo de tráfego

Congestionamento não significa necessariamente uma parada completa do tráfego. Representa restrição ou interferência no fluxo normal do tráfego. Para qualquer classe de rodovia, o congestionamento aumenta com o crescimento do fluxo de tráfego, até que fique muito próximo da capacidade. À medida que o fluxo se aproxima da capacidade, pequenos distúrbios provocam paradas sucessivas na corrente de tráfego e consequente redução do fluxo, que pode entrar em colapso.

Nos trechos de rodovias em que as correntes de tráfego têm que convergir e divergir em distâncias relativamente curtas (entrecruzamentos), o grau de congestionamento é função das distâncias em que as manobras têm que ser feitas e dos volumes de tráfego envolvidos nessas operações.

Em vias arteriais de áreas urbanas, a velocidade média de percurso costuma variar pouco com as mudanças de fluxo de tráfego. Em interseções controladas por semáforos, entretanto, os tempos de espera podem crescer exageradamente, quando os fluxos se aproximam da capacidade. Ocorrem, então, maiores graus de congestionamento, com redução das velocidades de percurso e aumento dos tempos de viagem, com reflexos no comportamento das interseções anteriores.

d) Graus aceitáveis de congestionamento

Em áreas urbanas os usuários tendem a aceitar um grau moderado de congestionamento. Esse grau varia com um determinado número de fatores.

O motorista médio compreende que as medidas necessárias para aliviar os congestionamentos variam de custo em cada caso, e aceita um grau maior de congestionamento em áreas cujas melhorias exigiriam grandes obras. Os motoristas são, também, mais tolerantes em deslocamentos curtos que em longos. Não há, entretanto, nenhuma tolerância com os congestionamentos que surgem com a proximidade da capacidade.

Do ponto de vista dos responsáveis pelas rodovias, o grau de congestionamento que os usuários experimentarão é função das disponibilidades de recursos, que historicamente não são suficientes para atender a todas as necessidades e impedir que as vias atinjam a proximidade da capacidade.

O grau adequado de congestionamento que deve ser usado no planejamento e projeto de melhorias de rodovias é determinado confrontando os desejos dos motoristas com os recursos disponíveis para seu atendimento. O grau de congestionamento que não deve ser ultrapassado em uma rodovia, no ano de projeto, deve ser obtido pela determinação de:

- Condições de operação que a maioria dos motoristas aceita como satisfatórias;
- Maior conjunto viável de melhorias, do ponto de vista do órgão governamental responsável;
- Disponibilidade financeira para atendimento dessas melhorias.

A compatibilização das melhorias desejadas com os recursos disponíveis é um processo administrativo da maior importância. Inicialmente, decide-se qual o nível de serviço que não deve ser excedido no período de projeto. O projeto adequado para uma rodovia específica (por exemplo, o número de faixas) pode, então, ser determinado com base nos conceitos discutidos nas seções que se seguem.

e) Princípios referentes a graus aceitáveis de congestionamento

Não existe um método preciso para determinar o grau máximo de congestionamento que pode ser aceito como base para o projeto. Esta decisão não resulta de um modelo matemático nem de um programa computadorizado de processamento. Pode-se, entretanto, seguir a orientação de alguns princípios gerais para chegar a uma solução.

- *Princípio 1* - A rodovia deve ser projetada de modo que o volume de projeto não exceda a capacidade, nem mesmo em curtos intervalos de tempo.

Uma demanda de tráfego superior à capacidade pode se tornar intolerável para o motorista. Além disso, quando o congestionamento resulta em um processo contínuo de paradas e partidas (diferentemente de controle por semáforos), o fluxo que pode ser atendido é reduzido drasticamente. Surgem paradas, quando a capacidade é excedida, mesmo em curtos intervalos de tempo. Tem que ser levada em conta a variação do tráfego dentro da hora de projeto, para atender a seu fluxo de pico. Os procedimentos a serem adotados são discutidos neste capítulo, sob o título de “fator horário de pico”.

Onde o tráfego é controlado por semáforos em interseções, a relação entre demora e capacidade pode ser extremamente complexa. É possível haver enormes demoras e longas filas, com o tráfego representando 75 a 85 % da capacidade. Pode, também, acontecer o contrário: uma interseção operando na capacidade pode ter esperas pequenas se o ciclo do sinal é curto e/ou há sinalização sincronizada (onda verde).

- *Princípio 2* - O volume de projeto por faixa de tráfego não deve exceder o fluxo que pode ser dissipado por uma fila de veículos parados.

Este princípio é aplicável a vias expressas e outras rodovias de faixas múltiplas de alto padrão técnico. Por exemplo, se o tráfego em uma via expressa é parado, mesmo por poucos momentos, o fluxo máximo que se pode obter é o que pode ser dissipado por uma fila de veículos parados, que é inferior à capacidade de uma faixa com fluxo livre. Se a demanda de tráfego excede o fluxo de carros que podem partir da cabeceira de uma fila de veículos parados, a fila crescerá com o tempo em vez de se dissipar, mesmo que se tenha removido a causa da parada. O fluxo com que veículos podem partir de uma fila parada é estimado em 1.500 a 1.800 unidades de carro de passeio por faixa, por hora.

- *Princípio 3* - Os motoristas devem ter alguma liberdade na escolha de sua velocidade. A margem de liberdade deve estar relacionada com a extensão da viagem.

Este princípio se aplica a todos os tipos de ruas e rodovias. O grau de liberdade que pode ser dado é uma decisão subjetiva. Por exemplo, em vias expressas congestionadas, com velocidades médias de 100 km/h, o intervalo de velocidades entre os veículos mais rápidos e os mais lentos é da ordem de 25 km/h. Esta faixa pode ser satisfatória para distâncias curtas.

Para viagens longas, devem ser possibilitadas velocidades médias maiores, talvez 10 km/h superiores que as correspondentes a viagens curtas em áreas densamente desenvolvidas. Uma velocidade média de 110 km/h, ou mais, pode ser conseguida em vias expressas com volumes de tráfego baixos ou moderados. No entanto, o alto custo de implantação de vias expressas urbanas usualmente atua contra a possibilidade de atingir essa velocidade fora de áreas suburbanas, como é discutido no *Princípio 6*.

- *Princípio 4* - Condições de operação devem prover certo nível de liberdade de tensões para os motoristas, compatível com a duração e comprimento de suas viagens.

Este Princípio pode parecer um corolário do anterior. O *Princípio 3*, entretanto, representa tensões originadas pela impaciência, enquanto o *Princípio 4* lida com tensões provocadas por dirigir em uma corrente de tráfego muito densa e rápida, com velocidade superior à confortável para o motorista, mas que ele não tem poder para controlar. Se o motorista reduz sua velocidade é ultrapassado por outros, que impedem que ele se situe a uma distância confortável do carro dianteiro, como desejava. Viagens em vias expressas, com velocidades de 65 a 100 km/h e tráfego muito denso, provocam grande tensão em muitos motoristas e devem ser evitadas, se possível. Atualmente, não há dados de pesquisas que permitam formular recomendações quanto ao tempo

máximo que se deva viajar em condições de alta densidade, mas acredita-se que as tensões aumentam com a sujeição contínua a essas condições.

Considera-se que na maioria das áreas metropolitanas são aceitáveis as tensões provocadas nas vias expressas pela densidade de 26 carros de passeio por faixa por km. No entanto, em viagens longas, a concentração requerida e as tensões que surgem são excessivas. Para atender a essas viagens devem ser projetadas vias expressas com volumes mais baixos.

- *Princípio 5* - Há limitações de ordem prática que impedem o projeto de uma via expressa ideal.

Uma seção ideal de uma via expressa deve ter faixas largas, acostamentos sem restrições de atrito lateral e a capacidade especificada no HCM. É mais provável, entretanto, que se tenha que aceitar restrições no projeto, em função da disponibilidade de faixa de domínio, dificuldades em manter raios e/ou comprimentos de faixas de mudança de velocidade adequados, distâncias entre interseções menores que as desejadas e outros fatores. Geralmente, não é praticável projetar vias expressas com capacidade uniforme em toda a sua extensão.

- *Princípio 6* - A aceitação dos motoristas quanto a condições adversas de operação é influenciada pela sua avaliação dos custos de construção e de desapropriação necessários para que se fornecesse melhor serviço.

Os usuários aceitam condições de operação inferiores, se percebem que a rodovia oferece o melhor que se pode esperar para o local. Reconhecem, de um modo geral, que rodovias são muito caras em áreas densamente desenvolvidas, com terrenos de grande valor, ou topografia desfavorável e obstáculos para travessia, como rios navegáveis ou cais. Consequentemente, aceitarão piores condições de operação, onde os custos de implantação são altos, do que em locais sem razão aparente para deficiências que possam ser corrigidas sem muita despesa. Em face aos custos de construção serem frequentemente muito maiores em cidades grandes, o presente princípio tende a suplantear o *Princípio 3*, no que concerne aos efeitos do comprimento da viagem dentro de áreas densamente desenvolvidas.

4.2.4 Outros fatores que afetam as condições de operação

A possibilidade de uma rodovia atender eficientemente ao tráfego é influenciada pelas características do tráfego e pelo projeto da rodovia.

a) Fatores da rodovia

Poucas rodovias têm projeto ideal. Embora a maioria das vias expressas modernas tenha seção transversal adequada, muitas não atendem, de forma ideal, no que se refere à velocidade de projeto, a trechos de entrecruzamento e terminais de ramos. Deficiências nesses setores resultam em uso deficiente dos trechos restantes da via expressa.

Em outras rodovias de faixas múltiplas, interseções, mesmo sem semáforos, frequentemente interferem com o fluxo livre do tráfego. O desenvolvimento às margens da rodovia, com a interferência da entrada e saída de veículos dos acessos, causa perda de eficiência e leva a congestionamentos e problemas de segurança a volumes relativamente baixos. O efeito adverso, embora apareça prontamente, pode ser difícil de quantificar. Curvas fechadas e rampas fortes nem sempre podem ser evitadas e, em alguns casos, há necessidade de adequar às dimensões da seção transversal. O conjunto dessas condições faz com que o congestionamento seja sentido com menores volumes de tráfego que em rodovias projetadas em condições ideais, protegidas por controle pleno e/ou fiscalização adequada dos acessos.

Em ruas urbanas, com interseções semaforizadas a intervalos curtos, os volumes de tráfego que seriam atendidos são reduzidos, pelo fato de que uma parte de cada ciclo de sinal tem que ser destinado, exclusivamente, ao tráfego que cruza a via.

Em uma rodovia com algumas características deficientes e com tráfego misto, com veículos de outros tipos que não apenas carros de passeio, tem-se que introduzir fatores de ajustamento dos fluxos de tráfego utilizados como volumes de projeto, para condições ideais da rodovia. Esses ajustamentos são necessários para determinar o volume de tráfego misto que pode ser atendido, com condições de operação mínimas aceitáveis na rodovia em consideração.

O HCM identifica características significativas da rodovia que podem ter efeito adverso nas condições de operação. Fornece fatores e descreve os procedimentos para determinação dos volumes de tráfego que podem ser atendidos por rodovias que não têm condições ideais de projeto. Condições que podem levar uma rodovia a apresentar características operacionais inferiores às ideais incluem faixa e acostamentos estreitos, rampas fortes, baixa velocidade de projeto e a presença de interseções, terminais de ramos e trechos de entrecruzamento. O HCM deve ser utilizado para uma análise desses aspectos e seus efeitos nas condições de operação. É apresentada a seguir uma suplementação a essa análise, no que se refere a alinhamento, seções de entrecruzamento e terminais de acesso.

– *Alinhamento*

Para qualquer velocidade, quanto melhor o alinhamento, maior é o volume de tráfego possível. Por consequência, os congestionamentos surgem com menor volume de tráfego em rodovias com piores condições de projeto. Para usar as técnicas do HCM, a rodovia deve ser dividida em segmentos com características geométricas de projeto semelhantes (trechos homogêneos). Uma simples curva ou rampa pode ser identificada como limitadora da capacidade da rodovia.

– *Trechos de entrecruzamento*

Trechos de entrecruzamento são segmentos da rodovia em que o posicionamento dos pontos de entrada e saída de tráfego faz com que se cruzem as trajetórias de alguns de seus veículos. Trechos relativamente curtos, em relação ao volume que se entrecruza, são sujeitos a congestionamento. Alguma redução na eficiência de operação pode ser tolerada pelos usuários, quando pequena e pouco frequente. Aceita-se, de um modo geral, uma redução de velocidade da ordem de 10 km/h nas seções de entrecruzamento.

Condições de operação nas seções de entrecruzamento são afetadas tanto pelo comprimento e largura da seção como pelo volume de tráfego dos diversos fluxos. Essas relações são discutidas mais adiante nesta seção e no HCM.

– *Terminais de acesso*

Ramos de acesso e terminais com demanda excessiva ou projeto deficiente têm influência negativa nas condições de operação de uma rodovia. Quando se desenvolve engarrafamento em um terminal de acesso, alguns veículos de passagem evitam a faixa lateral da rodovia, aumentando o volume de tráfego das demais faixas, contribuindo para deteriorar as condições do fluxo. Desta forma, se há apenas duas faixas por sentido, a eficiência por faixa é inferior à que se obtém com três ou mais faixas por sentido.

A perda de eficiência é função do volume de tráfego entrando ou saindo dos ramos, da distância entre os pontos de entrada e saída e do projeto geométrico dos terminais. Pouco é conhecido do efeito individual dessas variáveis, para que se possa analisá-los separadamente. É analisada apenas sua ação conjunta na faixa externa correspondente.

Além de seu efeito no tráfego de passagem, o tráfego dos ramos é sujeito a uma forma diferente de congestionamento, que não pode ser medido em termos de velocidade, demora ou tensão no motorista. O grau de congestionamento de um ramo é relacionado ao volume total de tráfego na faixa lateral da via, na vizinhança de sua junção (volume combinado do tráfego de passagem usando a faixa lateral com o tráfego usando o ramo).

O HCM contém procedimentos para estimar o volume do tráfego de passagem na faixa lateral externa de uma rodovia, logo antes do ponto de entrada ou de saída de um ramo, para várias combinações das condições da rodovia e do tráfego.

b) Fatores de tráfego

O fluxo de tráfego é composto normalmente por vários tipos de veículos: carros de passeio, caminhões, ônibus e, eventualmente, veículos de recreio e bicicletas. Além disso, o tráfego não tem um fluxo uniforme nas diversas horas do dia, nos dias do mês, nas estações do ano, nem através dos anos. Devem-se considerar essas duas variáveis, composição do tráfego e variação em termos de fluxo, na identificação dos volumes de tráfego que resultam em graus aceitáveis de congestionamento (veja observações feitas em Níveis de Serviço – subseção 4.2.5) e, também, sobre o período de tempo durante o qual o fluxo se estende.

Veículos de diferentes tamanhos e pesos apresentam diferentes características operacionais. O efeito de um caminhão na operação do tráfego é equivalente ao de vários carros de passeio. Quanto maior a proporção de caminhões, maior é a capacidade necessária. O efeito dos caminhões e ônibus no congestionamento de uma rodovia é discutido no HCM. Procedimentos detalhados são apresentados para converter volumes de tráfego misto em volumes equivalentes de carros de passeio. Esses fatores de equivalência em carros de passeio variam substancialmente para diferentes tipos de rodovia.

– Fator horário de pico

O fluxo de tráfego, em geral, é expresso em volumes de veículos por hora. Normalmente as rodovias são projetadas com um número de faixas de tráfego e outras características que a possibilitam acomodar o VHP (volume horário de projeto), considerado frequentemente como o décimo ano a partir da conclusão da construção.

O volume de veículos que passa por uma seção de uma via não é uniforme ao longo do tempo. A comparação de contagens de quatro períodos consecutivos de quinze minutos mostra que normalmente são diferentes entre si. Essa variação leva ao estabelecimento do Fator Horário de Pico (FHP), que mede justamente esta flutuação e mostra o grau de uniformidade do fluxo.

O FHP é calculado pela equação:

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

Onde:

FHP = fator horário de pico

V_{hp} = volume da hora de pico

$V_{15máx}$ = volume do período de quinze minutos com maior fluxo de tráfego dentro da
hora de pico

O valor FHP é sempre utilizado nos estudos de capacidade das vias. Adota-se normalmente o intervalo de 15 minutos, porque intervalos menores podem resultar em superdimensionamento da via e excesso de capacidade em grande parte do período de pico. Por outro lado, intervalos maiores podem resultar em subdimensionamento e períodos substanciais de saturação.

O FHP varia, teoricamente, entre 0,25 (fluxo totalmente concentrado em um dos períodos de 15 minutos) e 1,00 (fluxo completamente uniforme), ambos os casos praticamente impossíveis de se verificar. Os casos mais comuns são de FHP na faixa de 0,75 a 0,90. Os valores de FHP nas áreas urbanas se situam geralmente no intervalo de 0,80 a 0,98. Valores acima de 0,95 são indicativos de grandes volumes de tráfego, algumas vezes com restrições de capacidade durante a hora de pico.

Convém salientar que contagens de quinze minutos, se multiplicadas por quatro, para simular o volume horário, levarão a erros consideráveis de estimativa. Naturalmente, expansões baseadas em contagens observadas de 30 ou 45 minutos produzirão erros menores.

4.2.5 Níveis de Serviço

O conceito de Nível de Serviço refere-se a uma avaliação qualitativa das condições de operação de uma corrente de tráfego, tal como é percebida por motoristas e passageiros. Indica o conjunto de condições operacionais que ocorrem em uma via, faixa ou interseção, considerando-se os fatores velocidade, tempo de percurso, restrições ou interrupções de trânsito, liberdade de manobra, segurança, conforto, economia e outros.

O Manual de Capacidade Rodoviária - HCM estabelece como caráter geral 6 (seis) Níveis de Serviço para serem aplicados nas rodovias, sob diversos regimes de velocidade e volume de tráfego. Os níveis de serviço vão de A (menos congestionado) a F (mais congestionado). A Tabela 7 apresenta as definições gerais desses níveis de serviço. As definições específicas de nível de serviço diferem com o tipo da rodovia. O HCM discute este conceito com maior profundidade.

A descrição de cada um dos níveis de serviço, em termos de densidade, velocidade média de viagem e razão volume/capacidade (V/C) ou, no caso de interseções em nível, em termos de tempos

de espera, ajuda o planejador e o engenheiro projetista a determinar o nível de serviço adequado. Os limites dos níveis de serviço foram determinados subjetivamente. O HCM não apresenta recomendações para a aplicação dos níveis de serviço no planejamento de rodovias. A escolha do nível de serviço é, com muita propriedade, deixada ao usuário do HCM. A orientação contida no texto que se segue permite ao projetista relacionar os graus apropriados de congestionamento com níveis específicos de serviço.

Tabela 7 – Definição Geral dos Níveis de Serviço

Nível de Serviço	Condições Gerais de Operação
A	Fluxo livre
B	Fluxo razoavelmente livre
C	Fluxo estável
D	Fluxo próximo à instabilidade
E	Fluxo instável (limitado pela capacidade)
F	Fluxo forçado ou com interrupções

Obs: Definições específicas dos níveis de serviço A a F variam com o tipo de rodovia e são apresentadas no HCM.

O relacionamento entre o tipo de rodovia e o nível de serviço apropriado para o projeto encontra-se resumido na Tabela 8, adiante. Esse relacionamento é derivado das descrições dos níveis de serviço, dos respectivos volumes de tráfego e dos controles e critérios para graus aceitáveis de congestionamento. De acordo com as condições, as autoridades rodoviárias devem procurar oferecer o mais alto nível de serviço possível. Em áreas altamente desenvolvidas de regiões metropolitanas, as condições podem exigir o uso de níveis de serviço D, para vias expressas e vias arteriais, porém esse uso certamente será raro, sendo aconselhado, pelo menos, utilizar-se o nível de serviço C. Embora a AASHTO recomende que, para o projeto de vias urbanas, o nível de serviço não seja inferior a D, o tráfego excessivo existente em certas vias urbanas certamente leva em alguns casos à adoção do nível de serviço E (Capacidade).

Cabe ressaltar que muitos dos procedimentos utilizados, para o estudo de capacidade e os níveis de serviço, são baseados em fórmulas ou simples tabulação de dados ou representações gráficas para um conjunto de condições padronizadas, que devem ser ajustadas em função das condições reais existentes na via. Essas condições padronizadas ou ideais são denominadas “condições básicas”.

Tabela 8 – Seleção do Nível de Serviço no Projeto de Rodovias Urbanas/Suburbanas

Tipo de Via	Tipo de Terreno		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
Via Expressa	C	C	C-D
Via Arterial	C	C	C-D
Via Coletora	C-D	D	D
Via Local	C-D	D	D

Fonte: Adaptado da AASHTO, 2004 e do Traffic Engineering Handbook, 1999

Diz-se que uma rodovia se encontra sob condições básicas se os melhoramentos a ela propostos não aumentarem sua capacidade. Para efeito de estudo, não se considera a influência das condições climáticas e da qualidade dos pavimentos, supostas, por definição, como adequadas, e tampouco incidentes, impedindo o fluxo do tráfego.

As condições básicas de fluxo ininterrupto incluem:

- Largura das faixas de tráfego maior ou igual a 3,60 m;
- Afastamento mínimo lateral, de obstruções ou obstáculos fixos das bordas das faixas de tráfego, de 1,80 m;
- Velocidade de fluxo livre maior ou igual a 100 km/h, para rodovias de múltiplas faixas, e 90 km/h, para vias de pista simples com duas faixas de tráfego;
- Somente veículos de passeio na corrente de tráfego;
- Terreno plano;
- Ausência de trechos de proibição de ultrapassagem nas rodovias de pista simples;
- Ausência de impedimentos ao tráfego de passagem nas interseções, por medidas de controle de tráfego ou para atender a manobras de giro.

Nas interseções, as condições básicas compreendem:

- Largura das faixas de tráfego maior ou igual a 3,60 m;
- Terreno plano;
- Proibição de estacionamento nas aproximações;
- Somente veículos de passeio na corrente de tráfego;
- Ausência de pontos de ônibus sem faixa exclusiva;

- O local não se situa em um centro comercial;
- Ausência de pedestres.

Técnicas e procedimentos, para ajustar fatores operacionais e da rodovia, para atender a condições diferentes das ideais, são encontrados no HCM. Os resultados desses procedimentos devem ser considerados no projeto da rodovia.

No *Manual de Estudos de Tráfego* – DNIT, 2006, é apresentado o processo de determinação dos níveis de serviço para rodovias de pista simples e de quatro ou mais faixas, com as tabelas necessárias e exemplos de aplicação, com base no HCM – edição 2000.

4.2.6 Volumes de Serviço

Os fluxos de tráfego que podem ser acomodados nos diversos níveis de serviço são chamados de Volumes de Serviço. Quando um nível de serviço é selecionado para um projeto, o volume de tráfego desse nível é o volume de serviço do projeto. Ou seja, se o fluxo de tráfego na rodovia exceder aquele valor, as condições operacionais ficam situadas abaixo das previstas para a rodovia.

Quando um nível de serviço for selecionado, é desejável que todos os elementos da rodovia sejam projetados especificamente para esse nível. Essa consistência no volume de serviço resultará na garantia da velocidade de operação e ausência de interrupções dos fluxos.

O HCM oferece a base analítica para os cálculos e decisões do projeto, porém o projetista deve usar seu tirocínio para selecionar o nível de serviço adequado. O projetista pode selecionar um volume de serviço mais baixo do que a demanda prevista, no caso de certas rotas de lazer ou para atender às exigências ambientais de planejamento ou de uso específico da terra.

As Tabelas 9, 10 e 11 adiante podem ser usadas para estimar o volume horário que pode ser acomodado em determinado nível de serviço sob as condições especificadas e o número de faixas requeridas para prover o nível de serviço desejado para as condições usuais. Os efeitos das diferentes Velocidades de Fluxo Livre (VFL) e dos tipos de terreno atravessados também podem ser observados nestas tabelas. Cabe ressaltar que os volumes de serviço apresentados estão condicionados às premissas estabelecidas nas observações.

Ao projetar uma interseção, uma interconexão, uma via arterial ou uma via expressa, a seleção do nível de serviço deve ser cuidadosa, pois dessa escolha dependerá a eficiência da rodovia.

Tabela 9 - Volumes de Serviço em Rodovias Rurais de Pista Simples (Classe I – HCM)

VFL (km/h)	Tipo de Terreno	Volume de Serviço (veic/h) por Nível de Serviço				
		A	B	C	D	E
110	Plano	260	490	900	1.570	2.680
	Ondulado	130	260	710	1.490	2.500
	Montanhoso	40	160	310	610	1.410
100	Plano	260	490	900	1.570	2.680
	Ondulado	130	260	710	1.490	2.500
	Montanhoso	40	160	310	510	1.410
90	Plano	N/A	490	900	1.570	2.680
	Ondulado	N/A	260	710	1.490	2.500
	Montanhoso	N/A	160	310	510	1.410
80	Plano	N/A	N/A	490	1.420	2.680
	Ondulado	N/A	N/A	280	1.100	2.500
	Montanhoso	N/A	N/A	180	870	1.410
70	Plano	N/A	N/A	N/A	490	2.680
	Ondulado	N/A	N/A	N/A	280	2.500
	Montanhoso	N/A	N/A	N/A	180	1.410

Obs.: Admitiu-se: distribuição por sentido 60/40; 20%, 40% e 60 % de proibição de ultrapassagem em zonas planas, onduladas e montanhosas, respectivamente; 14% de caminhões; e 4% veículos de recreio.

N/A = não admissível nessa condição.

Tabela 10 – Volumes de Serviço em Rodovias de Múltiplas Faixas

VFL (km/h)	Número de Faixas da Rodovia	Tipo de Terreno	Volume de Serviço (veic/h) por Nível de Serviço				
			A	B	C	D	E
100	4	Plano	1.200	1.880	2.700	3.450	4.060
		Ondulado	1.140	1.800	2.570	3.290	3.870
		Montanhoso	1.040	1.640	2.350	3.010	3.540
	6	Plano	1.800	2.830	4.050	5.180	6.100
		Ondulado	1.710	2.700	3.860	4.940	5.810
		Montanhoso	1.570	2.470	3.530	4.520	5.320
80	4	Plano	960	1.510	2.190	2.920	3.520
		Ondulado	910	1.440	2.090	2.790	3.360
		Montanhoso	830	1.310	1.910	2.550	3.070
	6	Plano	1.440	2.260	3.290	4.390	5.290
		Ondulado	1.370	2.160	3.140	4.180	5.040
		Montanhoso	1.250	1.970	2.870	3.830	4.610

Obs.: Admitiram-se as seguintes condições: rodovia com VFL de 100 km/h atende a 5 acessos/km; rodovia com VFL de 80 km/h atende a 15 acessos/km; largura de faixa = 3,60 m; largura de acostamento > 1,80 m; faixas de sentido contrário separadas fisicamente por canteiros ou barreiras; FHP = 0,88; 5% de caminhões; e usuários regulares.

Tabela 11 – Volumes de Serviço em Rodovias Expressas

Área	Número de Faixas da Rodovia	VFL (km/h)	Volumes (veic/h) por Nível de Serviço				
			A	B	C	D	E
Urbana	4	98	1.320	1.940	2.820	3.680	4.110
	6	101	1.900	2.980	4.340	5.570	6.200
	8	103	2.590	4.070	5.920	7.500	8.310
	10	106	3.320	5.210	7.550	9.450	10.450
Rural	4	120	1.440	2.260	3.150	3.770	4.120
	6	120	2.160	3.400	4.720	5.660	6.180
	8	120	2.880	4.530	6.300	7.540	8.240
	10	120	3.600	5.660	7.870	9.430	10.300

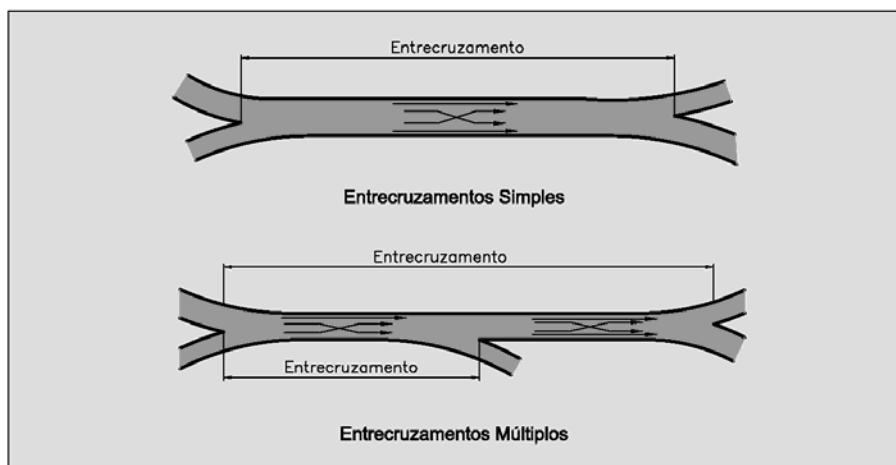
Obs.: Admitiu-se: Urbanas - VFL = 110 km/h; faixas de tráfego= 3,60 m; acostamentos = 1,80 m; terreno plano; 5% de caminhões; sem ajustamento para população de motoristas, FHP = 0,92; 0,63 interconexões por km. Rurais – VFL = 120 km/h; faixas de tráfego= 3,60 m; acostamentos = 1,80 m; terreno plano; 5% de caminhões; sem ajustamento para população de motoristas, FHP = 0,88; 0,31 interconexões por km.

a) Trechos de entrecruzamento

Trechos de entrecruzamento ocorrem quando correntes de tráfego de mesmo sentido se cruzam, executando manobras de convergência e divergência. Os entrecruzamentos podem ser simples ou múltiplos, em função da sobreposição das manobras de entrecruzamento, como exemplificado na Figura 4, a seguir.

- *Entrecruzamentos simples*: uma única entrada na corrente de tráfego é seguida por uma única saída.
- *Entrecruzamentos múltiplos*: duas entradas consecutivas na corrente de tráfego são seguidas por uma ou várias saídas, ou uma entrada na corrente de tráfego é seguida por duas ou mais saídas. Ocorrem frequentemente em áreas urbanas onde há necessidade de captação e distribuição de grandes concentrações de tráfego.

Figura 4 – Trechos de Entrecruzamento



Os trechos com manobras de entrecruzamento devem ser projetados de modo a apresentar níveis de serviço compatíveis com o restante da rodovia. O nível de serviço do trecho é função de seu comprimento, número de faixas e volumes das correntes que se entrecruzam e que seguem em frente. Valor elevado do volume total de entrecruzamento causa redução considerável na velocidade do tráfego. Acima de um determinado limite ocorrem sérios congestionamentos.

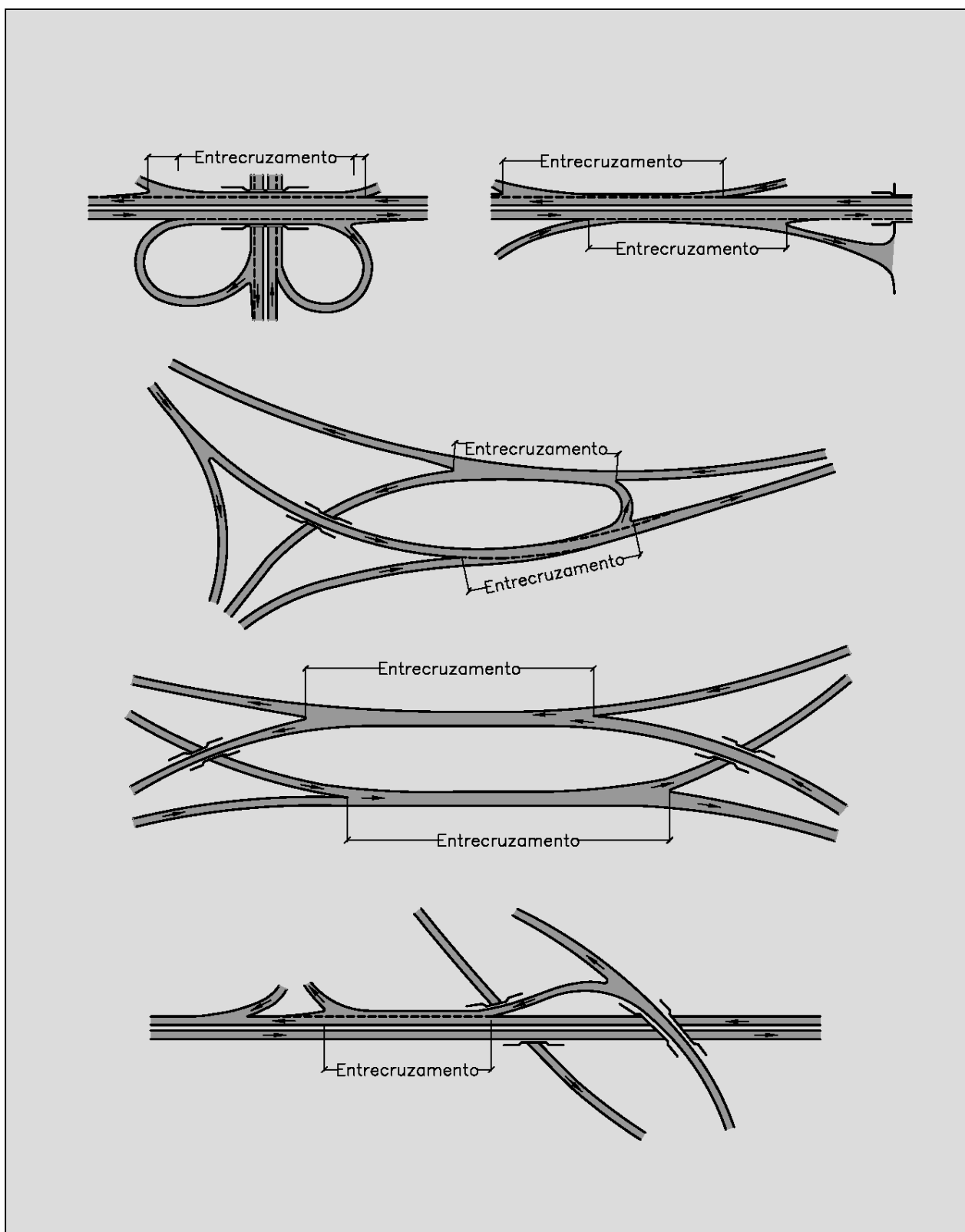
O *Highway Capacity Manual* inclui um algoritmo para prever as velocidades médias das correntes que se entrecruzam e das que seguem em frente no trecho de entrecruzamento. Os níveis de serviço são baseados nessas velocidades médias. A experiência recomenda que se fixem comprimentos máximos para que se considere relevante a análise do entrecruzamento. Além desses comprimentos, são considerados independentemente, os movimentos de convergência e divergência. O HCM recomenda que essa distância máxima seja de 750 metros.

Os principais tipos de entrecruzamento são ilustrados na Figura 5.

b) Rodovias de múltiplas faixas sem controle de acesso

Rodovias de múltiplas faixas podem ser consideradas semelhantes a vias expressas, se cruzamentos são pouco frequentes, ou se grande parte forem em desnível, e se o desenvolvimento do solo lindeiro gera pouca interferência. O nível de interferência deve ser analisado para o ano de projeto, dando especial atenção aos acessos à rodovia, considerando que são prováveis o desenvolvimento geral e o aumento do comércio durante a vida útil do projeto.

Figura 5 – Tipos de Entrecruzamento



Onde há cruzamentos de maior importância ou o desenvolvimento lindeiro provoca sensível interferência, a rodovia deve ser considerada como não tendo controle de acesso.

c) Ruas arteriais e rodovias urbanas

Frequentemente, é difícil determinar os volumes de serviço em ruas arteriais e rodovias urbanas, porque os níveis de serviço nessas vias não permanecem estáveis com o tempo e tendem a se deteriorar de forma imprevisível. Entretanto, se medidas de controle de acessos são aplicadas de início na rua ou rodovia, pode ser mantido um alto nível de operação ao longo dos anos. A capacidade de uma via arterial é geralmente determinada pela capacidade de suas interseções semaforizadas. O nível de serviço para um trecho da via arterial é definido pela velocidade média de viagem no trecho.

d) Interseções

A capacidade de projeto de uma interseção é afetada por um grande número de variáveis. Na medida em que essas variáveis possam ser previstas para o ano de projeto, a capacidade pode ser estimada para interseções semaforizadas ou não, utilizando-se os procedimentos do HCM. O projeto e o espaçamento de interseções semaforizadas, deve também, ser coordenado com o projeto de sinalização do tráfego e com as fases dos semáforos.

No *Manual de Projeto de Interseções – DNIT, 2005* é apresentado um resumo da análise de capacidade de ramos e terminais de interseções, incluindo valores de capacidade nas áreas de convergência e divergência, com base no HCM, bem como o processo de determinação dos níveis de uma rótula moderna, de acordo as normas alemãs (*Handbuch für die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen – HBS, Forschungsgesellschaft für Strassen – und Verkehrswesen – FGSV – 2001*).

e) Pedestres

Os níveis de serviço das vias de pedestres podem ser determinados com os procedimentos do HCM. São definidas as grandezas densidade, fluxo e velocidade de pedestres, para desenvolver critérios de qualidade que possam ser interpretados como níveis de serviço (NS) de seus fluxos. A relação entre essas grandezas é dada pela equação:

$$F_{ped} = V_{ped} \cdot D_{ped}$$

Onde:

F_{ped} = fluxo de pedestres (p/min/m), pedestres por minuto por metro de largura

V_{ped} = velocidade dos pedestres (m/min)

D_{ped} = densidade de pedestres (p/m²)

São definidos dois tipos de níveis de serviço: pedestres em deslocamento (passeios, escadas etc) e pedestres aguardando oportunidade para se deslocar (áreas de espera).

– *Pedestres em Deslocamento*

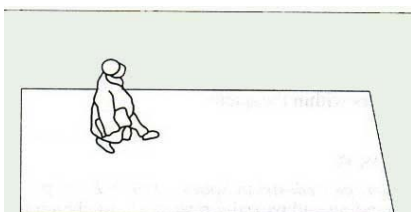
- *Nível de Serviço A* – Fluxo livre (Densidade $\leq 0,2$ p/m², Fluxo ≤ 16 p/min/m)
Os pedestres se movem pelo caminho desejado, sem serem forçados a alterar seus movimentos pela proximidade dos demais. Suas velocidades são escolhidas livremente e há pouca probabilidade de conflitos.
- *Nível de Serviço B* – Fluxo razoavelmente livre (Densidade 0,3-0,2 p/m², Fluxo 16-23 p/min/m)
Os pedestres escolhem livremente suas velocidades, mas seus caminhos já exigem atenção aos demais.
- *Nível de Serviço C* – Fluxo estável (Densidade 0,5-0,3 p/m², Fluxo 23-33 p/min/m)
Os pedestres podem se deslocar com velocidade normal e ultrapassar outros pedestres em correntes de mesmo sentido. Fluxos opostos e mudanças de trajetórias começam a causar conflitos. Há certa redução nos fluxos.
- *Nível de Serviço D* – Fluxo próximo à instabilidade (Densidade 0,7-0,5 p/m², Fluxo 33-49 p/min/m)
Os pedestres têm sua velocidade restringida e encontram dificuldade para ultrapassar outros pedestres. Fluxos opostos e mudanças de trajetórias aumentam muito a probabilidade de conflitos. Pode-se ainda considerar uma razoável fluidez nos deslocamentos.
- *Nível de Serviço E* – Fluxo instável/Capacidade (Densidade 1,3-0,7 p/m², Fluxo 49-75 p/min/m)
Os pedestres são frequentemente obrigados a ajustar entre si suas velocidades. O espaço disponível é insuficiente para permitir a ultrapassagem de pedestres mais vagarosos. Movimentos de correntes contrárias e mudanças de trajetórias são extremamente difíceis. No limite deste nível, o deslocamento é arrastado, com paradas e interrupções do fluxo.
- *Nível de Serviço F* – Fluxo forçado (Densidade $\geq 1,3$ p/m², Fluxo variável p/min/m)
O deslocamento dos pedestres é arrastado. O contato físico é frequente e inevitável. Mudanças de trajetórias e fluxos de sentidos opostos são virtualmente impossíveis. O

fluxo é esporádico. A distribuição dos pedestres mais se assemelha a grupos aguardando oportunidade de se deslocar do que a uma corrente em deslocamento.

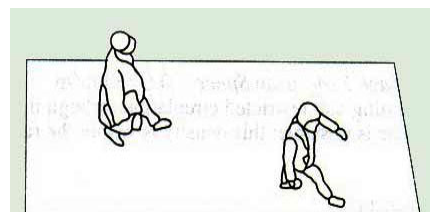
A Figura 6 ilustra os conceitos de Nível de Serviço acima descritos.

Figura 6 – Níveis de Serviço de Pedestres em Deslocamento

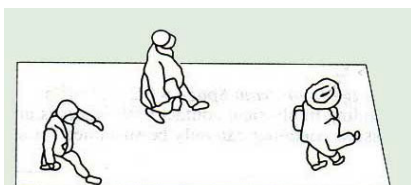
Nível A



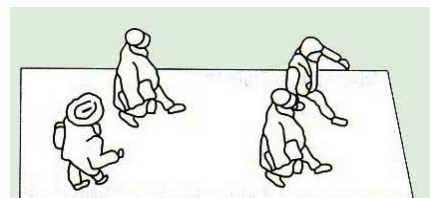
Nível B



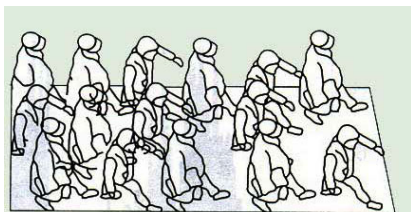
Nível C



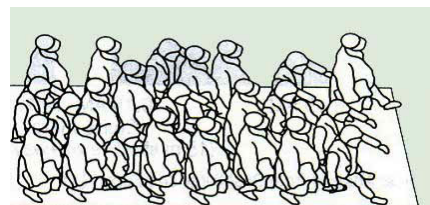
Nível D



Nível E



Nível F



– *Pedestres Aguardando Oportunidade para se Deslocar*

- *Nível de Serviço A* – Área média por pedestre $\geq 1,2 \text{ m}^2/\text{p}$
Circulação livre dentro da área, sem conflitos entre os pedestres.
- *Nível de Serviço B* – Área média por pedestre: $0,9\text{-}1,2 \text{ m}^2/\text{p}$
Circulação parcialmente restrita, para evitar conflitos.
- *Nível de Serviço C* – Área média por pedestre: $0,6\text{-}0,9 \text{ m}^2/\text{p}$
Circulação mais restrita, com prováveis conflitos.
- *Nível de Serviço D* – Área média por pedestre: $0,3\text{-}0,6 \text{ m}^2/\text{p}$
Circulação severamente restrita. Deslocamento só é possível em grupo. Espera desconfortável.
- *Nível de Serviço E* – Área média por pedestre: $0,2\text{-}0,3 \text{ m}^2/\text{p}$

Contato físico inevitável. Impossibilidade de circulação. Espera extremamente desconfortável.

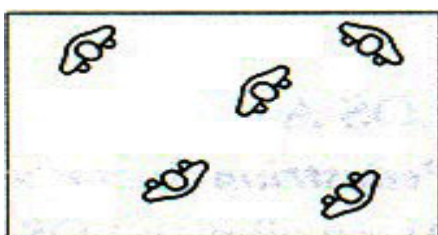
- *Nível de Serviço F* – Área média por pedestre $\leq 0,2 \text{ m}^2/\text{p}$

Virtualmente todos estão em contato físico uns com os outros. Impossibilidade de deslocamento. Cresce o potencial para pânico se o volume se tornar excessivo.

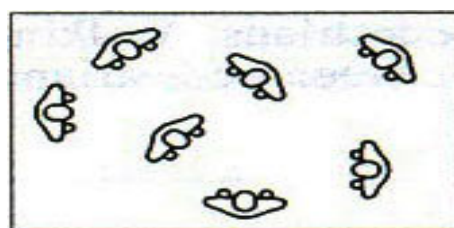
A Figura 7 ilustra esses conceitos de Nível de Serviço.

Figura 7 – Níveis de Serviço de Pedestres Aguardando Oportunidade para se Deslocar

Nível A



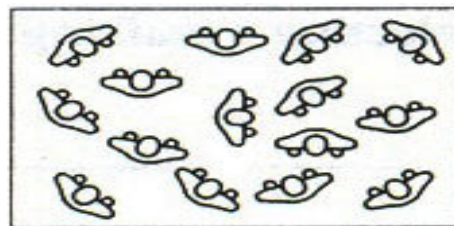
Nível B



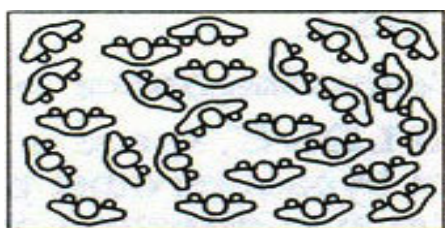
Nível C



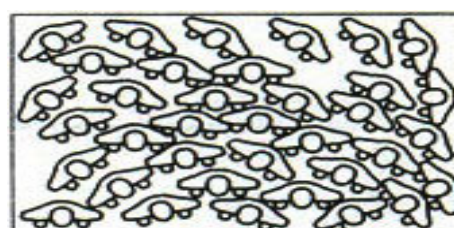
Nível D



Nível E



Nível F



f) Bicicletas

As ciclovias raramente apresentam volumes elevados de tráfego que possam atingir sua capacidade. Valores representativos da capacidade são obtidos a partir de dados esparsos, geralmente de cidades européias, ou por simulações em computador.

Estudos desenvolvidos por Botma, (*Method to Determine Levels of Service for Bicycle Paths and Pedestrian-Bicycle Paths – Transportation Research Record – 1995*) apresentam valores de capacidade de 1.600 bicicletas/h/faixa, para vias de dois sentidos de tráfego, e 3.200

bicicletas/h/faixa, para vias com um sentido. Esses valores são válidos para ciclovias não sujeitas a interrupções de tráfego. Os valores apresentados não representam condições satisfatórias de operação, merecendo ser classificadas como oferecendo Nível de Serviço F. Em uma ciclovia de sentido único, com tráfego sujeito as interrupções, a saturação é atingida com 2.000 bicicletas/h/faixa.

4.3 CONTROLE DE ACESSOS

4.3.1 Condições gerais

Controle de Acesso é o direito que o órgão rodoviário tem de controlar o acesso e a interferência de veículos e/ou pedestres com certa via, em favor do aumento da qualidade de serviço, capacidade e segurança do tráfego.

O controle é feito regulamentando adequadamente o processo de concessão de acesso a propriedades às margens da via, incluindo tipo de projeto a adotar, local de implantação, utilização de acessos já existentes e regras para seu uso.

A rodovia é classificada como de controle total de acesso quando os proprietários marginais não têm direito a acesso direto à rodovia. Significa que a preferência é dada ao tráfego de passagem, provendo conexões de acesso através de ramais de ligação com vias públicas e proibindo travessias em nível e conexões privadas diretas.

O controle parcial de acesso é menos restritivo que o anterior, não eliminando a possibilidade de concessão de acessos de uso privativo. Com controle parcial de acesso, a preferência ainda é dada ao tráfego direto, mas sem as proibições e exigências do controle total. Conexões de acesso podem ser em um nível ou com separação de níveis, e são feitas com vias públicas e alguns acessos de uso privativo. De um modo geral, controle parcial ou total pode ser obtido pela aquisição dos direitos de acesso dos proprietários da área fronteira à rodovia ou pelo uso de vias marginais de uso público.

A vantagem funcional do controle de acesso está na redução da interferência com o tráfego de passagem. Essa interferência é criada por veículos ou pedestres entrando, saindo ou atravessando a rodovia. Onde o acesso é controlado, as entradas e saídas são localizadas e projetadas em pontos adequados ao tráfego e usuários locais. Os veículos são impedidos de entrar ou sair por outros locais, de modo que, independentemente do tipo ou intensidade de desenvolvimento das áreas adjacentes, uma alta qualidade de serviço é preservada, reduzindo o potencial de acidentes. Nas rodovias em que não se regulam os acessos e o uso do solo se desenvolve sem controle, o atrito

lateral pode se tornar um fator importante na redução da capacidade, no aumento do potencial de acidentes e na redução da mobilidade do tráfego.

Técnicas de controle de acesso podem ser implementadas com base no poder de polícia e no direito à desapropriação por interesse público. O poder de polícia permite ao estado restringir ações individuais, visando o bem público e provê suficiente autoridade para a maioria das técnicas de controle da operação da rodovia: localização de entradas e saídas, projeto do acesso e proibição de acesso. O direito de desapropriação permite a tomada de propriedade para uso público, desde que se compense o proprietário. O estado pode exercer esse direito para construir vias de serviço local, adquirindo propriedades, faixas de terreno, ou eliminando direitos de acesso. As autoridades responsáveis por uma rodovia normalmente têm o direito de negar acesso direto à rodovia, quando não cumprir as exigências e normas vigentes.

Geralmente, os estados têm poder para conceder e controlar o acesso às rodovias, desde que o atenda de forma razoável. Acesso razoável não implica, entretanto, em acesso direto. A coordenação da política de acesso com uma regulamentação clara e precisa facilita o trabalho da polícia. Considerando que autoridade e interpretação de leis variam de estado para estado, é necessário que cada estado verifique seus poderes para implementar o controle de acesso. Certas técnicas podem ser permitidas em um local e não ser em outros.

A concessão do acesso envolve a provisão de acesso ao uso do solo adjacente, enquanto simultaneamente preserva o fluxo de tráfego do sistema viário no entorno, em termos de segurança, capacidade e velocidade. Assim sendo, é necessário que sejam criadas políticas de acesso para os vários tipos de rodovias, atribuindo tipos de projetos para essas políticas, sendo as mesmas incorporadas na legislação e essa legislação aprovada pelo sistema judicial.

O órgão responsável pelo acesso deve considerar a rodovia e as atividades que a envolvem como parte de um único sistema. Partes do sistema devem incluir o centro de atividades e os sistemas de circulação que o servem, acesso de e para o centro, a disponibilidade de transporte público e as rodovias servindo o centro. Todas as partes são importantes e interagem umas com as outras. Torna-se, portanto, essencial coordenar o planejamento e projeto de cada centro de atividade para preservar a capacidade do sistema como um todo e permitir um acesso eficiente a suas atividades.

A responsabilidade do órgão gestor estende os princípios de engenharia de tráfego à locação, projeto e operação de vias que servem atividades exercidas ao longo de rodovias. Inclui, também, a avaliação da adequação de um local para diferentes tipos de desenvolvimento do ponto de vista de acesso e pode, em certo sentido, apresentar-se como um novo elemento do projeto de rodovias.

Regulamentação de entradas e saídas pode ser aplicada mesmo sem implantação do controle de acesso. Cada propriedade marginal tem permissão de acesso à rua ou rodovia; o local, número e projeto geométrico dos acessos são governados pela regulamentação.

A concessão refere-se às questões básicas de quando, onde e como um acesso deve ser provido ou negado, e quais modificações legais ou institucionais são necessárias para impor essas decisões. Em um sentido geral, a concessão é a utilização adequada dos recursos disponíveis, já que é uma maneira de antecipar e prevenir congestionamento e melhorar o fluxo do tráfego.

Os elementos básicos para concessão de acessos incluem: definição dos acessos permissíveis e seu espaçamento para vários tipos de rodovias, complementado com um processo de inclusão de alterações específicas, quando um acesso necessário não pode ser conseguido de outra forma, e o estabelecimento de meios de impor seus regulamentos e decisões. Esses elementos chave, juntamente com soluções adequadas de projeto, devem ser implementados por um código legal que forneça uma base sistemática e defensável para a tomada de decisões. O código deve prover uma base comum para decisões dos setores público e privado.

Cabe ressaltar finalmente, que os Departamentos de Estradas de Rodagem dos Estados – DERs – e o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT – são os órgãos rodoviários que têm poder para conceder e controlar acessos às rodovias. O *Manual de Acesso de Propriedades Marginais a Rodovias Federais*, editado pelo DNIT em 2006, orienta e especifica a sistemática a ser adotada no processo de concessão de acessos, desde a solicitação até a elaboração do projeto, assegurando um tratamento uniforme para toda a malha rodoviária federal.

4.3.2 Princípios básicos de controle de acessos

Os seguintes princípios definem as técnicas de controle de acessos:

- a) **Classificar o sistema rodoviário pela função primária de cada rodovia.** Vias expressas enfatizam o movimento e prevêm controle completo de acesso. As ruas locais enfatizam o acesso à propriedade, ao invés do movimento do tráfego. Rodovias arteriais e coletoras devem servir uma combinação de acesso à propriedade e movimentação do tráfego.
- b) **Limitar o acesso direto a rodovias com mais alta classificação funcional.** Acesso direto à propriedade deve ser negado, ou limitado, ao longo das rodovias de classes mais altas, sempre que puder ser concedido acesso adequado por uma rodovia de classe mais baixa.

- c) **Posicionar semáforos, de modo a enfatizar os movimentos de tráfego direto.** Pontos com sinalização semafórica devem constar do plano geral de coordenação da sinalização, visando à progressão do tráfego.
- d) **Localizar as principais entradas e saídas, de modo a minimizar a interferência com as operações do tráfego.** Devem ser localizadas afastadas de outras interseções para minimizar batidas, reduzir interferência com o tráfego e prover comprimentos adequados de espera para os veículos executando movimentos de giro em entradas.
- e) **Adotar canteiro central com meios-fios intransponíveis e posicionar as suas aberturas, para orientar movimentos de acesso e minimizar conflitos.**

A amplitude do controle de acessos depende da localização, tipo e densidade do desenvolvimento, e da natureza do sistema de rodovias. As ações de gestão envolvem tanto o planejamento e projeto de novas rodovias como a adaptação das rodovias, entradas e saídas existentes.

4.3.3 Classificação dos acessos

A classificação de acessos pressupõe a preparação de um programa de controle de acessos. Deve definir quando, onde e como os acessos devem ser implantados, entre rodovias públicas e ramais ou entradas de uso privativo. A classificação relaciona os acessos permissíveis para cada tipo de rodovia, de acordo com seu objetivo, importância, e características funcionais.

O sistema de classificação funcional fornece o ponto de partida para estabelecer correspondência de rodovias a diferentes categorias de acessos. Fatores interferentes incluem o grau de desenvolvimento da área, a densidade de conexões e as características geométricas do projeto, como a presença ou ausência de canteiro central intransponível.

A classificação definirá o tipo e espaçamento de acesso permitido para cada classe de rodovia. Acesso direto pode ser negado, ser limitado a giros pela direita de saída e de entrada, ou permitido para todos ou para a maioria dos movimentos, dependendo da classe específica e tipo de rodovia. O espaçamento de semáforos, em termos de distância entre sinais, ou de acordo com a velocidade programada, deverá ser também especificado.

Exemplos de esquemas de classificação de acessos podem ser visualizados na publicação *Access Management Guidelines for Activity Centers – TRB – 1999*.

4.3.4 Métodos de controle de acessos

O órgão público responsável pode controlar os acessos por meio de estatutos, especificações relativas ao uso da terra, normas de projeto geométrico e regulamentação de uso das vias.

- a) **Controle pelo órgão público.** Cada estado e órgão de transportes local têm autoridade para controlar todos os aspectos relativos ao projeto de rodovias, para proteger a segurança pública, a saúde e o bem estar geral. Os limites com que o órgão pode aplicar regulamentações específicas em vias de acesso, localização de sinalização de tráfego, controle de uso do solo e proibição de acesso direto é especificamente constante da legislação.
- b) **Especificações relativas ao uso da terra.** O controle do uso da terra é normalmente administrado pelo poder local. Regulamentos de zoneamento podem especificar projetos a adotar, distâncias de implantação, tipos de acesso, restrições de estacionamento e outros elementos que influenciam o tipo, o volume e a localização do tráfego gerado.
- c) **Normas de projeto geométrico.** Características do projeto geométrico, tais como o uso de meio-fio intransponível, canteiro central, espaçamento entre aberturas do canteiro central, uso de ruas laterais, fechamento de aberturas do canteiro central e canalizações com meio-fios intransponíveis em interseções fazem parte do processo de controle de acesso.
- d) **Regulamentação de uso das vias.** Os órgãos governamentais podem desenvolver especificações detalhadas para implantação e administração de acessos, por meio de regulamentos, manuais de orientação etc., desde que tenham autoridade para esse fim. Manuais de orientação, geralmente, não necessitam de autorização especial, mas são fracos, do ponto de vista legal. Os municípios podem implementar políticas de administração de acessos. De forma semelhante, órgãos estaduais podem desenvolver regulamentações, quando autorizados pela legislação. A regulamentação pode negar acesso direto a uma rodovia, se é possível garantir alternativa para o mesmo, mas não pode simplesmente cancelar direito de acesso.

4.4 PEDESTRES

A interferência de pedestres no tráfego de veículos constitui um dos grandes problemas a serem considerados no planejamento e projeto de uma rodovia. Sua presença tem que ser levada em conta, tanto nas rodovias rurais como nas urbanas. O pedestre urbano, sendo em muito maior número, influencia mais o projeto de rodovias que o pedestre rural. Devido à grande demanda do tráfego de veículos nas áreas urbanas congestionadas, frequentemente é muito difícil tomar medidas adequadas para atendimento dos pedestres. Entretanto, essas medidas são indispensáveis, porque os pedestres são parte essencial das áreas urbanas, principalmente na área central e demais centros de comércio.

O atendimento dos pedestres inclui passeios públicos, faixas exclusivas para travessia, dispositivos de controle de tráfego, alterações dos meios-fios para instalação de rampas ou rebaixamento do nível da calçada, para atender aos idosos ou com dificuldades de locomoção etc. Incluem, também, paradas de ônibus e terminais de embarque e desembarque, passarelas, passeios laterais, escadas e rampas de acesso.

4.4.1 Características gerais

Os pedestres são objeto de grande preocupação, por parte dos técnicos e engenheiros projetistas, não apenas por serem os elementos mais frágeis que se deslocam na via pública, mas também por apresentarem padrões de deslocamento caracterizados pela irregularidade de trajeto e mudanças bruscas de direção e velocidade.

Para planejar e executar projetos urbanos é necessário entender o comportamento do pedestre. O pedestre normalmente não andarás mais de 1,0 km para pegar um ônibus, ou 1,5 km para chegar ao trabalho. O pedestre típico é principalmente um comprador em grande parte do tempo e apenas em uma pequena parte do dia está se deslocando para o trabalho. Como consequência, os volumes de pedestres atingem seu pico perto do meio-dia e não nos momentos de ida e volta ao trabalho. Os volumes de pedestres também são influenciados pelas condições do tempo e pelas liquidações.

As ações dos pedestres são menos previsíveis que as dos motoristas. Não costumam obedecer às leis de trânsito e, em muitos casos, os regulamentos que os envolvem não são seriamente impostos. Isso dificulta o projeto de vias que atendam a seus deslocamentos com segurança.

Pedestres tendem a se deslocar por trajetórias que representem a menor distância entre dois pontos. Por essa razão, travessias complementando as que se fazem em esquinas e interseções sinalizadas podem ser adequadas, em certas situações.

Pedestres preferem caminhar no mesmo nível, evitando passagens subterrâneas e passarelas, por mais bem projetadas e seguras que sejam. Afinal, tais dispositivos são desvios dos seus trajetos naturais, frequentemente aumentando o tempo de percurso, a distância a percorrer e o dispêndio de energia. Além disso, passagens subterrâneas são potenciais áreas de crimes, o que reduz seu uso.

Pedestres não utilizam toda a largura da calçada durante seu percurso. Em geral, mantêm-se afastados, no mínimo, 0,45 m das vitrines, paredes e muros, a não ser no caso de multidões. Procuram se manter à distância, pelo menos, de 0,35 m do meio-fio, distância essa que cresce para 0,60 m, caso haja necessidade de contornar hidrantes, postes e latas de lixo.

A Tabela 12 lista algumas características de pedestres por grupo de idade. Cabe observar que a tendência atual é aumentar, de forma crescente, a participação da população mais idosa, de modo que a maioria dos cuidados a tomar se refere a essa faixa.

Tabela 12 - Características comuns a pedestres por grupo de idade

Idade (anos)	Características
0 – 4	Aprendendo a andar. Requer constante atenção de adultos. Ainda desenvolvendo a visão periférica e a percepção de distância.
5 – 8	Maior independência, mas ainda precisa de supervisão. Percepção de distância ainda deficiente.
9 – 13	Capaz de inesperadamente atravessar correndo interseções. Pouca capacidade de julgamento. Não enxerga o perigo.
14 – 18	Melhor compreensão do tráfego. Capacidade de julgamento ainda deficiente.
19 – 40	Ativo, total compreensão do tráfego.
41 – 65	Reflexos vão reduzindo.
> 65	Dificuldade de atravessar a rua. Redução contínua da visão. Dificuldade crescente de escutar os veículos que se aproximam. Grande probabilidade de morrer, se atropelado.

Fonte: Pedestrian Facilities Guidebook Incorporating Pedestrians into Washington's Transportation System, Washington State Department of Transportation, 1977.

4.4.2 Velocidades dos pedestres

Segundo a AASHTO, as velocidades dos pedestres podem variar de 0,8 a 1,8 m/s. As velocidades dos pedestres são maiores nas travessias de meio de quadra que nas interseções. São maiores para homens que para mulheres. São afetadas por rampas fortes, temperatura ambiente, hora do dia, objetivo da viagem e idade do pedestre.

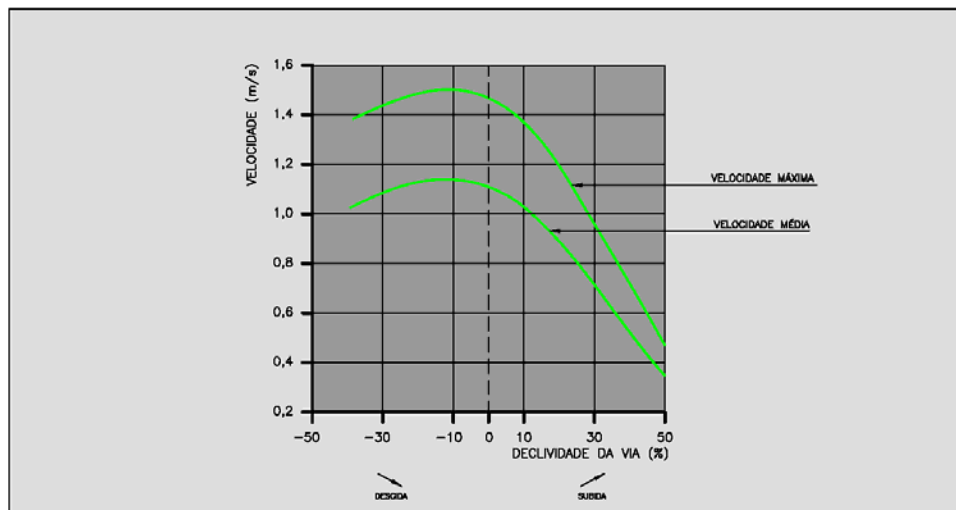
Para fins de projeto, recomendam-se as seguintes velocidades:

- Para uma proporção de menos que 20% de idosos (>65 anos): 1,2 m/s.
- Para maior proporção de idosos: 0,9 m/s a 1,0 m/s.
- Para calçadas com fluxo livre de pedestres: 1,5 m/s.

A velocidade média varia, também, com as características físicas da via. A Figura 8 adiante, obtida a partir dos estudos de Bovy (*Reseaux et Espaces Piétonniers – Institut de Technique des Transports – 1973*), mostra que a velocidade dos pedestres diminui à medida que aumenta a

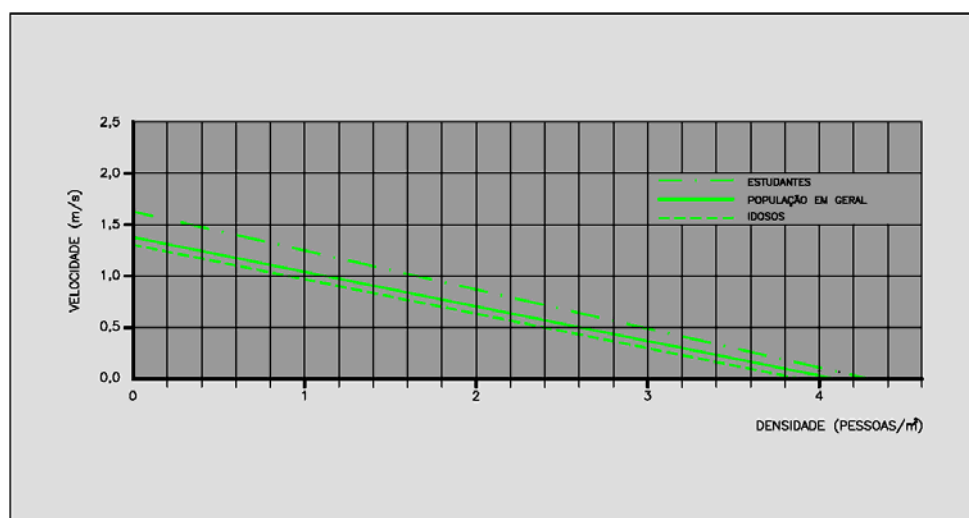
declividade da via, tanto nos aclives como nos declives. Em escadas, a velocidade média é de 0,15 m/s.

Figura 8 – Velocidade dos Pedestres em Função da Declividade da Via



Para o caso eventual de uma interseção que sofra interferência de grande número de pedestres, pode ser necessário um conhecimento mais preciso das velocidades efetivas das categorias envolvidas. O gráfico da Figura 9, adaptado dos estudos de Pushkarev e Zupan (*Urban Space for Pedestrians – MIT Press – 1975*), apresenta a velocidade de cada categoria de pedestre como função do nível de aglomeração a que está sujeita, medida pela sua densidade em pessoas por metro quadrado.

Figura 9 - Relação entre Densidade e Velocidade de Pedestres



4.4.3 Medidas para redução dos conflitos de pedestres com veículos

O planejamento e projeto das vias urbanas e suburbanas têm que levar em conta a segurança e conforto dos pedestres. Devem tratar as travessias de pedestres com extremo cuidado.

Nas travessias urbanas com número substancial de conflitos de pedestres com veículos, as medidas que se seguem devem ser consideradas para ajudar a reduzir esses conflitos e aumentar a eficiência da operação da rodovia:

- Eliminar giros à esquerda e/ou à direita;
- Proibir o fluxo livre de giros à direita;
- Proibir giros à direita com sinal vermelho;
- Mudar a operação da rua de dois para um único sentido;
- Incluir fases de sinal exclusivas para pedestres;
- Eliminar locais específicos de travessia de pedestres;
- Implantar travessias de pedestres em desnível.

Conforme já observado, a idade do pedestre é um fator importante nos atropelamentos. Pedestres muito jovens, frequentemente, são descuidados nas travessias. Os idosos podem ser afetados por limitações de audição, percepção, compreensão ou locomoção. A ausência de calçadas, forçando os pedestres a usar a mesma via dos veículos, pode também ser causa de atropelamentos. As seguintes medidas têm sido sugeridas como capazes de ajudar os pedestres, principalmente os idosos:

- Prever a adoção de calçadas nas vias urbanas;
- Nos projetos de canalização e de separação de faixas de giro, procurar adotar travessias de pequena largura para pedestres;
- Adotar menores velocidades para os pedestres na determinação dos tempos de travessia;
- Prever ilhas de refúgio, com largura adequada, em interseções de grandes dimensões;
- Iluminar adequadamente os locais potencialmente perigosos;
- Eliminar fontes de luzes intensas que possam provocar interferência com a visão;
- Adotar sistema de controle de tráfego compatível com o projeto geométrico;
- Complementar a sinalização existente, de modo a garantir a segurança dos motoristas e pedestres idosos;

- Empregar modernos sistemas de controle de tráfego;
- Utilizar sinais refletorizados com dimensão adequada e com boa legibilidade;
- Considerar a conveniência de aumentar o tamanho das letras e suas condições de refletorização para atender a pessoas com menor acuidade visual;
- Avaliar o projeto da sinalização semaforica, de modo a garantir sua adequada visibilidade e compreensão;
- Reforçar a sinalização horizontal;
- Empregar placas e marcas viárias em número suficiente para eliminar dúvidas.

Para mais informações sobre pedestres e motoristas idosos, consultar a publicação *Older Driver Highway Design Handbook* – FHWA – 1998.

4.4.4 Passeios

a) Considerações gerais

Passeios são parte integrante das ruas das cidades, mas raramente são construídos em áreas rurais. Entretanto, o potencial para atropelamentos de pedestres é maior em muitas áreas rurais, em face das velocidades maiores e ausência geral de iluminação. Os poucos dados disponíveis sugerem que passeios laterais, em áreas rurais, reduzem os atropelamentos.

Passeios laterais em áreas rurais e suburbanas são mais comumente justificados em locais indicativos do desenvolvimento local, tais como áreas residenciais, escolas, comércio local e instalações industriais, que resultam em concentrações de pedestres, perto ou ao longo de rodovias. Quando áreas residenciais suburbanas se desenvolvem, são necessárias rodovias para que o desenvolvimento ocorra, mas a construção de passeios laterais muitas vezes não é incluída. Entretanto, se a atividade de pedestres é antecipada, os passeios devem ser incluídos, como parte da construção. Acostamentos podem revelar a necessidade de passeios laterais, se forem do tipo que encoraje o uso por pedestres, em quaisquer condições de tempo. Se os passeios são utilizados, eles devem ser separados dos acostamentos. Se o passeio lateral é construído em nível mais elevado que o acostamento, a seção transversal fica próxima da que se usa em vias urbanas.

Em áreas suburbanas e urbanas, uma faixa geralmente separa a rodovia das residências e casas de comércio locais. A principal função dessa faixa é oferecer espaço para implantação de passeios laterais. Fornecem, também, espaço para iluminação das ruas, hidrantes para incêndios, mobiliário

público e vegetação de cunho estético e para servir de faixa de proteção. A largura da faixa varia muito, mas 2,40 m é considerada como uma largura mínima adequada.

As larguras dos passeios em áreas residenciais podem variar de 1,20 m a 2,40 m. A largura de um canteiro entre o passeio e a borda da via deve ter um mínimo de 0,60 m, para permitir atividades de manutenção. Passeios cobrindo toda a faixa lateral são geralmente justificados e muitas vezes adequados em áreas comerciais, complexos residenciais, perto de escolas e outros geradores de tráfego de pedestres e onde a faixa de borda é restrita.

Onde os passeios forem adjacentes ao pavimento, as larguras devem ser 0,60 m maiores que as daqueles separados do pavimento por um canteiro. Essa largura adicional serve de espaço para o mobiliário lateral da via, fora da área ocupada pelos pedestres. Serve, também, para limitar a proximidade do tráfego, para a abertura de portas de carros estacionados e para acomodar os balanços dos veículos parados em posição oblíqua.

A justificativa para a construção de passeios laterais depende do potencial de conflitos com pedestres. Ainda não foram estabelecidas condições para construção de passeios em função dos volumes de tráfego. De um modo geral, sempre que o desenvolvimento lateral produzir movimento regular de pedestres ao longo da rodovia, um passeio lateral deve ser construído, ou área adequada deve ser reservada.

Como uma medida de ordem geral, passeios laterais devem ser construídos ao longo de qualquer rua, mesmo que o tráfego de pedestres seja pequeno. Onde passeios laterais forem construídos ao longo de rodovias de velocidades elevadas, áreas de proteção devem separá-los da rodovia.

Passeios laterais devem ter superfícies próprias para o tráfego de pedestres, em qualquer tempo. Sem essa condição, os pedestres podem preferir trafegar na rodovia. As travessias para pedestres são normalmente marcadas no pavimento nas áreas urbanas e raramente em rodovias rurais. No entanto, onde houver concentração de pedestres, adequada sinalização deve ser usada, junto com a construção de passeios.

Quando duas comunidades urbanas são próximas, deve-se considerar a conveniência de conectá-las com passeios laterais, mesmo que o tráfego de pedestres seja baixo. Isso pode evitar conflitos de pedestres com veículos na rodovia de ligação.

De um modo geral, as recomendações feitas para atender aos pedestres são, também, adequadas para pontes e viadutos. Porém, devido ao alto custo dessas obras e problemas operacionais específicos, os detalhes das vias de pedestres muitas vezes são diferentes dos encontrados nos acessos às mesmas.

Onde acostamentos se aproximam de uma ponte ou viaduto, mesmo para baixo volume de tráfego de pedestres, os acostamentos devem ser mantidos com a mesma largura na travessia da obra-de-arte, e possivelmente aumentados, para levar em conta a restrição ao tráfego de pedestres, imposta pela obra-de-arte. O acostamento não deve ser interrompido por um passeio lateral elevado em uma ponte. Onde existir tal condição e não se justificar economicamente sua remoção, os passeios laterais devem ser projetados de modo que concordem com o greide do acostamento, por meio de rampas de 1:20.

O atendimento de pedestres é frequentemente necessário em travessias de ruas e pontes ou viadutos longos. Em ruas com tráfego mais lento, o meio-fio intransponível é usualmente suficiente para separar os pedestres do tráfego de veículos. Deve ser mantida essa diferença de altura nas proximidades e na travessia de estruturas. Em vias de velocidades mais elevadas, uma barreira de altura adequada deve ser prevista para separar o passeio de pedestres dos veículos. Em obras-de-arte longas (acima de 60 m), pode ser feito um único passeio para travessia. No entanto, deve-se garantir o acesso fácil a esse passeio para os pedestres que se aproximam da estrutura. Podem ser necessárias cercas para conduzir os pedestres e barreiras para controlar os conflitos com o tráfego de veículos.

b) Larguras dos passeios

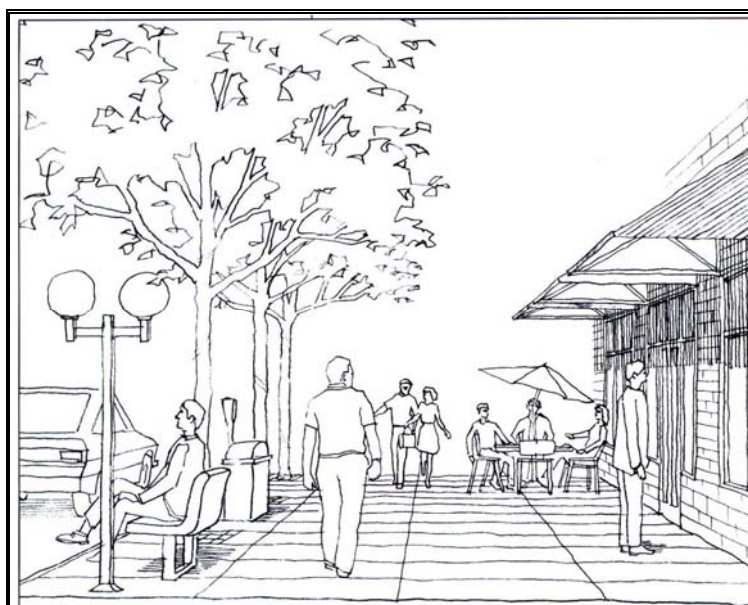
A largura livre mínima desejável de um passeio público é de 1,20 m. Se o passeio tiver largura inferior a 1,50 m, a intervalos razoáveis devem ser providos locais de passagem, com largura de, pelo menos, 1,50 m. Essa largura é necessária para que uma cadeira de rodas possa manobrar para voltar ou ultrapassar outra cadeira de rodas.

Há muitos locais em que são desejáveis larguras maiores que a mínima. Ao longo de vias arteriais, fora da área central e de áreas de comércio intenso, onde se tem um canteiro entre o passeio e o meio-fio, é conveniente uma largura de 1,80 a 2,40 m. Nas áreas de comércio intenso, os passeios devem ter a largura de 3,00 m ou, pelo menos, a necessária para prover o nível de serviço desejado (ver Subseção 4.2.6). Essas larguras se referem à faixa livre para deslocamento dos pedestres. Eventuais estreitamentos das larguras podem ser feitos em casos isolados, desde que se mantenha um mínimo de 1,20 m. Onde for possível, postes de luz, postes de sinalização, hidrantes, caixas de correio, bancos em paradas de ônibus etc. devem ser localizados, de modo a não obstruir a largura desejada.

Em áreas onde se espera grande volume de pedestres, passeios com larguras de 3,00 a 4,50 m podem ser adequados. Por outro lado, passeios excessivamente largos, em locais com pequeno volume de pedestres, podem tornar-se pouco atrativos.

A Figura 10 adiante mostra diversos tipos de possíveis obstruções e a forma de atender às larguras desejadas. Na frente de lojas, deve-se ter largura adicional para acomodar os apreciadores de vitrines e para evitar conflitos entre os pedestres e o movimento dos fregueses das lojas. A Figura 11 mostra um exemplo de alargamento de cerca de 0,60 m, feito em atendimento aos possíveis conflitos com o movimento de lojas. Acomodações de largura semelhantes podem ser feitas para atender ao comércio de rua. É de se esperar que se regule o uso dos passeios, para atender ao comércio e manter a necessária acessibilidade e o nível de serviço desejado para os pedestres.

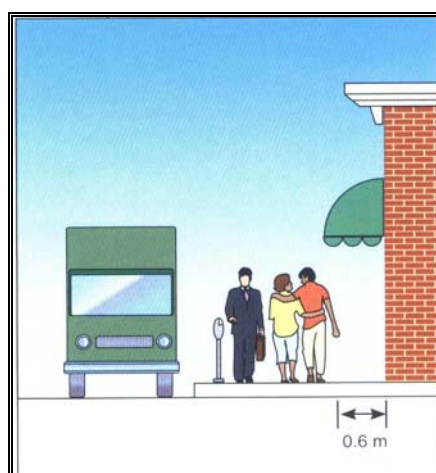
Figura 10 – Espaço Livre para Deslocamento de Pedestres



c) Faixas de segurança

O estabelecimento de uma faixa de segurança entre o passeio e a via adjacente pode aumentar a segurança e satisfação em caminhar dos pedestres. A largura da faixa de segurança em uma área comercial é diferente da necessária em uma área residencial. Na faixa de segurança podem ser localizadas rampas para acesso ao meio-fio, postes de luz, sinais de tráfego etc. Adicionalmente, jardineiras e eventuais bancos de uso público podem criar um ambiente atrativo para os pedestres.

Figura 11 – Distância entre a Construção e a Faixa de Circulação de Pedestres



O estacionamento lateral de veículos pode atuar como faixa de segurança. Desejavelmente, as faixas de segurança laterais devem ter as seguintes larguras:

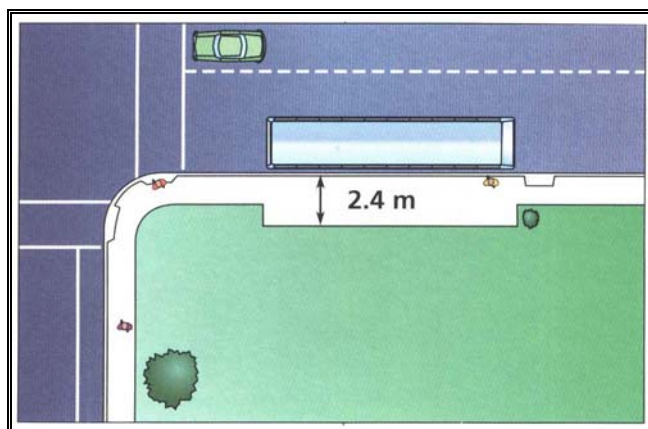
- Vias coletoras e locais: 0,60 a 1,20 m;
- Vias arteriais ou de maior importância: 1,50 a 1,80 m.

A largura total desejada para um passeio com meio-fio em áreas residenciais é de, pelo menos, 1,80 m. Em áreas comerciais ou ao longo de vias arteriais de maior volume de tráfego, esses passeios devem ter 2,40 m, para permitir instalação de postes e outro mobiliário urbano, bem como proteção de abertura de portas de carros, de águas espalhadas por carros em movimento etc.

d) Pontos de parada de ônibus

Pontos de paradas de ônibus devem fornecer espaços para embarque e desembarque de passageiros. É recomendável prover um trecho contínuo de calçada, com 2,40 m de largura ao longo da parada, ou, pelo menos, da porta traseira até a dianteira do ônibus (Figura 12). Nas paradas em vias sem meios-fios, um acostamento de 2,40 m deve ser provido para desembarque. Deve-se tomar cuidado em assegurar que postes, hidrantes e outro mobiliário urbano não impeçam acesso às paradas de ônibus e às áreas de embarque e desembarque.

Figura 12 – Dimensões do Passeio nos Pontos de Parada de Ônibus



Onde for viável, as paradas devem conter abrigos com áreas de espera e assentos para passageiros. Os abrigos devem ter uma área livre de 0,80 por 1,20 m, situada inteiramente dentro do abrigo, ligada à área de embarque e desembarque.

e) Rampa e seção transversal

O elemento crítico dos passeios de pedestres é o greide. Os passeios devem apresentar, quando possível, greide inferior a 5%, que é o limite aceitável para os pedestres com deficiências físicas. Em casos extremos, de greides acima de 8%, guarda-corpos podem ser necessários. Onde a via adjacente não permitir greides menores, o pavimento dos passeios deve ter textura especial, com alto coeficiente de atrito.

As declividades transversais dos passeios são necessárias para drenagem. Deve ser adotada uma inclinação máxima de 2%, para que pedestres e usuários de cadeiras de rodas possam transitar e executar manobras com facilidade. Isso é especialmente importante quando os greides são elevados.

Os greides máximos e as declividades admissíveis para situações específicas são indicados na Tabela 13 a seguir.

Tabela 13 - Greides e Declividades Transversais nos Passeios

Situação do Passeio	Máximo Greide Admissível	Declividade Transversal Máxima
Adjacente à rua	Greide da rua	2%
Não adjacente à rua	5%	2%
• Sem guarda-corpo	8,3%	2%
• Rampa com corrimão		

Fonte: Guide for the Planning, Design, and Operation of Pedestrian Facilities, AASHTO, 2004.

f) Passeios em pontes, viadutos e túneis

Algum tipo de passeio para pedestres deve ser incluído em pontes, viadutos, passagens inferiores e túneis, se fizerem parte de uma rota de pedestres. Em pontes e viadutos, o passeio deve ser protegido, tanto quanto possível, por barreiras e guarda-corpos, como indicado na Figura 13. São mais difíceis de serem acomodados em pontes e passagens inferiores, porque seu custo é mais elevado. Onde for possível, pedestres não devem ser forçados ao incômodo de deslocar-se muito, próximo a paredes e muros.

As larguras dos passeios ao longo das obras-de-arte devem ser as mesmas ou mais largas que as dos passeios com que se conectam. Em uma ponte ou viaduto, a largura livre mínima é de 1,20 m, sendo desejável 2,40 m.

Em passagens inferiores, é recomendável que o passeio fique entre os pilares e a via, para segurança, por aumentar a visibilidade mútua de pedestres e motoristas. Se houver necessidade de colocar os pilares próximos ao meio-fio, o passeio atrás das colunas deve ser tão largo quanto possível e incluir iluminação à prova de vandalismo. Em passagens inferiores longas (maiores que 60 m), a iluminação deve ser mantida durante o dia. A drenagem da via deve ser adequada, de modo a impedir que os veículos, ao passar, lancem água empoçada sobre os pedestres.

Figura 13 - Viaduto com Barreira Protetora



Nessas passagens, os passeios laterais não têm que ter o mesmo greide da via, já que necessitam de menor altura livre. Isto é particularmente recomendável onde a via tiver greide maior que o desejável para o passeio. No entanto, por razões de segurança, deve ser previsto guarda-corpo no sua borda.

Normalmente não são permitidos pedestres em túneis longos, mas deve haver espaço para passagem em uma emergência e para atender ao pessoal de manutenção. Passeios mais elevados que os acostamentos ou bordas das vias adjacentes são convenientes, para maior segurança dos pedestres e para dificultar que os balanços de veículos desgovernados danifiquem as paredes do túnel e/ou dispositivos de iluminação laterais.

As publicações *Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais* – DNER – 1996 e *Standard Specifications for Highway Bridges* – AASHTO – 2002, apresentam especificações técnicas para o projeto de guarda-corpos, defensas e barreiras em obras-de-arte especiais.

4.4.5 Travessias de pedestres em interseções em nível

Os pedestres são mais vulneráveis à ação dos veículos nas travessias das interseções, cabendo as seguintes recomendações:

- Os meios-fios devem ser sempre claramente visíveis aos pedestres;
- Postes de luz, sinais de tráfego, caixas de correio etc. devem ficar fora dos locais das travessias;
- Travessias devem ser perpendiculares às vias, de modo a diminuir a exposição dos pedestres aos veículos;
- Os raios das curvas dos meios-fios devem ser os mínimos necessários para atender aos veículos de projeto considerados, a baixa velocidade. Raios grandes aumentam as extensões das travessias dos pedestres e estimulam maiores velocidades dos veículos que executam manobras de giro.

Nas interseções com grande volume de tráfego, os projetistas frequentemente reduzem o número de travessias marcadas no pavimento, visando diminuir a quantidade de pessoas nas áreas de conflito. As larguras dos canteiros centrais, que contêm faixas de giro à esquerda, devem ser dimensionadas, de modo que a área restante do canteiro ofereça abrigo suficiente para os pedestres que desejam atravessar. Um canteiro central com 5,50 m de largura permite uma faixa de armazenagem de veículos de 3,50 m e uma ilha com 2,00 m de largura, para proteção dos pedestres.

Nas travessias das ruas, geralmente são satisfatórias faixas de pedestres com largura de 3,00 m. Devem ser marcadas com pintura todas as faixas situadas nas rotas estabelecidas para acesso às escolas.

Nos projetos dos passeios e travessias devem ser tomadas medidas especiais para atender às pessoas com dificuldades de locomoção. Devem ser previstas rampas de transposição do meio-fio, para acesso de cadeiras de rodas. Essas rampas devem ser implantadas em todas as travessias previstas, para oferecer acessibilidade aos menos habilitados. Devem ser livres de obstáculos provocados por sinais, dispositivos de drenagem e objetos fixos, em geral.

O passeio deve prover a área necessária para acomodar o tráfego de passagem (pedestres que desejam deslocar-se ao longo da calçada), bem como o tráfego de espera (pedestres que aguardam a oportunidade de atravessar a via fronteira).

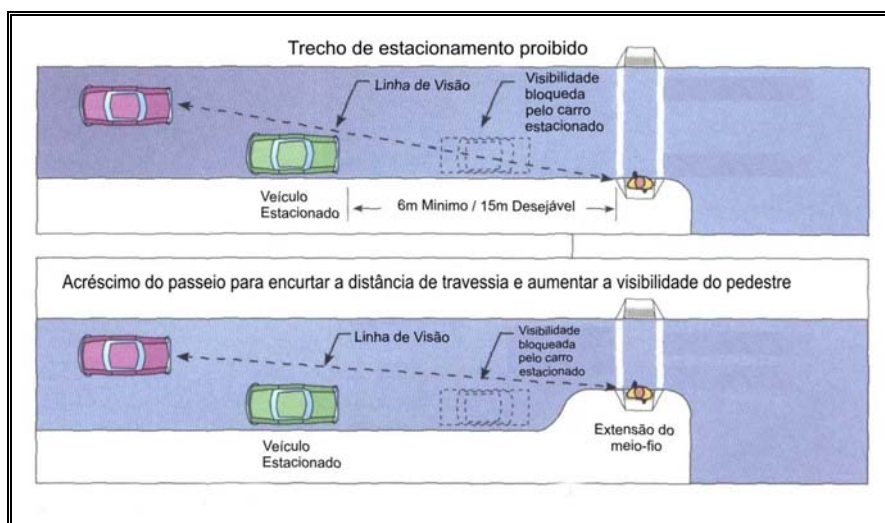
A largura da faixa de travessia deve ser suficiente para acomodar o fluxo de pedestres, em ambos os sentidos. Quanto mais larga a rua, mais tempo leva o pedestre para atravessá-la e menor é o tempo disponível para os veículos. Quanto maior o tempo de travessia, maior a possibilidade de atropelamentos.

Distâncias de visibilidade adequadas e visão desimpedida são pontos chaves na localização dessas travessias. Paisagismo, carros estacionados, postes, dispositivos de sinalização e mobiliário urbano podem criar obstruções para a visão do pedestre. Quando esses elementos não podem ser deslocados, alargamentos das áreas livres laterais ou proibição de estacionamento são desejáveis, de modo que os caminhos de pedestres ou suas linhas de visão não sejam bloqueados. Devem ser levados em conta os elementos eventualmente instalados para o conforto dos pedestres, com base na sua interferência nas distâncias de visibilidade e linhas de visão.

Veículos estacionados perto de travessias podem criar restrições à visibilidade mútua dos pedestres e veículos em movimento. Em ruas com velocidades limitadas de 30 a 50 km/h, deve-se proibir o estacionamento em trecho de 6 m, a partir do local de travessia de pedestre. Para velocidades de 55 a 70 km/h, é desejável prover 15 m. Uma zona de proibição de estacionamento de 9 m deve ser estabelecida antes de cada sinal de parada ou de indicação de via preferencial. Para velocidades acima de 70 km/h não se deve permitir estacionamento lateral.

A posição de um pedestre em relação aos carros estacionados é importante para sua visibilidade. Por exemplo, se um carro está estacionado a 6 m da linha de travessia de pedestre, a linha mútua de visão entre um carro que se aproxima e um indivíduo, junto à borda da pista, é obstruída a 18 m da posição do pedestre, pelo carro que está estacionado. A linha de visão só não é interrompida para adultos em pé. Crianças ou adultos em cadeiras de rodas não podem ser vistos ou ver através do carro estacionado. Por essa razão, a construção de extensões da calçada, como é ilustrado pela Figura 14, é conveniente.

Figura 14 – Distância Recomendada entre a Travessia de Pedestres e o Estacionamento



Se uma interseção não é controlada por semáforos programados, ou se não há sinalização por botoeira (botões atuados por pedestres), os pedestres devem aguardar intervalos no tráfego, que permitam a travessia com segurança. Quanto maior a largura da via, maiores têm que ser os intervalos. Nas áreas urbanas, os tempos de travessia podem ser reduzidos com a adoção de ilhas de proteção dotadas de meios-fios do tipo intransponível. Há que levar em conta, entretanto, as necessidades de capacidade da via e da interseção.

O *Manual de Semáforos* do DENATRAN/CET, de 1978, recomenda os seguintes volumes mínimos para implantação de faixa de pedestres controlada por semáforos: 250 pedestres/hora, em ambos os sentidos da travessia, e 600 veículos/hora para via de mão dupla sem canteiro central; ou 1.000 veículos/hora, quando há canteiro central com, pelo menos, 1 m de largura.

A ocorrência de escolas junto a travessias exige estudo acurado, identificando os períodos de entrada e saída de alunos e os cuidados com sua segurança, a serem tomados pela administração da escola e autoridades locais.

4.4.6 Travessias de pedestres em desnível

As passarelas e passagens subterrâneas permitem a travessia dos pedestres com segurança, eliminando o conflito pedestre/veículo. Entretanto, há relutância, por parte dos pedestres, em utilizá-las. São recomendáveis para vias onde a velocidade dos veículos é elevada (vias expressas), vias com grande volume de veículos, vias muito largas e pontos críticos de acidentes por atropelamento.

Embora não haja um número geral para comparar a segurança dos vários tipos de travessia, a possibilidade de atropelamento na travessia em nível é o principal fator de escolha de passagem subterrânea ou passarela. O excesso de tempo, esperando oportunidade de atravessar a corrente de tráfego, aliado ao medo de acidente, pode superar as desvantagens de comprimento de percurso e de dispêndio de energia.

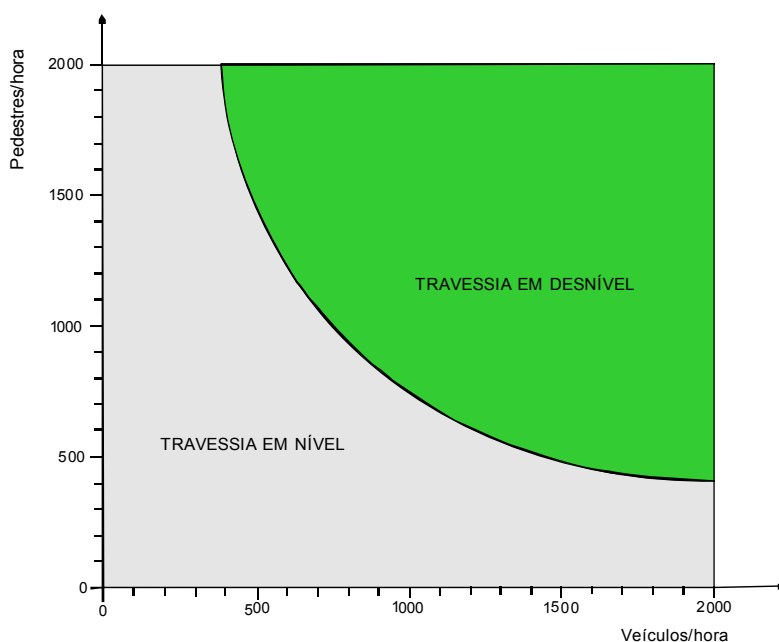
As passarelas não interferem com os serviços públicos subterrâneos, são mais higiênicas e esteticamente mais agradáveis para o pedestre, dão maior sensação de segurança e apresentam custo muito inferior aos das passagens subterrâneas (podem custar 90% menos).

As passagens subterrâneas apresentam menor interferência, do ponto de vista urbanístico, protegem melhor o pedestre em caso de mau tempo e reduzem as escadas de acesso a pouco mais que a metade.

A declividade de acessos por rampas não deve exceder à inclinação de 1:12 (8,33%), conforme recomendação da NBR 9050 da ABNT, para maior adequação aos deficientes físicos. A altura mínima livre admissível para passagens cobertas ou subterrâneas é de 2,20 m.

Embora as características locais sejam fundamentais, um critério preliminar para definir se a travessia de uma via com velocidade de até 60 km/h deve ser feita em desnível é apresentado na Figura 15.

Figura 15 – Fluxos que Justificam a Implantação de Passarelas



Fonte: Direction des Ponts et de la Circulation Routière

A travessia em desnível também pode ser necessária em vias expressas, nas passagens por ruas sem saída. Em muitas vias expressas, passagens superiores por vias locais podem ser limitadas a intervalos de três a cinco quadras. Como essa situação é extremamente inconveniente para os pedestres que desejam atravessá-la; passarelas podem ser previstas. Deve ser consultada a legislação local, para identificar possíveis sugestões e critérios adicionais a serem considerados.

Em locais em que ruas laterais são adjacentes à via arterial, a travessia pode ser projetada para atravessar todo o conjunto de vias ou simplesmente a via arterial. A inclusão das ruas laterais não se justifica se seu fluxo de tráfego for pequeno e relativamente lento. Muitas vezes podem ser necessários gradis, cercas ou barreiras para impedir que os pedestres atravessem a via principal.

Travessias em níveis diferentes de uma via arterial geralmente não são usadas pelos pedestres, se não for evidente que constituem uma solução mais fácil que a simples travessia em nível. Como já observado, os pedestres são mais relutantes a usar passagens subterrâneas que passarelas. Essa relutância pode ser diminuída se o greide do passeio for projetado de modo que o pedestre possa ter uma visão completa da travessia, a partir do passeio. Boa visibilidade e iluminação são necessárias para aumentar a sensação de segurança. Ventilação pode ser necessária para travessias mais longas.

Rampas de pedestres devem ser sempre previstas nessas travessias. Onde for conveniente e prático, escadas podem ser incluídas em adição às rampas.

As vias de pedestres devem ter uma largura mínima de 2,40 m. Maiores larguras podem ser necessárias para volumes excepcionalmente elevados de pedestres, como se vêem nas áreas centrais das grandes cidades e em torno de estádios esportivos.

Um sério problema associado às passarelas sobre rodovias é a ação de vândalos, jogando objetos no caminho dos veículos que passam sob a estrutura. As consequências desses atos podem ser muito sérias, com a ocorrência de mortes ou ferimentos graves. Não se conhecem métodos seguros de impedir que um indivíduo lance um objeto de uma passagem superior. Objetos pequenos podem atravessar redes. Uma envoltura plástica sólida pode ser mais eficiente. O custo, entretanto, é elevado e o incômodo no verão pode ser insuportável. Essa solução pode escurecer a passagem e conduzir a outro tipo de atividade criminal. Deve-se ainda acrescentar que uma passagem totalmente fechada pode levar a que crianças e adolescentes andem ou brinquem no seu topo.

Acrescente-se que pode não ser praticável estabelecer especificações relativas a quando e onde se devem implantar barreiras que impeçam o lançamento de objetos de passarelas. A necessidade de manter a economia possível no projeto e evitar o uso de barreiras de qualquer tipo deve incluir a conveniência de garantir a segurança dos motoristas e dos pedestres.

Telas de proteção devem ser consideradas nos seguintes casos:

- Em passarela perto de uma escola, de um playground, ou qualquer lugar em que se prevê que possa ser usada por crianças desacompanhadas de adultos;
- Em todas as passarelas em grandes áreas urbanas usadas exclusivamente por pedestres e que não são mantidas sob vigilância da polícia;
- Em passarelas de onde costumam ser lançados objetos e que dificilmente possam ser submetidas à fiscalização que impeça essas ocorrências.

A Figura 16 mostra uma passarela típica sobre uma via arterial primária.

Figura 16 – Passarela sobre Via Arterial Primária



4.4.7 Pedestres nas vias arteriais

Vias arteriais podem acomodar tanto veículos quanto pedestres e, portanto, devem incluir passeios laterais, locais de travessia e eventualmente passarelas ou passagens subterrâneas para pedestres. Essas providências e medidas de controle dependem, principalmente, dos volumes de pedestres e de veículos, dos números de faixas a serem atravessadas e da frequência de giros nas interseções.

Pode, inicialmente, não haver demanda de pedestres em alguns trechos das vias arteriais urbanas que atravessam áreas pouco desenvolvidas. Passeios laterais podem não ser necessários inicialmente. O projeto, no entanto, deve considerar a possível necessidade futura e reservar área para sua instalação. Contudo, é desejável que todas as vias arteriais que não tenham faixas de acostamento já sejam construídas com passeios laterais, mesmo para baixos volumes de tráfego.

Os conflitos de pedestres com veículos ocorrem principalmente nas interseções. Nas vias arteriais de classe inferior, especialmente em cruzamentos com ruas secundárias de menor importância, com poucos movimentos de giros, as travessias de pedestres são geralmente delimitadas por simples marcas no pavimento. Para proteção dos pedestres podem ser incluídos iluminação permanente, ilhas de refúgio, barreiras e sinais luminosos.

Nas vias arteriais com seis ou oito faixas e volumes elevados de tráfego, os conflitos de veículos com pedestres podem constituir um sério problema. Esse problema é mais agudo quando a via arterial atravessa uma área comercial e há interseções com ruas transversais com grande volume de tráfego. Mesmo que níveis diferentes sejam justificados em alguns casos, na maioria das vezes são feitas travessias simples, no mesmo nível. Os conflitos podem ser reduzidos, diminuindo as distâncias a atravessar com o uso de faixas de tráfego mais estreitas, restringindo giros à direita ou criando fases de sinalização para pedestres. A acomodação dos pedestres tem efeito na capacidade das interseções e deve ser considerada no projeto.

O número de travessias de pedestres em vias arteriais com volumes elevados deve ser o menor possível; mas, em áreas desenvolvidas ou próximas às mesmas, é normalmente adequado prover travessias para todas as vias transversais. É muito difícil impedir que os pedestres atravessem as pistas. Uma proibição de travessia só se justifica se os benefícios para o tráfego e segurança compensarem a inconveniência para os pedestres. Além disso, proibições indiscriminadas de travessias serão desrespeitadas. O projeto deve ser cuidadosamente adequado para os pedestres.

Sinais luminosos para os pedestres são especialmente recomendáveis em vias arteriais largas, dotadas de ruas laterais, em face das grandes distâncias a serem atravessadas. Em casos de ruas muito largas, os sinais devem ser instalados, também, nos canteiros separadores, de modo que sejam considerados pelos pedestres em cada travessia.

Nas interseções canalizadas ou providas de canteiro central, deve-se analisar a conveniência de usar meios-fios intransponíveis nas áreas a serem usadas como refúgio seguro durante a travessia. Para velocidades inferiores a 80 km/h, são preferíveis meios-fios transponíveis (chanfrados) de 15 cm de altura. Para velocidades acima de 80 km/h, são preferíveis meios-fios transponíveis de 10 cm de altura.

Para atender aos pedestres com necessidades especiais, devem ser implantadas rampas com inclinação e largura adequadas, para acesso às áreas de proteção com meios-fios.

Para o caso de travessias urbanas, ou onde houver conveniência de uma análise mais detalhada de fluxos de pedestres, recomenda-se consultar as publicações *Guide for the Planning – Design – and*

Operation of Pedestrian Facilities – AASHTO, 2004 e a edição mais recente do *Highway Capacity Manual (HCM) – Transportation Research Board* (a edição de 2000 apresenta estudo detalhado de níveis de serviço de fluxos de pedestres).

4.5 BICICLETAS

A bicicleta é um meio de transporte que tem crescido de importância nas áreas urbanas. As bicicletas têm sido usadas como meio de ida e volta ao local de trabalho, em combinação ou não com o transporte público. São usadas por crianças em idade escolar. Constituem, também, uma atividade de recreio. Portanto, o planejamento de uma rede viária de uso público deve considerar as necessidades do tráfego de bicicletas.

O projeto deve considerar os elementos de riscos de acidentes para as bicicletas, volumes de distribuição do tráfego, velocidades dos veículos motorizados e locais de travessia. As interseções requerem cuidados especiais, podendo ser exigidas fases de sinal para as bicicletas, proibição de giros à direita com sinal vermelho e marcas no pavimento específicas.

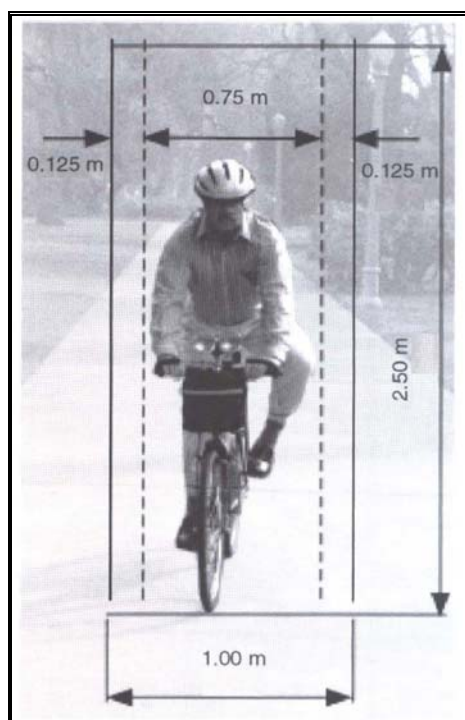
O projeto do alinhamento atende aos mesmos princípios das rodovias mas, devido às características operacionais das bicicletas, há diferenças a serem consideradas. As velocidades são da ordem de 50 km/h, no máximo. A maior facilidade de manobra e as pequenas distâncias de frenagem permitem maior liberdade para o traçado. Os greides, entretanto, são elementos de maior importância. Os ciclistas aceitam greides de 4% a 5% no máximo.

4.5.1 Características gerais e planejamento

a) Espaço necessário

Conforme mostra a Figura 17, ciclistas necessitam de 1,00 m de espaço operacional, para atender apenas à largura que ocupam. Uma largura total de 1,20 m é admitida como mínima para qualquer via destinada a uso exclusivo ou preferencial de ciclistas. Quando as velocidades, os volumes de veículos motorizados e a participação de veículos comerciais aumentam, uma largura mais confortável de 1,50 m é desejável. No que se refere especificamente à faixa percorrida pela bicicleta, quanto maior a velocidade, menos o ciclista se afasta da direção desejada. Em velocidades de 11 km/h, ou mais, um ciclista pode manter sua bicicleta dentro de uma faixa de 0,20 m. Para velocidades menores, faixas maiores são necessárias. Abaixo de 5 km/h precisa-se de 0,80 m.

Figura 17 – Espaço Necessário para Ciclistas



b) Desempenho

Estudos realizados por Pein (*Trail Intersection Design Guidelines – Florida Department of Transportation – 1996*) fornecem os seguintes valores:

- Velocidade em terreno plano:
 - Valor mínimo para projeto: 32 km/h
 - Velocidade abaixo da qual 85% dos ciclistas viaja: 22 km/h
- Velocidade em descida: 50 km/h
- Velocidade em subida: 10 km/h
- Atravessando uma interseção a partir da posição de repouso:
 - Velocidade média: 12,7 km/h
 - Velocidade, abaixo da qual, 15% dos ciclistas viaja: 10,8 km/h
- Aceleração a partir da posição de repouso:
 - Aceleração média: 1,07 m/s²
 - Aceleração dos ciclistas mais lentos: 15% abaixo de 0,74 m/s²
- Desaceleração
 - Máxima: 5 m/s²
 - Típica: 1,2 a 2,5 m/s²

c) Tipos de vias para bicicletas

A escolha de um tipo de via para ciclistas depende de muitos fatores, inclusive da habilidade dos usuários, das condições do corredor disponível e dos seus custos. Seguem descrições dos vários tipos.

– Pistas compartilhadas

A maioria do tráfego de bicicletas é feito em ruas e rodovias que não são especificamente projetadas para esse fim. Em alguns casos, o sistema de vias pode ser perfeitamente adequado para uso compartilhado de bicicletas e veículos motorizados sem necessidade de sinalização especial. Em outros casos, as ruas ou rodovias podem não ser adequadas e seria inconveniente estimular seu uso, designando-as como vias próprias para bicicletas. Às vezes não há demanda que justifique essa designação, como é comum em ruas residenciais de menor importância.

Algumas rodovias rurais são utilizadas por ciclistas, para turismo, passeios e tráfego entre cidades. Somente devem ser especificamente indicadas para uso de bicicletas, se houver necessidade de garantir continuidade desse meio de locomoção. O desenvolvimento e manutenção de acostamentos pavimentados de 1,20 m, separados por uma faixa pintada branca de 0,10 m de largura, para uso de bicicletas, aumenta, de forma significativa, a segurança e conforto de ciclistas e motoristas.

– Ciclofaixas

Denomina-se ciclofaixa parte da pista de rolamento destinada à circulação exclusiva de bicicletas, delimitada por pintura no pavimento e sinalização específica. Essas faixas são reservadas para ciclistas ao longo de vias onde há demanda significativa. Têm como objetivo regulamentar onde os ciclistas e motoristas podem trafegar, disciplinando seus movimentos. Contribuem, também, para aumentar a capacidade das rodovias com tráfego misto de bicicletas e veículos motorizados.

Outro motivo importante para criar faixas reservadas para ciclistas é melhorar sua acomodação, onde as ruas existentes não são suficientes para que trafeguem com algum conforto. Isso pode ser conseguido, reduzindo as larguras das faixas destinadas ao tráfego motorizado ou proibindo estacionamento lateral nas ruas. Além da criação das ciclofaixas, outras medidas são necessárias. As grelhas das sarjetas de drenagem devem ser próprias para a travessia por bicicletas, o pavimento deve ser liso e os sinais de tráfego devem ser próprios para tráfego misto com bicicletas. A manutenção regular das faixas de ciclistas deve ser prioritária, já que não podem andar em vias esburacadas, com vidros quebrados ou com fragmentos de materiais rígidos.

Caso se deseje estimular o uso de bicicletas, esforços especiais devem ser dedicados para assegurar uma eficiente rede viária provida dessas faixas. Contudo, têm que se considerarem as necessidades, tanto dos motoristas como dos ciclistas, na decisão de implantá-las.

– *Ciclovias*

Ciclovias são vias destinadas à circulação de bicicletas separadas fisicamente do tráfego motorizado por canteiros ou barreiras situados dentro da faixa de domínio da rodovia ou em uma faixa de domínio independente. Podem atender também a pedestres, corredores, passeadores de cães, pessoas com carros de bebês, pessoas de cadeiras de rodas, patinadores e outros.

Geralmente as ciclovias devem ser criadas para atender a áreas em que o tráfego de bicicletas não é servido pelo sistema de ruas e existe espaço disponível para sua construção, independentemente de ruas paralelas. Podem servir a finalidades recreativas ou de acesso a locais de trabalho, se o fluxo transversal de veículos motorizados e de pedestres é pequeno. As ocorrências mais comuns são: ao longo de rios, praias, lagos, canais, antigos leitos de ferrovias, campos universitários e parques. Há, também, situações em que é aconselhável considerá-las na elaboração de planos de desenvolvimento. Ciclovias são empregadas, também, para dar continuidade ao tráfego de bicicletas nas interrupções causadas por construção de ruas sem saída, ferrovias e vias expressas, ou para ultrapassar barreiras naturais (rios, montanhas etc.). Embora essas vias sejam projetadas com vistas a garantir a segurança dos ciclistas, têm que se considerarem os demais usuários.

A continuidade da via é muito importante. Segmentos alternados de ciclovias e ciclofaixas ao longo de uma rota são indesejáveis, porque, ao passar de um segmento para o outro, pode ser necessária a travessia de ruas pelos ciclistas. Também é grande o potencial de acidentes ao final de um segmento de ciclovia, quando uma das mãos tem que atravessar a rodovia para chegar a ciclofaixa com mesmo sentido.

d) Seleção de vias para bicicletas

Devem ser levados em conta diversos fatores para a determinação das instalações e do tipo para ciclistas, sua localização e prioridade de implantação. A publicação *Selecting Roadway Design Treatments to Accomodate Bicycles* – FHA – 1994 fornece orientação para esse fim.

- *Nível de habilidade dos usuários* – Deve ser levada em conta a habilidade e preferência dos diversos tipos de ciclistas que utilizarão. As vias próximas a escolas, parques e áreas residenciais devem atrair uma percentagem maior de ciclistas infantis e inexperientes do que de ciclistas veteranos.

- *Estacionamento de veículos motorizados* – A frequência das manobras de estacionamento e a densidade de uso da faixa lateral da via para esse fim afetam a segurança dos ciclistas (abertura de portas e veículos saindo do estacionamento). O estacionamento inclinado, ou perpendicular à via, não é compatível com a utilização segura da faixa de tráfego adjacente por ciclistas, devido a restrições de visibilidade e maior potencial de conflitos com veículos motorizados. Deve ser evitada sua autorização, sempre que possível.
- *Impedimentos físicos* – Em algumas áreas há impedimentos físicos à travessia de bicicletas: topografia muito acidentada, rios, ferrovias, vias expressas etc. Nesses casos deve-se avaliar a viabilidade de criar uma paisagem exclusiva para atender ao tráfego potencial de ciclistas.
- *Redução de acidentes* – O número elevado de acidentes com veículos motorizados, outras bicicletas e pedestres caracteriza a importância de sua redução. Deve ser estudada a viabilidade de resolver o problema com a provisão de melhoria das condições de segurança do fluxo de ciclistas. A solução pode ser: construção de acostamento, para servir de faixa para tráfego de bicicletas, reserva de uma faixa de tráfego, para uso exclusivo de ciclistas ou construção de uma ciclovia separada da rodovia.
- *Atendimento mais direto* – Quando se constata a ocorrência de tráfego elevado de ciclistas entre origens e destinos de grande contribuição na sua formação e o percurso é sensivelmente afastado de uma ligação direta deve-se analisar a viabilidade de uma solução mais conveniente para os usuários.
- *Acessibilidade* – Na criação de uma via para ciclistas, deve-se considerar a provisão de acessos frequentes e adequados, especialmente nas áreas residenciais. Acesso adequado, para atender a emergências e veículos de manutenção e serviço, também deve ser considerado.
- *Aparência* – A paisagem é uma consideração importante ao longo de uma via, especialmente quando seu objetivo principal é recreativo. Árvores refrescam o ambiente no verão e atuam como quebra-vento.
- *Segurança pessoal* – Deve ser levado em conta o potencial para atos criminosos contra ciclistas, especialmente em trechos de uso geral isolados, e a possibilidade de roubos ou vandalismo, em locais de estacionamento.
- *Paradas* – Os ciclistas têm um forte desejo natural de manter sua velocidade. Se os ciclistas são forçados a fazer frequentes paradas, podem abandonar a via ou desrespeitar a sinalização e outros dispositivos de controle de tráfego.

- *Conflitos* – Diferentes tipos de vias introduzem tipos diferentes de conflitos. Faixas permitidas ou reservadas para ciclistas em uma rodovia resultam em conflitos entre ciclistas e motoristas. Vias proibidas para veículos e de uso comum para pedestres e outros usuários envolvem conflitos entre ciclistas, cavaleiros, pedestres e corredores. Conflitos entre ciclistas e motoristas ocorrem, também, em vias de acesso e interseções.
- *Manutenção* – Projetos que facilitam e simplificam os serviços de manutenção melhoram a segurança e a operação. É essencial que exista um programa local ou regional de manutenção de vias destinadas a bicicletas.
- *Qualidade da superfície do pavimento* – As vias de bicicletas devem ser livres de saliências, buracos e irregularidades na superfície, para que atraiam e atendam às necessidades dos ciclistas. Dispositivos de drenagem devem respeitar a continuidade da superfície e, se possível, ficar fora da trajetória das bicicletas. As transposições de ferrovias devem ser projetadas para a travessia segura de ciclistas.
- *Caminhões e Ônibus* – Devido à sua largura, caminhões, ônibus e veículos com reboque de alta velocidade podem criar problemas especiais para ciclistas. Nos locais em que paradas de ônibus se situam junto a vias de bicicletas, pode haver conflitos com os passageiros embarcando e desembarcando de um ônibus, agravados por defeitos do pavimento mais comuns nessas paradas.
- *Volumes de Tráfego e Velocidades* – Para as vias de ciclistas junto a uma rodovia, os volumes de tráfego e as velocidades dos veículos devem ser considerados, além da largura da rodovia. Ciclistas usam frequentemente vias arteriais, porque reduzem a demora e oferecem continuidade para viagens longas. Se as ruas de maior volume de tráfego têm largura adequada para todos os seus veículos, pode ser mais conveniente melhorar essas ruas que as adjacentes. Quando isso não for possível, uma rua paralela próxima pode ser melhorada para atender aos ciclistas, se as paradas são muito poucas e as demais condições da via são adequadas. Quando essa via for melhorada, deve-se tomar cuidado em impedir que o tráfego da via de maior volume não seja desviado para ela. Embora ciclistas menos experimentados prefiram ruas de menor tráfego, deve-se ter em vista que as rotas preferidas podem mudar com o tempo, à medida que a experiência cresce.
- *Pontes e viadutos* – Essas estruturas têm um papel importante na travessia de acidentes físicos por bicicletas. Entretanto, algumas delas restringem o acesso de bicicletas e/ou criam situações desfavoráveis para os ciclistas. A mais comum é a redução da distância entre

meios-fios na travessia, especialmente quando combinada com greides elevados de ambos os lados. Parapeitos baixos e juntas de dilatação, que podem causar dificuldade de manobra, são outros dos problemas que são encontrados.

- *Condições das interseções* – Uma grande proporção das colisões de bicicletas ocorre nas interseções. As vias para ciclistas devem ser selecionadas, de modo a reduzir o número de interseções a atravessar, ou as interseções devem ser melhoradas, de modo a reduzir os conflitos nas travessias. As interseções em nível de grande volume (ou velocidades elevadas) e travessias de meio de quadra devem ser analisadas, tendo em mente as necessidades dos ciclistas, a fim de determinar as melhores condições para os projetos de travessia.
- *Custos/Disponibilidades de recursos* – A escolha da solução normalmente envolve uma análise de custos de alternativas. A disponibilidade de recursos pode limitar as alternativas a considerar. É importante, entretanto, que a falta de recursos não resulte em uma solução de má qualidade. A decisão de implantar um sistema de vias para ciclistas tem que levar em conta seu funcionamento a logo prazo, com adequada manutenção. Quando os recursos são limitados, ênfase deve ser dada em melhorias de baixo custo, como estacionamento de bicicletas, remoção de barreiras e obstruções ao tráfego de bicicletas e melhorias das rodovias. A seleção deve ter em mente a maximização dos benefícios por recurso aplicado.
- *Leis e regulamentos federais, estaduais e locais* – Os programas de sistemas de vias para ciclistas devem refletir as leis e regulamentos existentes. Essas vias não devem encorajar ou requerer que os ciclistas operem de forma inconsistente com a legislação em vigor. Eventuais alterações que se considerem necessárias nas leis e regulamentos existentes devem ser objeto de tratamento junto às autoridades responsáveis pelos mesmos, mas não devem constar dos programas elaborados.

4.5.2 Pistas compartilhadas

A bicicleta tornou-se um elemento importante a ser considerado no projeto de uma via. Geralmente, o sistema existente de ruas e rodovias provê grande parte da rede viária necessária para o tráfego de bicicletas. Entretanto, enquanto muitos órgãos rodoviários permitem o tráfego de bicicletas em rodovias, sem ou com controle parcial de acesso, nas rodovias com controle pleno de acesso não se permitem bicicletas.

Melhorias, como as que se seguem, de custo baixo ou moderado, podem aumentar consideravelmente a segurança das ruas e rodovias e permitir o tráfego de bicicletas:

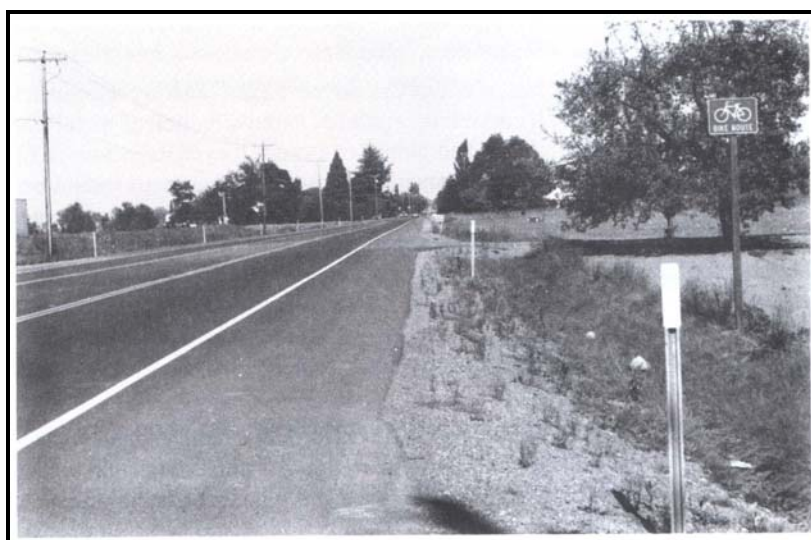
- Acostamentos pavimentados;
- Faixas de tráfego externas largas (4,20 m), se não existirem acostamentos;
- Dispositivos de drenagem cobertos por grelhas metálicas próprias para passagem de bicicletas;
- Manutenção de uma superfície trafegável lisa e limpa.

A largura é a variável mais crítica, com relação à capacidade de uma via, em acomodar o tráfego de bicicletas. Para que bicicletas e veículos motorizados a utilizem sem comprometer os seus níveis de serviço e segurança, a via deve ter largura suficiente para acomodar as duas modalidades. Essa largura pode ser conseguida provendo faixas de tráfego externas mais largas ou acostamentos pavimentados.

a) Acostamentos pavimentados

Faixas de tráfego largas, junto ao meio-fio, e faixas reservadas para os ciclistas, são normalmente preferidas em vias urbanas com condições mais restritas, e acostamentos mais largos são geralmente preferíveis nas áreas rurais. Onde se pretende que os ciclistas usem os acostamentos, sua superfície deve ser lisa e bem conservada, como indicado na Figura 18. Linhas de borda devem complementar a textura lisa na indicação dos limites das faixas dos veículos junto aos acostamentos. Tachões nas linhas de borda podem ser empregados para desencorajar a passagem dos ciclistas para a faixa de veículos e vice-versa.

Figura 18 – Acostamento com Superfície Lisa Disponível para Uso de Bicicletas



A largura dos acostamentos deve ser, no mínimo, de 1,20 m, se são destinados ao uso de ciclistas. Rodovias com acostamentos inferiores a 1,20 m não devem ser indicadas pela sinalização como próprias para ciclistas. Acostamentos de 1,50 m são recomendados nos locais de defensas e barreiras. Maior largura também é desejável se o tráfego motorizado tem velocidade superior a 80 km/h, ou a percentagem de caminhões e ônibus é elevada, ou se existem obstruções físicas à direita do acostamento.

A adição ou melhoria dos acostamentos frequentemente pode ser a melhor solução para acomodar ciclistas em áreas rurais e resulta, também em benefício para o tráfego motorizado. Onde os recursos financeiros forem limitados, a adição ou melhoria dos acostamentos em trechos de subida, dá aos ciclistas, que se movem mais lentamente, um espaço de manobra necessário para diminuir os conflitos com o tráfego motorizado mais rápido.

b) Faixas externas mais largas

Onde não há acostamentos, tais como nas travessias de áreas urbanas com faixa de domínio restrita, faixas mais largas junto aos meios-fios são usualmente preferidas para o tráfego de bicicletas. Em trechos de vias sem faixas reservadas para bicicletas, uma faixa externa ou uma faixa junto ao meio-fio, com mais de 3,60 m de largura, pode melhor acomodar bicicletas e veículos motorizados, sendo vantajosa para ambos. Em muitos casos, em que há uma faixa mais larga junto ao meio-fio, os motoristas não têm que mudar de faixa para passar um ciclista. Essas faixas fornecem maior espaço de manobra, quando os motoristas estão saindo dos acessos a propriedades marginais ou em áreas com distância de visibilidade limitada.

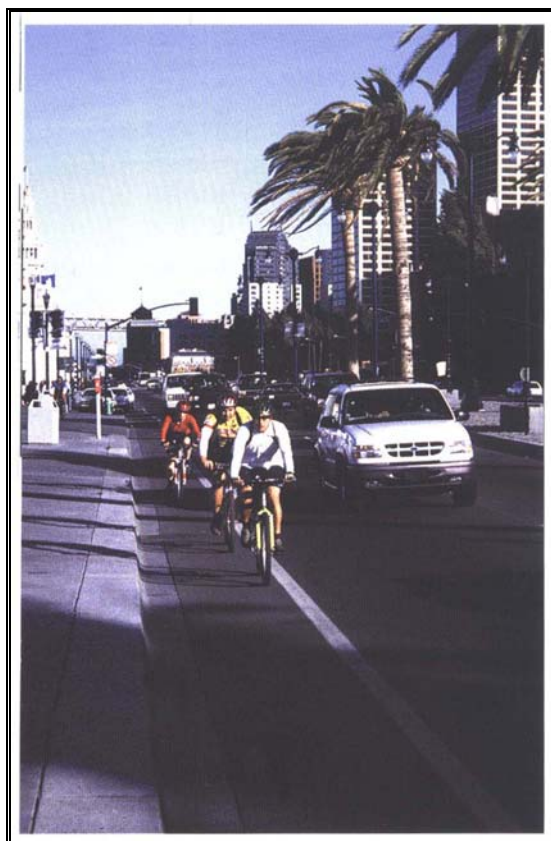
De um modo geral, recomenda-se a largura de 4,20 m para a faixa de uso comum. Essa largura é medida da borda da pista à divisória da faixa mais próxima ou dessa divisória ao início da sarjeta lateral, que normalmente não é considerada como parte da faixa. Em trechos da via com rampas íngremes, em que os ciclistas necessitam de maior espaço de manobra, a faixa deve ser um pouco mais larga. Onde for viável, 4,50 m é recomendado. Essa faixa pode, também, ser necessária em locais com caixas coletoras, grelhas ou estacionamento permitido, que reduzem efetivamente a largura trafegável pelos veículos. No entanto, larguras maiores que 4,20 m, que se estendem de forma contínua ao longo de um trecho da via, podem encorajar a operação indesejável de dois veículos em uma faixa, especialmente nos trechos urbanos. Em situações existentes, em que se tem mais de 4,50 m de largura de faixa, deve-se caracterizar com pintura a faixa para ciclistas e as áreas de acostamento.

Em algumas vias de múltiplas faixas, pode-se marcar com pintura no pavimento uma faixa mais larga junto ao meio-fio e reduzir as larguras das demais faixas, deslocando as linhas longitudinais. Isso deve ser feito apenas após cuidadosa análise técnica, devidamente fundamentada, com base nos critérios adotados para o projeto.

4.5.3 Ciclofaixas

Ciclofaixas podem ser incorporadas em uma via, quando for conveniente caracterizar as áreas a serem usadas pelos veículos motorizados e pelas bicicletas (Figura 19). A pintura de faixas no pavimento pode aumentar a confiança dos ciclistas de que os veículos motorizados não invadirão sua área. Da mesma forma, os motoristas se sentem mais seguros de que os ciclistas, se mantêm em sua faixa e não sentem necessidade de se afastar para a esquerda, para fugir das bicicletas à sua direita.

Figura 19 – Exemplo de Ciclofaixa



As faixas reservadas para ciclistas devem ser projetadas para sentido único. A operação em dois sentidos de um lado da via não é recomendada pelas seguintes razões:

- Requer movimentos de giro pouco comuns nas interseções;

- Torna-se difícil a passagem da operação com sentido único para dois sentidos (no início e fim dessas faixas de dois sentidos, alguns ciclistas têm que fazer movimentos de entrecruzamento, através do tráfego, para chegar à faixa em que devem trafegar);
- Requer que os ciclistas se desloquem em sentido contrário ao da faixa adjacente de veículos motorizados;
- Pode aumentar a probabilidade de atropelamentos de pedestres, ou batidas com veículos, cujos motoristas, ao entrar na rodovia, normalmente não verificam se vêm bicicletas de ambos os sentidos.

Todavia, há situações especiais, em que uma faixa com dois sentidos de tráfego, em uma distância curta, pode eliminar a necessidade de o ciclista fazer duas travessias em uma rua movimentada ou utilizar um passeio público. Há conveniência de que haja cuidadosa análise dos riscos envolvidos e que uma justificativa bem fundamentada seja incluída no projeto.

Em ruas de mão única as faixas de ciclistas devem ser colocadas no lado direito. Os motoristas não as esperam do lado esquerdo. Só se justifica adotar o lado esquerdo se, com isso, se conseguir reduzir, de forma sensível, o número de conflitos, como o causado por tráfego elevado de ônibus, grande número de veículos girando à direita ou muitos ciclistas girando para a esquerda. Somente após cuidadosa avaliação, é que se justifica a escolha do lado esquerdo. Da mesma forma, faixa reservada para ciclistas do lado esquerdo e com dois sentidos de tráfego, pode ser considerada, se houver uma separação adequada do tráfego motorizado e um estudo dos riscos envolvidos e ou se outras alternativas o justificar.

A Figura 20 a seguir mostra seções transversais típicas de vias com ciclofaixas. Se for permitido estacionamento, a ciclofaixa deve estar situada entre a área de estacionamento e a via trafegável, e deve ter uma largura mínima de 1,50 m (Figura 20A). Onde o estacionamento é permitido, mas as vagas não são demarcadas, a área de uso comum deve ter largura mínima de 3,30 m, se houver meio-fio transponível, e de 3,60 m, em caso de meio-fio vertical (Figura 20B). Se o número de veículos estacionados ou de manobras for elevado, recomenda-se adicionar à largura 0,30 a 0,60 m.

As ciclofaixas nunca devem ficar à direita da faixa de estacionamento, porque podem:

- Criar obstáculos para os ciclistas, com a abertura de portas dos veículos;
- Reduzir a visibilidade em interseções;
- Tornar impraticáveis para os ciclistas, os giros à esquerda.

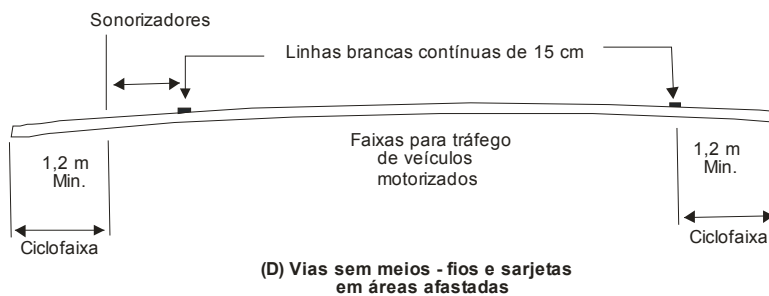
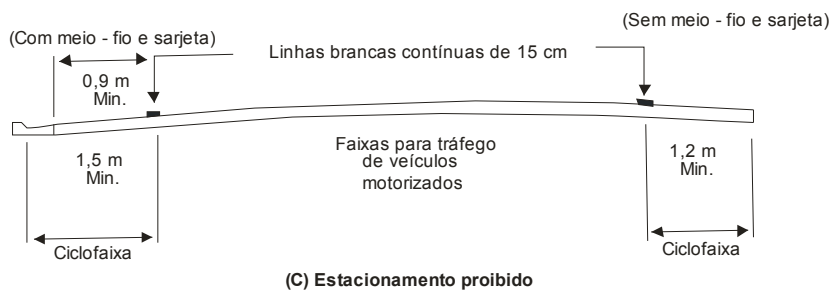
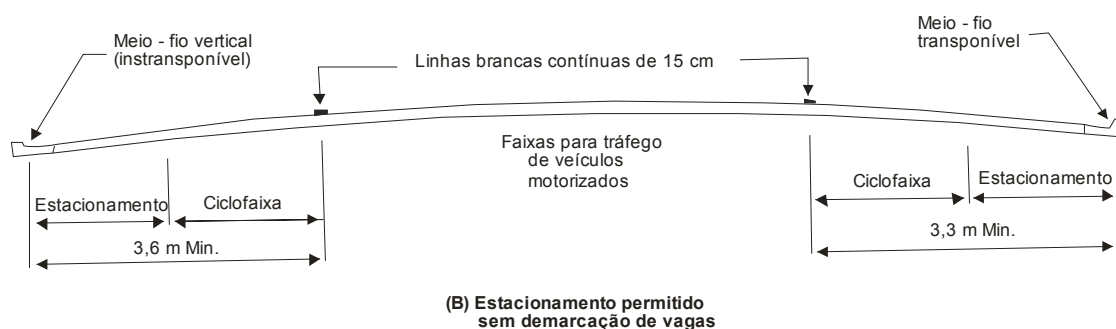
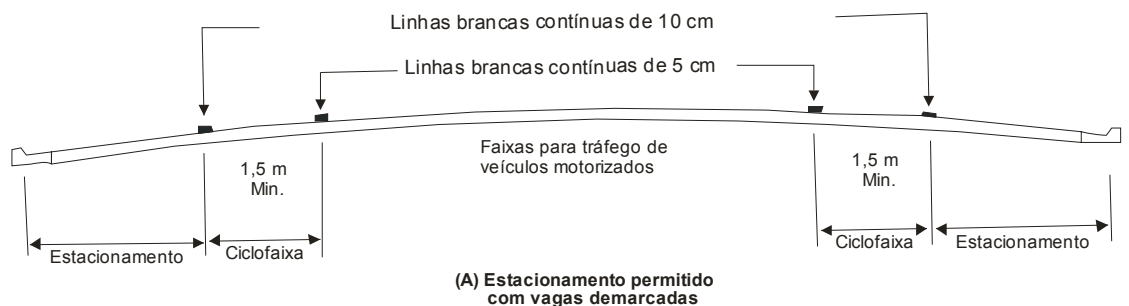
Nas vias em que o estacionamento é proibido, as ciclofaixas devem ter uma largura mínima de 1,20 m, se não houver meio-fio e sarjeta, e de 1,50 m, em caso contrário (Figura 20C). Como os ciclistas costumam trafegar em uma faixa, que se estende de 0,80 a 1,00 m da face do meio-fio, é fundamental que o pavimento, nessa zona, seja liso e livre de obstáculos. Dispositivos de drenagem que se encontrem nessa área levam os ciclistas a se afastar, e com isso reduzem a largura útil da faixa. Assim, a largura recomendada de uma faixa de tráfego para ciclistas é de 1,50 m, medida da face do meio-fio à faixa pintada no seu limite. Essa largura é suficiente quando há sarjetas de concreto de 0,30 a 0,60 m e sua junção com a superfície do pavimento é suave, sobrando o espaço útil de 0,90 m. Se a junção da sarjeta com o pavimento não for suave, pelo menos 1,20 m de superfície pavimentada deve ser disponível.

A Figura 20D mostra uma seção com ciclofaixa de uma rodovia localizada em área mais afastada, sem meios-fios nem sarjetas. O local se situa em uma zona em que os poucos veículos que estacionam o fazem fora do pavimento. As faixas para ciclistas devem ser localizadas dentro dos limites do acostamento pavimentado, junto à borda externa. Essa faixa deve ter uma largura mínima de 1,20 m, admitindo-se que a área excedente pode servir como área adicional para manobra. Uma largura de 1,50 m ou maior é preferível; larguras adicionais são desejáveis se há muito tráfego de caminhões ou quando os veículos têm velocidades acima de 80 km/h.

Entre uma ciclofaixa e a faixa para veículos motorizados adjacente, deve ser pintada uma faixa branca contínua com 0,15 m de largura. Em alguns locais tem sido recomendado 0,20 m. Uma separação adicional de áreas de estacionamento deve ser feita com pintura branca contínua com 0,10 m. Essa segunda linha leva os veículos a estacionar mais próximo do meio-fio, aumentando a distância dos veículos motorizados; e onde há poucos veículos estacionados, desencoraja os motoristas a usar a faixa destinada aos ciclistas.

As ciclofaixas devem ser dotadas de drenagem adequada, para evitar formação de poças, acumulação de sujeira e outras situações que possam resultar em perigos para os ciclistas. As grelhas devem ser próprias para passagem de bicicletas.

Figura 20 – Seções Transversais Típicas de Vias com Ciclofaixas



4.5.4 Ciclovias

Em certos locais e corredores é recomendável suplementar o sistema viário com ciclovias, conforme mostrado na Figura 21 a seguir. Para atender adequadamente ao tráfego de bicicletas, o projetista deve familiarizar-se com suas dimensões, características operacionais e necessidades, em geral. Esses fatores determinam os raios de giro, greides e distâncias de visibilidade aceitáveis. Em muitos casos, as características das ciclovias são condicionadas pela rodovia vizinha ou pelo projeto da própria rodovia.

Figura 21 – Exemplo de Ciclovias



a) Separação entre ciclovias e rodovias

Quando as ciclovias com dois sentidos de tráfego são adjacentes à rodovia, podem surgir alguns problemas operacionais, a saber:

- Um dos sentidos do tráfego de bicicletas será contrário ao do tráfego de veículos adjacente, o que normalmente não é esperado;
- Quando termina a ciclovias, os ciclistas que estão no sentido contrário terão que passar para o outro lado da rodovia, se não desejarem ficar na contramão, o que não é aceitável. O tráfego no lado errado da rodovia é a maior causa de acidentes, envolvendo carros e bicicletas, e deve ser desencorajado em todas as oportunidades;
- Nas interseções, motoristas, entrando ou atravessando a rodovia, frequentemente não vêem os ciclistas que se aproximam pela sua direita, no sentido contrário, já que não esperam

veículos no fluxo oposto. Mesmo as bicicletas que vêm pela esquerda frequentemente não são percebidas, principalmente quando as distâncias de visibilidade são pequenas;

- Quando uma rodovia é construída em uma faixa de domínio restrita, frequentemente se sacrifica o acostamento, diminuindo a segurança dos motoristas e ciclistas;
- Muitos ciclistas usam a rodovia, e não a ciclovia, quando acham que a rodovia é mais segura, mais conveniente, ou tem melhor conservação. Esses ciclistas são sujeitos à má vontade dos motoristas, que consideram que eles deveriam estar usando a ciclovia;
- Ciclistas usando a ciclovia são geralmente obrigados a parar ou ceder a vez em todas as travessias, enquanto aqueles que trafegam pela rodovia usualmente têm prioridade nas travessias, juntamente com os veículos motorizados;
- As travessias das ciclovias podem ser bloqueadas por veículos parados ou saindo de ruas laterais ou vias de acesso;
- Devido à proximidade da faixa reservada aos veículos de sentido oposto, barreiras são frequentemente necessárias para manter os veículos fora da ciclovia ou os ciclistas fora da faixa adjacente da rodovia. Essas barreiras podem representar uma obstrução para ciclistas e motoristas, complicar a manutenção da rodovia e causar outros problemas.

Pelas razões expostas, dependendo das condições, outras soluções podem ser mais apropriadas para acomodar o tráfego de bicicletas ao longo dos corredores. Uma ciclovia não deve ser considerada como uma alternativa a melhoramento da via, mesmo que seja adjacente à mesma. Muitos ciclistas preferirão que a rua seja melhorada, ao invés de terem que andar na nova ciclovia, principalmente para viagens a trabalho.

b) Largura e distância livre lateral

A largura pavimentada e a largura necessária para operação são as preocupações básicas do projeto. A Figura 22 mostra a seção transversal de uma ciclovia. Na maioria dos casos, uma largura pavimentada de 3,00 m é recomendada para uma ciclovia de dois sentidos. Em alguns casos, 2,40 m podem ser suficientes. Esse mínimo deve ser usado apenas onde as seguintes condições prevalecerem:

- O tráfego de bicicletas é baixo e assim se espera que permaneça, mesmo nos períodos de pico ou dias de pico;
- O uso da via por pedestres é apenas ocasional;

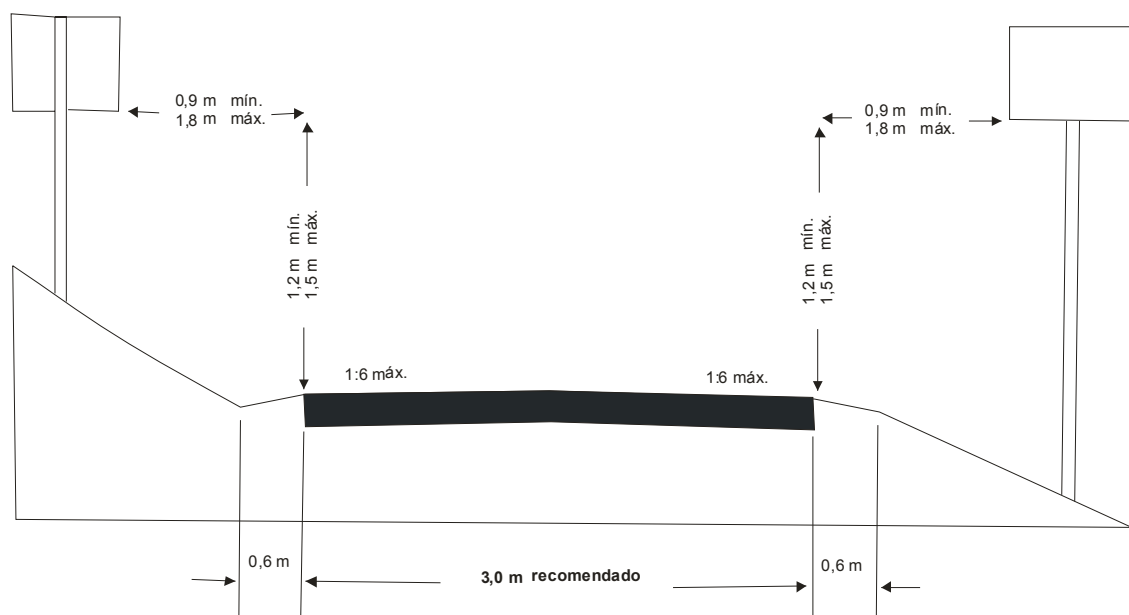
- Há boas condições, em planta e perfil, que permitem frequentes oportunidades de ultrapassagem com segurança;
- A via não será sujeita ao uso de veículos de manutenção, que possam causar danos às suas bordas.

Para certas condições pode ser necessário ou desejável aumentar a largura para 3,60 m. Por exemplo, devido a volume elevado de ciclistas, ocorrência frequente de corredores e outros pedestres, uso de veículos de manutenção largos, greides fortes e onde se espera que pares de ciclistas comumente sigam no mesmo sentido.

A largura mínima para uma ciclovia de um sentido é 1,50 m. Deve-se reconhecer, entretanto, que essa ciclovia pode ser usada nos dois sentidos, se não forem tomadas medidas efetivas para garantir o sentido único. Sem fiscalização eficiente, deve-se admitir que se trate de via de uso nos dois sentidos, e assim deve ser projetada.

Um mínimo de 0,60 m de largura, com inclinação máxima de 1:6 (vertical:horizontal), deve ser mantido em ambos os lados do pavimento. É desejável, contudo, que se mantenham 0,90 m, ou mais, de distância de árvores, postes, paredes, cercas, defensas ou outras obstruções laterais. Paralelamente à ciclovia, podem ser construídas pistas de corrida, caso se disponha de área.

Figura 22 – Seção Transversal de uma Ciclovia de dois Sentidos



É desejável que a ciclovia não seja adjacente à rodovia. Uma área livre, intermediária, é conveniente, para confirmar, tanto para o ciclista como para o motorista, que a ciclovia funciona como uma pista independente para as bicicletas. Quando isso não for possível e a distância entre a ciclovia e a rodovia for menor que 1,50 m, deve-se prever uma separação física adequada. Essa

separação serve, tanto para evitar que os ciclistas façam movimentos indesejáveis entre a ciclovia e o acostamento da rodovia, como para reforçar o conceito de independência das duas vias.

A altura livre de obstruções deve ser, no mínimo, de 2,40 m. Essa altura pode ser maior, de maneira a permitir a passagem de veículos de manutenção, sendo que, na passagem em túneis e sob obras-de-arte, a altura desejável é de 3,00 m.

c) Velocidade de projeto

A velocidade de um ciclista depende de vários fatores: tipo e condições da bicicleta, objetivo da viagem, condições e localização da via, velocidade do vento, sentido do vento e condições físicas do ciclista. A via deve ser projetada para atender à velocidade dos ciclistas mais rápidos. A velocidade de projeto mínima deve ser de 30 km/h. Quando o greide excede 4% ou existem fortes ventos favoráveis, uma velocidade de 50 km/h é aconselhável.

Em vias não pavimentadas, onde motoristas tendem a ser mais lentos, pode ser adotada uma velocidade de 25 km/h e de forma semelhante, em condições de greides elevados e ventos favoráveis, deve ser usada uma velocidade de 40 km/h. Como as bicicletas tendem a derrapar em vias não pavimentadas, as curvas horizontais devem se basear em coeficientes de atrito reduzidos.

d) Alinhamento horizontal e superelevação

O menor raio de curvatura admitido por uma bicicleta é função da superelevação da via, do coeficiente de atrito entre os pneus e a superfície e da velocidade. O raio mínimo pode ser obtido pela fórmula:

$$R = \frac{v^2}{127\left(\frac{e}{100} + f\right)}$$

Onde:

R = raio mínimo da curva (m)

V = velocidade de projeto (km/h)

e = superelevação (%)

f = coeficiente de atrito (adimensional)

Na maioria das ciclovias, a superelevação varia de um mínimo de 2% (mínimo necessário para drenagem adequada) a um máximo de cerca de 5% (além da qual, dificuldades de manobra, para ciclistas mais lentos e mais velhos, podem surgir). A superelevação mínima de 2% é adequada para a maioria das condições e simplifica a construção.

O coeficiente de atrito depende da velocidade, do tipo de superfície, da irregularidade, das condições do pavimento, tipo de pneu e da superfície estar seca ou molhada. Os coeficientes de atrito a serem usados no projeto devem levar em conta a velocidade em que os ciclistas sentem desconforto, devido à força centrífuga, e instintivamente agem para impedir maior velocidade. Os coeficientes de atrito a adotar para seções pavimentadas variam de 0,31 (a 20 km/h), a 0,21 (a 50 km/h). Embora não se disponha de dados para superfícies não pavimentadas, sugere-se que os coeficientes sejam reduzidos de 50%, por razões de segurança.

Com base na superelevação de 2%, os raios mínimos podem ser obtidos na Tabela 14 a seguir.

Quando curvas com raios menores tiverem que ser usadas, por questão de faixa de domínio, situação topográfica ou outras razões, a sinalização deve conter sinais de advertência, complementados com marcas no pavimento. O efeito negativo de raios pequenos pode ser reduzido, alargando a pista nas curvas.

Tabela 14 – Raios Mínimos para Ciclovias ($e = 2\%$)

Velocidade de Projeto (km/h)	Coefficiente de Atrito - f	Raio Mínimo (m)
20	0,31	10
30	0,28	24
40	0,25	47
50	0,21	86

Fonte: Guide for the Planning, Design, and Operation of Pedestrian Facilities, AASHTO, 2004

e) Greide

Os greides devem ser mantidos tão baixos quanto possível, especialmente em rampas longas. Greides superiores a 5% devem ser evitados, porque as subidas ficam difíceis para muitos ciclistas, e as descidas levam alguns a exceder a velocidade além de sua capacidade de controle. Onde o terreno permitir, greides maiores que 5%, em trechos inferiores a 240 m, são aceitáveis, quando a velocidade de projeto for elevada e se pode alargar um pouco a via.

Como orientação geral, recomenda-se os greides e comprimentos indicados na Tabela 15 abaixo.

Tabela 15 – Comprimentos dos Greides

Greides	Comprimentos
5% - 6%	< 240 m
7%	< 120 m
8%	< 90 m
9%	< 60 m
10%	< 30 m
>11%	< 15 m

Greides mais fortes que 3% podem ser inadequados para trechos com pedra britada no revestimento.

f) Distâncias de visibilidade

A ciclovia deve ter distância de visibilidade suficiente para que o ciclista tenha oportunidade de ver e reagir a fatos inesperados. A distância necessária para que uma bicicleta pare, de forma controlada, é função do tempo de percepção e reação do ciclista, da velocidade inicial, do coeficiente de atrito dos pneus no pavimento e da capacidade de frenagem da própria bicicleta.

Ciclistas frequentemente trafegam lado a lado e, em ciclovias estreitas, tendem a ocupar o centro da pista. Por essas razões e devido às sérias consequências de batidas de cabeça, os espaços livres laterais nas curvas horizontais devem ser calculados com base na soma das distâncias de visibilidade de parada de ciclistas trafegando em sentidos contrários. Quando isso não for viável, devem-se considerar as possibilidades de alargamento da pista na curva, pintura de uma faixa amarela no seu centro e sinalização de advertência, ou alguma combinação dessas alternativas.

Os valores das distâncias mínimas de visibilidade de parada podem ser obtidos da mesma forma que para as rodovias, aplicando-se a fórmula:

$$D = \frac{V^2}{254 (f \pm G)} + \frac{V}{1,4}$$

Onde:

D = distância mínima de visibilidade de parada (m)

V = velocidade de projeto (km/h)

f = coeficiente de atrito = 0,25

G = greide (m/m) (elevação/distância)

Nessa fórmula admite-se que o tempo de percepção e reação é de 2,5 seg, a altura do olho do ciclista é de 1,4 m e a altura do objeto é nula.

A Tabela 16 fornece a distância mínima de visibilidade de parada, em função do greide e da velocidade de projeto.

Tabela 16 – Distância Mínima de Visibilidade de Parada para Bicicletas

Velocidade de Projeto (km/h)	Distância de Visibilidade de Parada em Declives (m)				
	0%	5%	10%	15%	20%
10	9	9	10	11	15
20	21	22	25	30	46
30	36	39	45	57	92
40	54	60	71	92	155
50	75	85	101	134	233

Fonte: Guide for the Planning, Design, and Operation of Pedestrian Facilities, AASHTO, 2004

– *Curvas verticais*

Os valores dos comprimentos mínimos das curvas verticais convexas, em função da diferenças algébricas das rampas e das distâncias de visibilidade de parada são fornecidos pela Tabela 17, a seguir, calculados com base nas fórmulas:

$$L = 2D - \frac{280}{A} \quad \text{para } D > L$$

$$L = \frac{AD^2}{280} \quad \text{para } D < L$$

Onde:

L = comprimento mínimo da curva vertical convexa (m)

A = diferença algébrica das rampas (%)

D = distância mínima de visibilidade de parada (m)

Tabela 17 – Comprimento Mínimo da Curva Vertical Convexa (m)

A (%)	D = Distância Mínima de Visibilidade de Parada (m)																		
	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
2														10	20	30	40	50	60
3								7	17	27	37	47	57	67	77	87	97	107	
4							10	20	30	40	50	60	70	80	91	103	116	129	143
5				4	14	24	34	44	54	64	75	88	100	114	129	145	161	179	
6			3	13	23	33	43	54	65	77	91	105	121	137	155	174	193	214	
7			10	20	30	40	51	63	76	90	106	123	141	160	181	203	226	250	
8		5	15	25	35	46	58	71	86	103	121	140	161	183	206	231	258	286	
9		9	19	29	39	51	65	80	97	116	136	158	181	206	232	260	290	321	
10	2	12	22	32	44	57	72	89	108	129	151	175	201	229	258	289	322	357	
11	5	15	25	35	48	63	80	98	119	141	166	193	221	251	284	318	355	393	
12	7	17	27	39	53	69	87	107	130	154	181	210	241	274	310	347	387	429	
13	8	18	29	42	57	74	94	116	140	167	196	228	261	297	335	376	419	464	
14	10	20	31	45	61	80	101	125	151	180	211	245	281	320	361	405	451	500	
15	1	11	21	33	48	66	86	108	134	162	193	226	263	301	343	387	434	483	536
16	3	13	23	36	51	70	91	116	143	173	206	241	280	321	366	413	463	516	571
17	4	14	24	38	55	74	97	123	152	184	219	257	298	342	389	439	492	548	607
18	4	14	26	40	58	79	103	130	161	194	231	272	315	362	411	464	521	580	643
19	5	15	27	42	61	83	109	137	170	205	244	287	333	382	434	490	550	612	679
20	6	16	29	45	64	88	114	145	179	216	257	302	350	402	457	516	579	645	714
21	7	17	30	47	68	92	120	152	188	227	270	317	368	422	480	542	608	677	750
22	7	18	31	49	71	96	126	159	196	238	283	332	385	442	503	568	636	709	786
23	8	18	33	51	74	101	131	166	205	248	296	347	403	462	526	593	665	741	821
24	8	19	34	54	77	105	137	174	214	259	309	362	420	482	549	619	694	774	857
25	9	20	36	56	80	109	143	181	223	270	321	377	438	502	571	645	723	806	893

Fonte: Guide for the Planning, Design, and Operation of Pedestrian Facilities, AASHTO, 2004

– *Curvas horizontais*

A Figura 23 indica a distância livre (M) de um obstáculo à linha de percurso descrito pelo olho do ciclista em uma curva horizontal. Os afastamentos laterais são calculados através das seguintes fórmulas:

$$M = R \left[1 - \cos \left(\frac{28,65 D}{R} \right) \right]$$

$$D = \frac{R}{28,65} \left[\cos^{-1} \left(\frac{R-M}{R} \right) \right]$$

Onde:

M = distância livre do centro da faixa ao obstáculo (m)

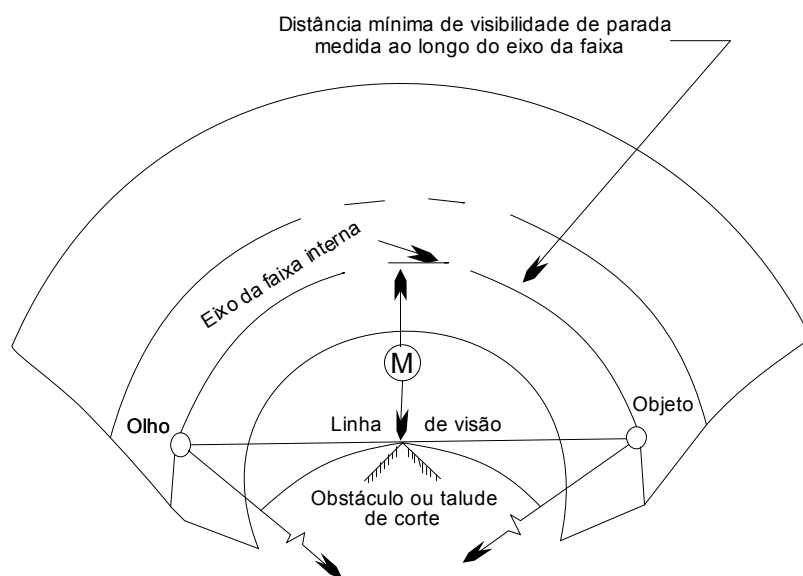
R = raio da curva do centro da faixa interna (m)

D = distância de visibilidade de parada (m)

Ângulo expresso em graus

A fórmula somente é aplicável, se D for menor ou igual ao comprimento da curva. Um obstáculo no centro da linha de visão, com altura menor que a metade da diferença entre a altura do olho do ciclista e a altura do objeto, não impedirá a visão do mesmo. Considerada rampa nula no trecho, essa diferença mede 0,70 m.

Figura 23 – Distância Livre Lateral - M



Legenda:

D = Distância mínima de visibilidade de parada (m)

R = Raio do centro da faixa interna (m)

M = Distância do centro da faixa interna ao obstáculo

A Tabela 18 permite obter os afastamentos necessários (M) para os diversos raios de curvatura e distâncias de visibilidade de parada.

Tabela 18 – Afastamentos Laterais Mínimos em Curvas Horizontais (M)

R (m)	D = Distância Mínima de Visibilidade de Parada (m)																			
	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	
10	1,2	2,7	4,6	6,8	9,3															
15	0,8	1,8	3,2	4,9	6,9	9,1	11	14												
20	0,6	1,4	2,4	3,8	5,4	7,2	9,2	11	14	16	19									
25	0,5	1,1	2	3,1	4,4	5,9	7,6	9,5	11	14	16	18	21	23						
50	0,3	0,6	1	1,6	2,2	3	3,9	5	6,1	7,4	8,7	10	12	13	15	17	19	21	23	
75	0,2	0,4	0,7	1	1,5	2	2,7	3,4	4,1	5	5,9	6,9	8	9,2	10	12	13	15	16	
100	0,1	0,3	0,5	0,8	1,1	1,5	2	2,5	3,1	3,8	4,5	5,2	6,1	7	7,9	8,9	10	11	12	
125	0,1	0,2	0,4	0,6	0,9	1,2	1,6	2	2,5	3	3,6	4,2	4,9	5,6	6,3	7,2	8	8,9	9,9	
150		0,2	0,3	0,5	0,7	1	1,3	1,7	2,1	2,5	3	3,5	4,1	4,7	5,3	6	6,7	7,5	8,3	
175		0,2	0,3	0,4	0,6	0,9	1,1	1,4	1,8	2,2	2,6	3	3,5	4	4,6	5,1	5,8	6,4	7,1	
200		0,1	0,3	0,4	0,6	0,8	1	1,3	1,6	1,9	2,2	2,6	3,1	3,5	4	4,5	5	5,6	6,2	
225		0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	0,9	1,1	1,4	1,7	2	2,3	2,7	3,1	3,5	4	4,5	5	5,5	
250		0,1	0,2	0,3	0,5	0,6	0,8	1	1,2	1,5	1,8	2,1	2,4	2,8	3,2	3,6	4	4,5	5	
275		0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,7	0,9	1,1	1,4	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,3	3,7	4,1	4,5	
300			0,2	0,3	0,4	0,5	0,7	0,8	1	1,3	1,5	1,8	2	2,3	2,7	3	3,4	3,8	4,2	

Fonte: Guide for the Planning, Design, and Operation of Pedestrian Facilities, AASHTO, 2004

g) Estruturas

Passagem superior, inferior ou pequena ponte podem fazer parte de uma ciclovia. Nas Figuras 24 e 25 são apresentados exemplos de uma pequena ponte para bicicletas e de um viaduto, que inclui uma ciclovia.

Em novas estruturas, a largura da ciclovia deve ser, no mínimo, igual à do pavimento previsto, e a desejável deve incluir mais 0,60 m de área livre lateral. Manter a área livre, através das estruturas, tem duas vantagens. Primeiramente, ela provê uma distância horizontal mínima de corrimãos ou barreiras e, em segundo lugar, fornece espaço de manobra para evitar conflitos com pedestres e outras bicicletas paradas na estrutura. Deve ser previsto acesso para emergência, patrulhamento e veículos de manutenção, no dimensionamento das áreas livres para as ciclovias. Também deve ser considerado o gabarito vertical necessário para eventuais veículos motorizados que usem a ciclovia. Onde possível, uma altura livre de 3,00 m é desejável para prover uma distância de visibilidade vertical aceitável.

Guarda-corpos, gradis ou barreiras, em ambos os lados da ciclovia, na transposição da estrutura, devem ter um mínimo de 1,10 m de altura.

Figura 24 – Ponte para Bicicletas

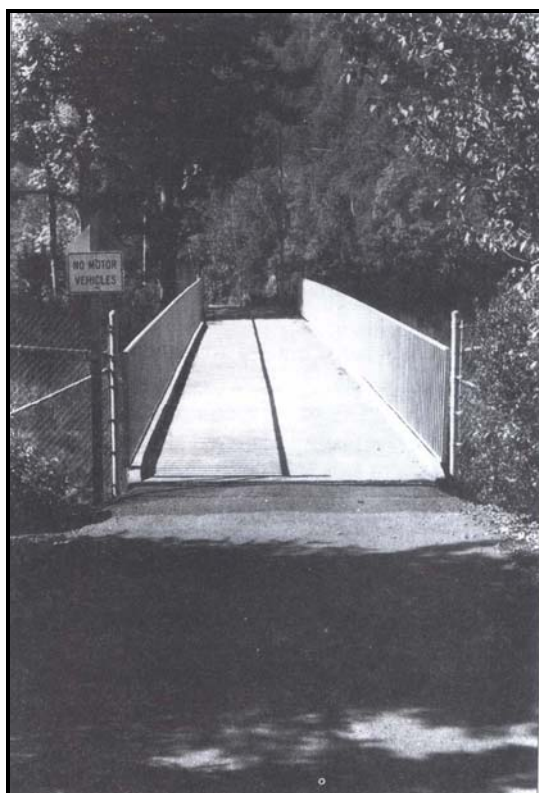
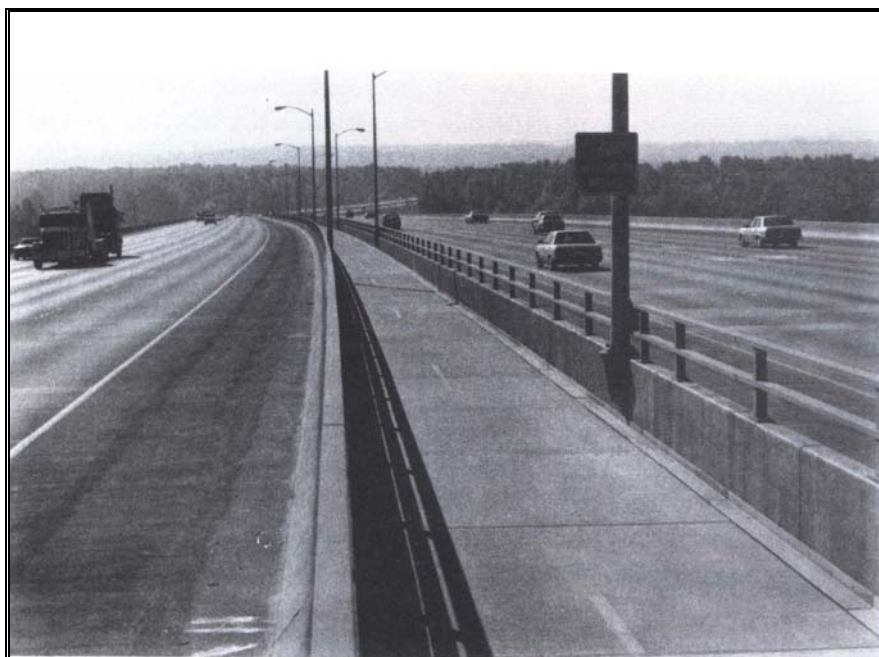


Figura 25 – Ciclovía em Viaduto



Quando se pretende introduzir uma ciclovía em uma estrutura existente, devem ser estudadas todas as alternativas possíveis.

Uma opção é colocar a ciclovia em um único lado. Isso deve ser feito quando:

- A ponte conecta a ciclovia em ambas as extremidades;
- Existe largura suficiente no lado escolhido da ponte ou pode ser conseguida, remanejando as faixas;
- Pode ser conseguida separação física do tráfego de bicicletas do tráfego motorizado.

Uma segunda opção é prover faixas largas junto aos meios-fios ou ciclofaixas. Isto pode ser recomendável quando:

- A ciclovia é conectada com a ciclofaixa em uma das extremidades da ponte;
- Existe suficiente largura para o remanejamento das faixas.

Uma terceira opção é usar passagens de pedestres existentes, em vias de sentido único ou de dois sentidos. Isto pode ser aconselhável quando:

- Conflitos entre pedestres e bicicletas não excedam determinados limites;
- Os passeios de pedestres têm largura suficiente.

Devido ao grande número de variáveis envolvendo a adaptação de ciclovias a estruturas existentes, há necessidade de tolerância quanto aos critérios desejáveis. A largura necessária é melhor determinada pelo projetista, caso a caso, com a consideração de todas as variáveis envolvidas.

h) Faixa compartilhada

Em geral, as faixas compartilhadas devem ser evitadas. Ciclistas e pedestres não são muito compatíveis. Sempre que se puder, deve-se separá-los. Se isso não for possível, deve-se aumentar a largura, sinalizar com cuidado e usar pintura de faixas para minimizar os conflitos.

Utilizar um passeio público lateral para bicicletas não é uma solução satisfatória. Os passeios laterais são projetados para atender às velocidades dos pedestres e suas manobras usuais, e não são seguros para as velocidades das bicicletas. São comuns conflitos entre pedestres, caminhando a baixa velocidade (ou saindo de lojas, de carros estacionados etc.), e ciclistas, assim como conflitos com objetos fixos (postes, sinalização vertical, locais de estacionamento de ônibus, árvores, hidrantes, caixas de correio etc.). Caminhantes, corredores, patinadores e skatistas mudam suas velocidades e direções quase instantaneamente, não dando tempo para que os ciclistas evitem colisões.

Da mesma forma, os pedestres muitas vezes têm dificuldade em prever que direção vão tomar as bicicletas que vêm ao seu encontro. Em interseções, normalmente os motoristas não prestam

atenção aos ciclistas que entram na área de conflito (que trafegam junto com os pedestres, com velocidades maiores), principalmente quando os veículos executam manobras de giro. As distâncias de visibilidade são frequentemente prejudicadas por prédios, muros, cercas e plantas ao longo dos passeios, principalmente nas entradas e saídas de prédios.

i) Interseções

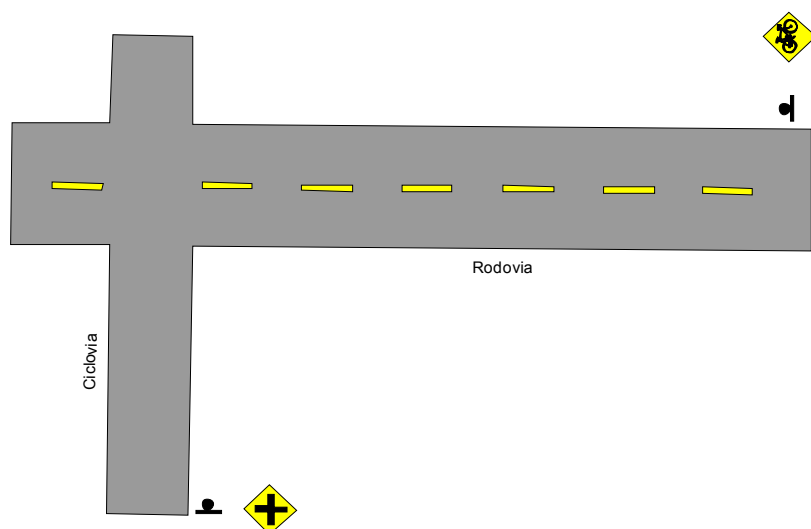
Interseções de ciclovias com rodovias são frequentemente os pontos mais críticos do projeto dessas vias. Devido aos conflitos potenciais nessas junções, um projeto cuidadoso é de essencial importância para a segurança dos ciclistas e dos motoristas. As soluções a seguir propostas não devem ser encaradas com rigidez absoluta, são apenas uma orientação. Cada interseção tem características próprias, que devem ser cuidadosamente avaliadas pelo engenheiro projetista, objetivando encontrar a solução técnica mais adequada. A sinalização deve ser projetada de acordo com as edições mais recentes do *Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito* – CONTRAN e do *Manual de Sinalização Rodoviária* – DNIT.

Há três categorias básicas de interseções a considerar. Cada uma delas pode ser atravessada por qualquer número de faixas de tráfego, separadas por canteiro central ou não, com velocidades e volumes de veículos motorizados variáveis, e podem ou não, ser controladas por sinalização de placas e marcas no pavimento ou semafórica. Apenas cruzamentos em nível estão considerados.

– Cruzamentos de meio da quadra

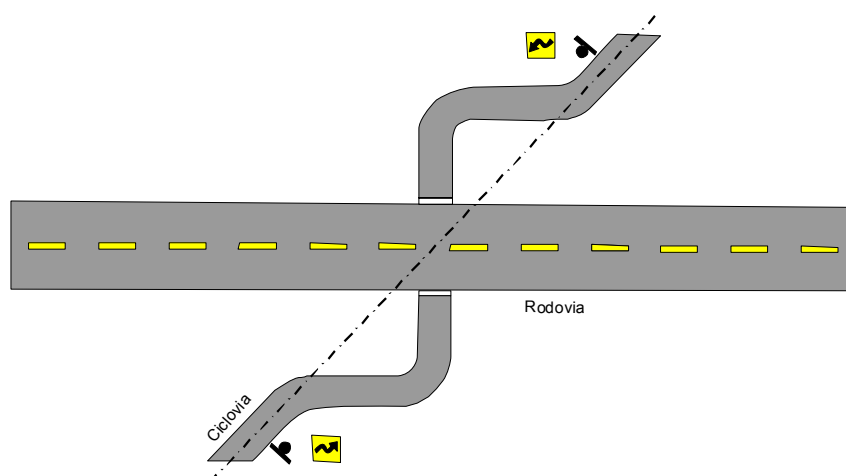
A Figura 26 mostra um cruzamento típico de meio de quadra. Essas passagens devem ficar afastadas de interseções existentes, de modo a ficarem claramente separadas das atividades dos motoristas que se aproximam dessas interseções (movimentos de convergência, aceleração, desaceleração, passagens para faixas que se destinam a manobras de giros). Há muitas variáveis a considerar no projeto, incluindo: direito de uso das faixas, dispositivos de controle de tráfego, distâncias de visibilidade necessárias para motoristas e ciclistas, uso de ilhas de proteção, controle de acessos e marcas no pavimento.

Figura 26 – Cruzamento no Meio da Quadra



Outra consideração importante, nas passagens de meio de quadra, é a ocorrência de travessia esconsa. A Figura 27, a seguir, mostra o realinhamento da ciclovia para atravessar perpendicularmente à pista. Um ângulo mínimo de 45° pode ser aceitável, para minimizar desapropriações.

Figura 27 – Realinhamento de Cruzamento Esconso



– *Cruzamentos de ciclovias adjacentes*

Esses cruzamentos ocorrem quando a ciclovia atravessa uma rodovia em uma interseção tipo “T” ou “X” (Figura 28). É desejável que esse tipo de passagem seja cuidadosamente integrado à interseção, de modo que motoristas e ciclistas reconheçam que se situam em uma interseção com diversas

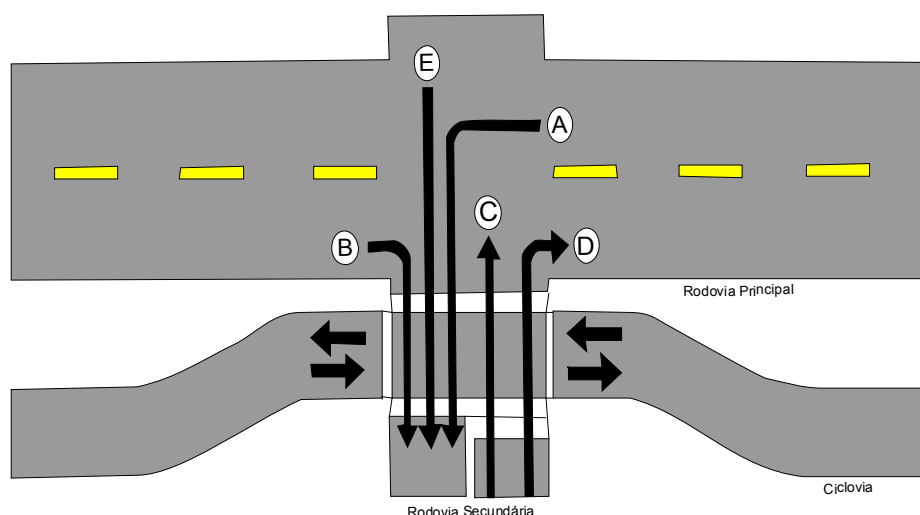
correntes de tráfego. Os ciclistas são levados a considerar os conflitos potenciais com veículos girando à esquerda (A) e à direita (B) da rodovia paralela, e da rodovia atravessada (C, D, E).

A rodovia principal tanto pode ser a paralela ou a atravessada. A indicação dos direitos de uso das faixas, os dispositivos de controle de tráfego, as distâncias entre a passagem e a rodovia são variáveis importantes que afetam bastante o projeto da interseção. A situação se complica, se há possibilidade de conflitos inesperados pelos motoristas e pelos usuários da passagem. Visibilidade adequada nas esquinas das interseções é de grande importância.

Nas interseções semaforizadas, o tráfego de bicicletas deve ser considerado na determinação dos tempos de verde dos ciclos de sinais. Normalmente, os ciclistas podem cruzar uma interseção junto com os demais veículos, nas fases correspondentes, se o tempo de verde levar em conta o número e velocidades dos ciclistas.

Para movimentos do tipo A, se a passagem é muito usada, pode ser aconselhável proibir giros à esquerda em rodovia com grande volume de tráfego. Para movimentos do tipo B, para reduzir as velocidades dos veículos, um raio de giro, tão pequeno quanto possível, pode ser necessário. Para movimentos dos tipos C e D pode ser aconselhável proibir giros à direita com sinal vermelho e pintar uma faixa de parada, antes do cruzamento. Para atender aos movimentos do tipo E e proteger os ciclistas usuários da passagem, pode ser necessário um tempo de vermelho, em conjunto, para todos os movimentos (*all-red*).

Figura 28 – Interseção de Ciclovia Adjacente à Rodovia



– *Cruzamentos complexos*

Cruzamentos complexos constituem todos os demais tipos de interseções de ciclovias com rodovias. Incluem uma variedade de configurações, nas quais os ciclistas atravessam uma interseção entre duas ou mais vias.

O projetista deve agir com a criatividade necessária para resolver o desafio apresentado. Não há uma solução geral a ser recomendada. Entre as abordagens possíveis para os casos da prática sugerem-se:

- Mudar o local da interseção;
- Instalar um semáforo;
- Adaptar a instalação existente de sinalização;
- Introduzir uma ilha de refúgio, prevendo o cruzamento da via pelos ciclistas em duas etapas.

j) Outras considerações de projeto

– *Larguras dos ramos das interseções*

Os ramos para acomodar bicicletas em interseções devem ter, pelo menos, a mesma largura da ciclovia. As transposições dos meios-fios devem permitir transição, tão suave quanto possível, entre a ciclovia e a rodovia. Um raio de 1,50 m pode ser usado, para facilitar giros à direita de bicicletas.

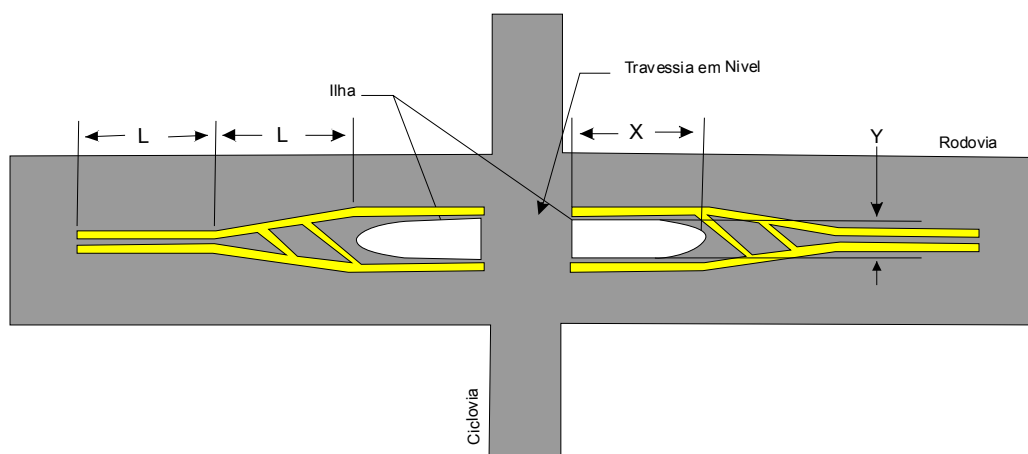
– *Ilhas de proteção (refúgios)*

Devem ser consideradas em interseções de ciclovias com rodovias, em que há a possibilidade de ocorrência das seguintes condições:

- Volume considerável de tráfego e/ou velocidades elevadas na rodovia, que criem condições inaceitáveis para os usuários da ciclovia;
- Largura excessiva da rodovia para o tempo de travessia disponível;
- A travessia pode ser usada por pessoas que caminham vagarosamente, por motivo de idade (idosos ou crianças) ou por problemas físicos etc.

A ilha de proteção deve ser suficientemente grande para acomodar grupos de usuários, incluindo pedestres, ciclistas, pessoas em cadeiras de rodas e carrinhos de crianças. O refúgio deve ser projetado como indicado na Figura 29. O espaço deve ser suficiente para que os que estão na ilha de proteção não se sintam ameaçados pelo tráfego motorizado, que passa enquanto aguardam o término da travessia. É recomendável rebaixar o meio-fio ou interromper a continuidade da ilha, onde o movimento de pedestres e/ou de ciclistas é mais intenso.

Figura 29 – Ilha de Proteção



Os comprimentos indicados na figura devem atender às seguintes condições:

X = Comprimento da ilha = 2 m ou mais.

Y = Largura da ilha:

2 m (mínima);

2,5 m (satisfatória);

3,0 m (desejável).

$W = Y/2$

$L = 0,5 W.V$ (comprimento mínimo de 30 m, em vias urbanas, e 60 m, em vias rurais)

– *Bicicletas em rótulas modernas*

Normalmente há três maneiras de acomodar ciclistas em rótulas:

- Em fluxo misto, com outros veículos motorizados;
- Em ciclovias;
- Em ciclofaixas, ao longo da borda externa da rótula (geralmente não recomendado).

Os seguintes problemas de segurança devem ser considerados, no que diz respeito a bicicletas em rótulas:

- Ciclistas são usuários vulneráveis e deve-se dar atenção à sua acomodação;
- Em rótulas de baixa velocidade, em torno de 20 km/h, com uma única faixa, não se observa muito impacto, quando bicicletas são misturadas com os outros veículos. Devido ao pequeno diferencial de velocidades, os ciclistas costumam circular com velocidade próxima às dos

demais veículos. Quando ciclofaixas chegam nesse tipo de rótula, é preferível interrompê-las, 10 a 12 metros antes de alcançar a rótula, do que prosseguir com as mesmas.

- A segurança tende a diminuir com velocidades maiores, em rótulas de mais de uma faixa e nas entradas das rotatórias. Nessas rotatórias, soluções específicas devem ser procuradas, se o volume de tráfego o permitir. Entre as possíveis soluções, tem-se: ciclovias independentes, uso de faixa compartilhada com os pedestres, adoção de variantes de rotas por outras interseções e separação de greides, para os casos mais críticos.

A maioria das colisões com bicicletas em rotatórias envolve veículos acessando a rótula com bicicletas circulando na mesma, reforçando a necessidade de reduzir as velocidades. Assim, deve-se procurar garantir que a configuração da rotatória tenha geometria que cause a deflexão do tráfego de entrada, de modo a se ter boa visibilidade e reforçar a obrigação dos veículos de darem preferência ao tráfego que circula na rótula.

– Sinalização

Sinalização e delimitação adequadas de todos os tipos de ciclovias são importantes, para que se tenha operação efetiva e segura. Orientação básica, para o seu projeto, se encontra no *Manual de Sinalização Rodoviária – DNIT – 1999*, no *Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito – DENATRAN – 2007*, que poderão ser complementados pelo *Manual on Uniform Traffic Control Devices – MUTCD – 1988*, ou edição mais recente.

Para informações mais completas e detalhadas sobre planejamento e projeto de vias para bicicletas, recomenda-se consultar as publicações: *Guide for Development of Bicycle Facilities – AASHTO – 1999* e *Design Treatments to Accommodate Bicycles – FHWA – 1994*.

4.6 ÔNIBUS

4.6.1 Considerações gerais

Normalmente, nas vias arteriais, são instalados dispositivos de controle do tráfego, com a intenção de favorecer os carros de passeio, com preocupação secundária quanto aos demais veículos. No caso de operação de linhas expressas de ônibus, as medidas favoráveis aos carros geralmente também favorecem os ônibus, exceto quando suas linhas incluem frequentes paradas para embarque e desembarque de passageiros. Uma adequada sinalização progressiva para carros, com os sinais verdes sincronizados com suas velocidades (onda verde), pode ter efeito negativo para os ônibus, que perdem tempo com suas paradas, diminuindo o uso desses veículos e estimulando o acréscimo de carros de passeio.

Tem sido dedicado algum esforço ao desenvolvimento de dispositivos de controle que sejam favoráveis aos ônibus, sem prejudicar muito os carros de passeio. Essas medidas provocam sempre alguma redução nas velocidades dos carros, mas, em alguns casos, podem ser benéficas a todos. Considerando que o volume elevado de veículos provoca redução da velocidade média, se as vantagens dadas aos ônibus provocarem redução efetiva do volume de carros de passeio, a queda de velocidade provocada pelo volume de veículos pode ser reduzida, compensando o efeito das vantagens concedidas. Essas medidas devem ser objeto de cuidadoso estudo, que deve começar no planejamento do desenvolvimento do sistema viário.

Embora se dê maior ênfase em reduzir demoras com a aplicação dos controles de tráfego, medidas podem ser tomadas para facilitar a operação dos ônibus, particularmente nos locais de manobras entre a via arterial e as vias transversais.

As manobras de giro dos ônibus podem criar problemas quando as ruas transversais são estreitas e as propriedades adjacentes não permitem a adoção de raios de dimensões adequadas. No seu giro, os ônibus podem ultrapassar a linha central da via, ocupando lugar correspondente ao sentido contrário. Nas interseções controladas por sinais luminosos, a faixa do sentido contrário pode estar ocupada por veículos parados, aguardando o sinal verde. Nessas condições, deve ser alargada a porção da via transversal atingida, ou, se for viável, modificada a sinalização, com recuo da linha de retenção.

A interferência entre os ônibus e o restante do tráfego pode ser muito reduzida, com a provisão de paradas fora das faixas do tráfego direto, com a introdução de baias de ônibus. As baias devem ser projetadas, de modo que os ônibus possam sair e entrar na faixa de tráfego direto adjacente com facilidade. Poucas vezes, a faixa de domínio disponível nas ruas arteriais de menor importância é suficiente para implantar baias para ônibus; mas, sempre que for possível, deve-se aproveitar a oportunidade.

Além dos serviços de ônibus expressos, devem-se considerar outros recursos operacionais para reduzir os tempos de viagem do transporte público. Uma pista exclusiva para veículos de alta ocupação (veículos motorizados transportando um mínimo de pessoas para cada tipo de veículo, podendo ser ônibus, carros, vans ou qualquer outro veículo que preencha o mínimo de ocupação requerida) pode ser reservada, apenas para o tráfego de ônibus, ou ônibus e outros veículos de alta ocupação. Esse tipo de solução apresenta condições de operação muito eficientes e reduz os tempos de viagem dos usuários. Projetos de pistas e faixas de tráfego para veículos de alta ocupação são discutidos na publicação *Guide for High-Occupance Vehicle (HOV) Facilities* – AASHTO – 2004.

4.6.2 Localização dos pontos de parada de ônibus

a) Vias expressas

Transporte realmente rápido por ônibus tem aplicação limitada, porque o serviço normal das linhas de ônibus combina coleta e distribuição com o transporte entre os subúrbios e a área central, e a maioria das vias disponíveis para essas linhas não é passível de adaptação para operação com velocidade elevada. Muitas áreas metropolitanas dispõem de linhas de ônibus que operam no sistema de vias expressas, entre pontos dos subúrbios, próximos às vias correspondentes, e pontos na área comercial central (ou outros centros semelhantes), sem paradas intermediárias. O número de ônibus em operação, nas horas de pico, o espaçamento entre os pontos de parada e o projeto das baias medem a eficiência da operação e seus reflexos na rodovia. Ônibus operando a pequenos intervalos, com frequentes cargas e descargas de passageiros, são mais sujeitos à acumulação nos pontos de parada e a interferirem com o tráfego de passagem. Por outro lado, linhas expressas de ônibus, com nenhuma ou poucas paradas na via expressa, prestam serviço de qualidade superior para áreas urbanas mais afastadas e afetam muito pouco a operação da via.

– *Espaçamento das paradas de ônibus*

O aumento das distâncias entre as paradas de ônibus tem grande influência no aumento das velocidades dos ônibus. O espaçamento entre as paradas deve ser feito, de modo a permitir que os ônibus trafeguem com velocidades próximas das velocidades médias do tráfego na via expressa. Para atingir esse objetivo, o espaçamento de 3,5 km normalmente é satisfatório.

As paradas de ônibus ao longo de uma via expressa são normalmente localizadas nas interseções com ruas, de onde vêm os passageiros por carros ou por outras linhas de ônibus. Essas paradas podem estar situadas no nível da via expressa, o que requer escadas ou rampas, ou no nível da rua, o que exige acessos por interconexões. As baias dos ônibus devem ser localizadas onde as condições forem favoráveis e, se possível, onde os greides nas faixas de aceleração sejam em nível ou descendentes.

– *Arranjos de paradas de ônibus*

A vantagem das paradas no nível da via expressa é que os ônibus perdem pouco tempo, além do necessário, para parar, carregar ou descarregar e partir. A desvantagem é que podem ser necessários escadas, rampas ou outros arranjos. As paradas no nível das ruas são mais confortáveis para os passageiros e dispensam as obras citadas. Entretanto, os ônibus terão que se misturar com o tráfego dos acessos e das vias marginais, e geralmente precisam fazer cruzamentos nas interseções em nível. Quando o volume do tráfego da rua é pequeno, essas desvantagens são reduzidas; mas, quando as ruas estão muito carregadas, os ônibus vão sofrer atrasos. Geralmente, as paradas no

nível das ruas são apropriadas nas áreas centrais. Nas áreas mais afastadas, um dos dois tipos pode ser mais adequado, ou mesmo combinações desses tipos.

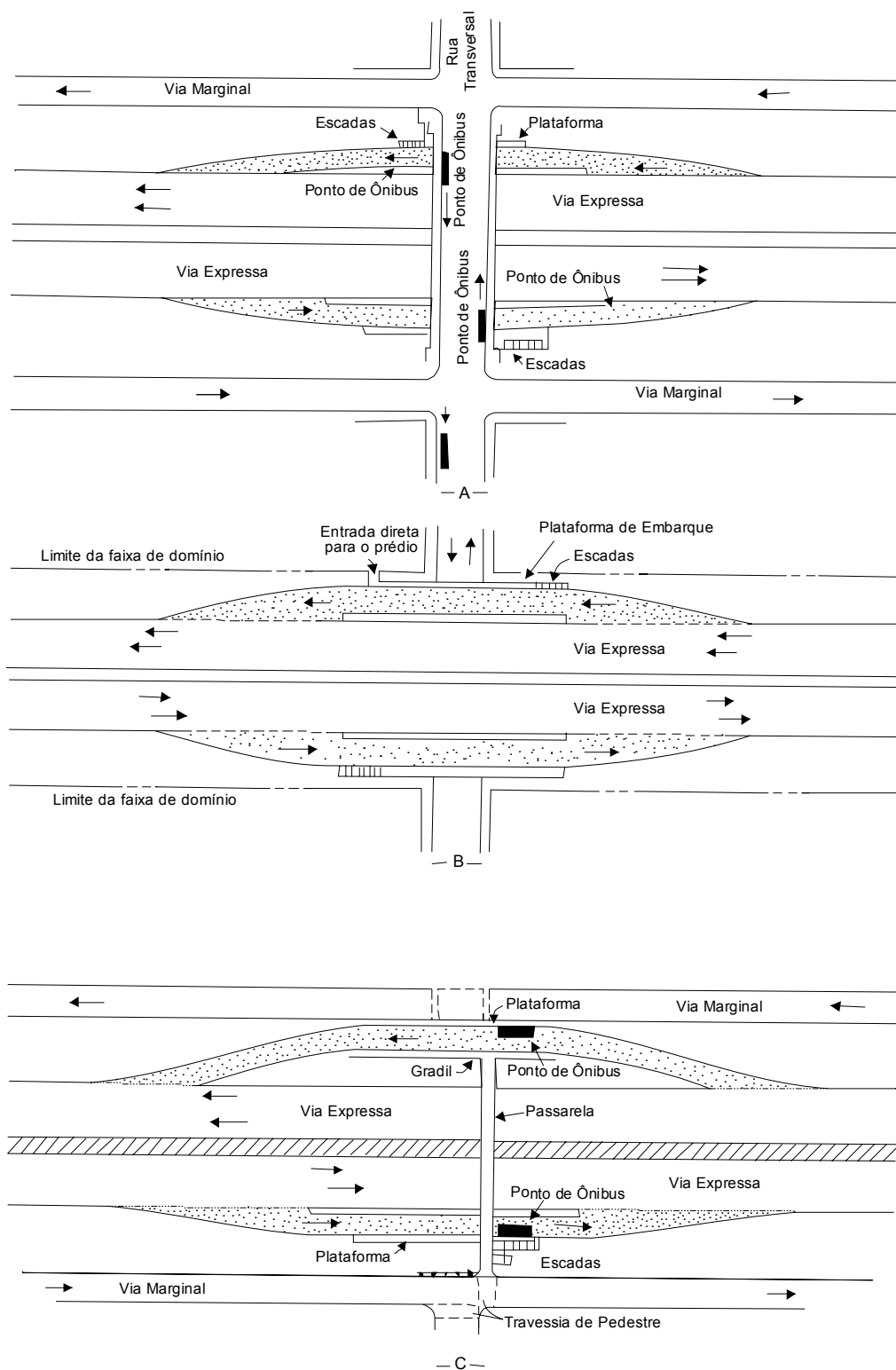
– *Paradas de ônibus no nível da via expressa*

Evidentemente, as paradas de ônibus são preferíveis nos locais de cruzamento das ruas transversais, onde os passageiros utilizam o viaduto, para ter acesso aos dois lados da via expressa. A Figura 30A mostra um exemplo de parada de ônibus em passagem inferior. As áreas de embarque e desembarque de passageiros situam-se sob a estrutura, exigindo maiores comprimentos de viadutos. As escadas de acesso devem ser situadas do lado da rua transversal usada por mais passageiros. Duas escadas adicionais podem eliminar as travessias da rua transversal por pedestres oriundos da via expressa.

A Figura 30B mostra uma solução para uma passagem superior. Observa-se que podem ser feitas conexões diretas da plataforma de embarque e desembarque a prédios de uso público e lojas de departamentos.

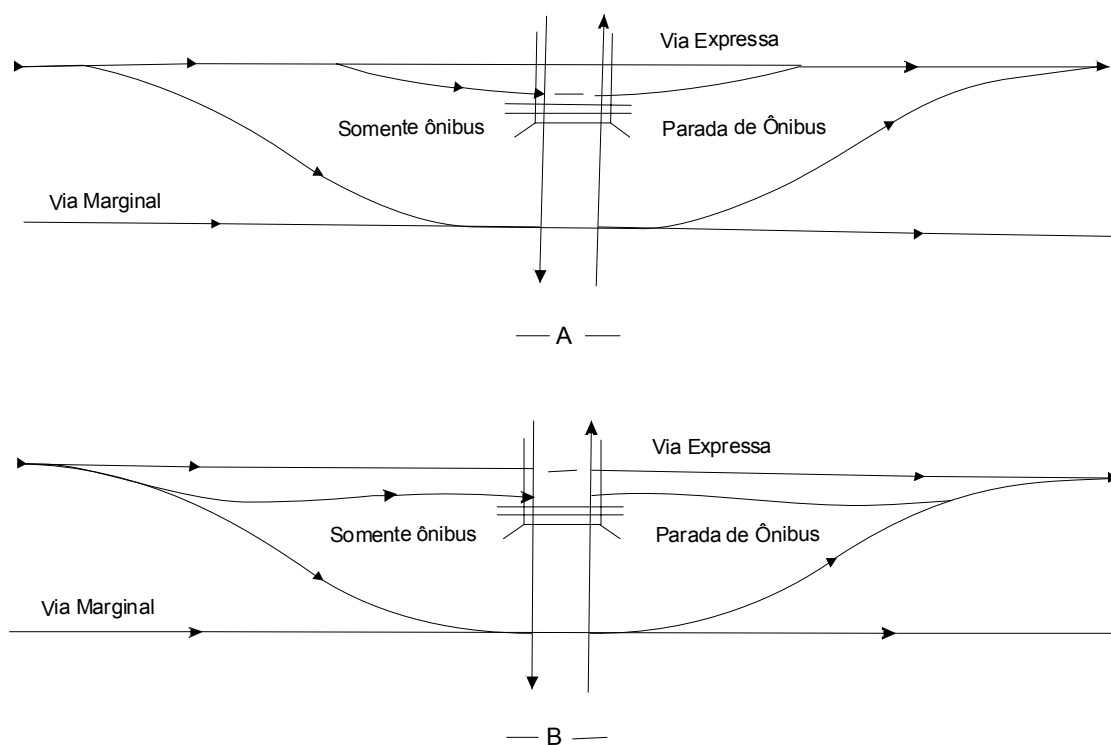
Algumas vezes são necessárias paradas de ônibus fora dos cruzamentos com ruas transversais, em locais distantes, ou onde não for aconselhável colocar paradas nas estruturas de travessia. De preferência, essas paradas devem ser localizadas nos lados opostos a ruas transversais interrompidas pela via expressa ou em passeios públicos de maior fluxo de pedestres. Uma passarela é necessária para atender aos dois lados da via expressa. A Figura 30C apresenta duas soluções. Na metade inferior do desenho, a baía de ônibus é localizada no nível da via expressa, sob a passarela. Os pedestres têm acesso à passarela por escadas ou rampas. Uma solução alternativa, mostrada na parte superior, apresenta uma baía localizada no nível da rua lateral, eliminando a necessidade dos passageiros utilizarem rampas ou escadas.

Figura 30 – Paradas de Ônibus no Nível da Via Expressa



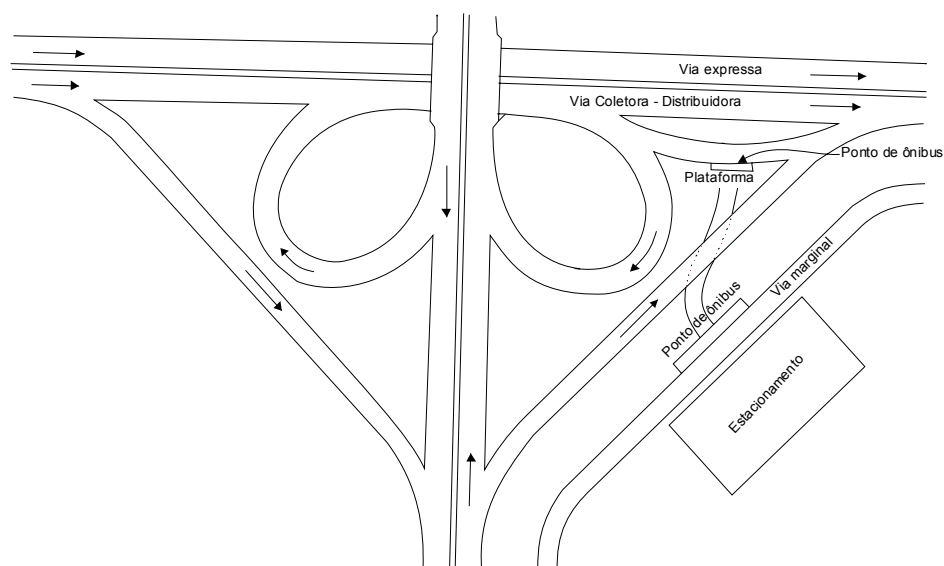
A Figura 31 mostra paradas de ônibus localizadas no nível da via expressa, em uma interconexão tipo diamante, dando acesso a uma via marginal de mão única. As paradas de ônibus são localizadas sob as ruas transversais. Na Figura 31A, o acesso à baía de ônibus é localizado após o terminal de saída da via expressa e a saída da baía fica antes do terminal de entrada. Na Figura 31B, os ônibus usam o ramo de saída da via expressa para chegar à baía de ônibus. Essa solução melhora a eficiência, tanto do tráfego direto, como o dos ramos de acesso. Os motoristas dos ônibus adaptam-se facilmente à rota de acesso e saída da baía.

Figura 31 – Paradas de Ônibus em uma Interconexão Tipo Diamante



A Figura 32 a seguir mostra uma parada de ônibus situada entre o “loop” e o ramo externo de uma interconexão. A via coletora-distribuidora é vantajosa, por evitar que a baía seja conectada diretamente à via expressa. A baía, preferivelmente, deve ser localizada além do viaduto, para minimizar conflitos. Quando a baía se situa antes da estrutura, os ônibus executam manobras de entrecruzamento com o tráfego que se dirige para o “loop” de saída.

Figura 32 – Parada de Ônibus Em Um Trevo Completo (Cloverleaf)



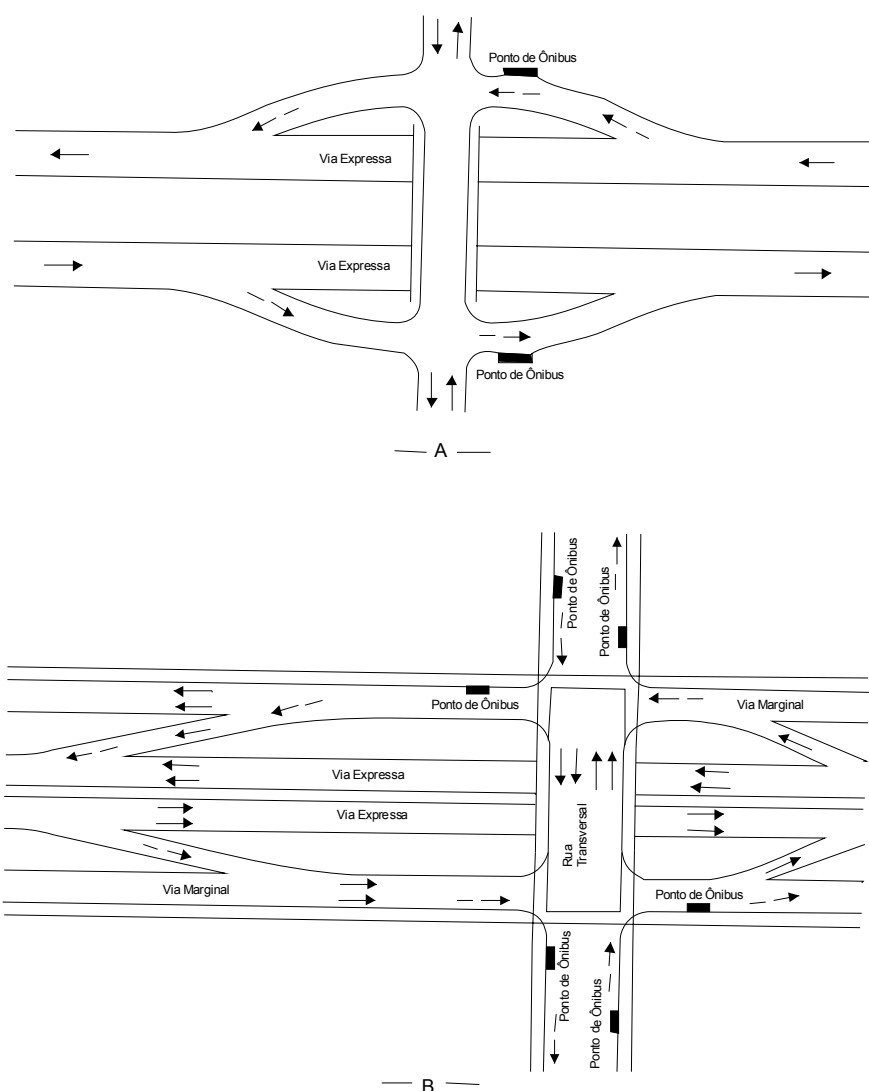
– *Paradas de ônibus no nível da rua*

As paradas de ônibus no nível da rua podem ser instaladas nas interconexões. Nos ramos dos diamantes, a parada de ônibus pode ser acomodada em uma área adjacente ou em um acostamento alargado, ou mesmo em uma pista complementar. De um modo geral, são preferíveis paradas adjacentes nos ramos de entrada.

A Figura 33 mostra diversos exemplos de paradas no nível da rua em interconexões do tipo diamante. A Figura 33A mostra duas localizações possíveis para uma parada de ônibus em um diamante sem vias marginais. A parada de ônibus pode ser instalada em um alargamento, tanto no ramo de entrada como no de saída. Deve ser feita análise dos conflitos causados por movimentos de giro, para verificar a viabilidade da solução.

A Figura 33B mostra uma parada de ônibus em uma via marginal de mão única, de uma interconexão em diamante. Os ônibus usam o ramo de saída para atingir o nível da rua, desembarcar e embarcar passageiros da rua transversal e prosseguir, usando a rampa de acesso. A distância adicionada é mínima, e se o tráfego da rua transversal for pequeno, pouco tempo é perdido. Por sua vez, se o tráfego da rua transversal for elevado e se houver muitos ônibus, a operação pode tornar-se difícil, porque os ônibus devem efetuar manobras de entrecruzamento com o tráfego da via marginal, para atingir a faixa junto ao meio-fio, atravessar então a rua transversal, parar no ponto e executar novas manobras de entrecruzamento para voltar para a rodovia. Paradas no nível da rua são difíceis de prover em interconexões direcionais ou do tipo trevo completo (*cloverleaf*).

Figura 33 – Paradas de Ônibus no Nível da Rua em uma Interconexão Tipo Diamante



– Escadas e rampas de acesso

Para paradas de ônibus no nível da via expressa são necessárias escadas, rampas, escadas rolantes ou uma combinação delas, para acesso dos passageiros provenientes ou com destino às vias locais. Devem-se dar soluções para as pessoas com problemas de deslocamento. Não se pode resolver o problema somente com escadas. As escadas e rampas devem ser e parecer fáceis de subir. Esse efeito pode ser conseguido instalando corrimãos, ampla iluminação dia e noite e plataformas, a cada 1,80 a 2,40 m de elevação. Coberturas nas escadas e rampas são desejáveis. As escadas devem ser colocadas onde se tenha que subir menos, preferivelmente abaixo de 6,00 m. Onde houver espaço disponível e apenas ônibus tiverem que ser atendidos, o gabarito vertical pode ser reduzido a 3,85 m. Quando as escadas forem localizadas a pequena distância dos pontos de embarque e

desembarque, o trecho final a ser percorrido pode ter greide de 4%, ganhando-se 0,30 a 0,60 m de elevação. Em alguns casos, pode-se reduzir a altura das escadas a 4,50 m ou menos.

Escadas e rampas, também, podem ser instaladas em paradas de ônibus, nos locais com muito movimento. Rampas para passageiros são boa solução para paradas em subúrbios e parques. A construção de corrimãos é conveniente e, às vezes, necessária. Deve-se considerar a utilização de esteiras rolantes se uma linha de ônibus atende a uma grande percentagem de passageiros idosos, se é muito utilizada ou se uma rampa é excessivamente longa. Além disso, deve-se prever o alargamento de passagens e portas e a eliminação de outros impedimentos ao deslocamento de pessoas com dificuldades de locomoção. A Norma ABNT NBR 9050 fixa as condições exigíveis, bem como os padrões e medidas que visam propiciar às pessoas deficientes melhores e mais adequadas condições de acesso.

b) Vias arteriais

A demanda de serviço de ônibus é função do tipo de uso do solo. A localização dos pontos de parada é feita visando atender às conveniências de seus usuários. Normalmente há paradas nas interseções de suas diferentes rotas, possibilitando as transferências de passageiros.

A localização específica de uma parada, dentro da área em que é necessária, é influenciada, também, pelo projeto e características operacionais da via. Exceto quando as ruas transversais são muito espaçadas, as paradas são usualmente localizadas nas vizinhanças das interseções. Isso permite evitar a necessidade de travessias de pedestres no meio do quarteirão, que devem ser reservadas para os casos em que os locais de trabalho ou de moradia são muito afastados das interseções.

As paradas podem ser localizadas antes ou depois das interseções, devendo-se analisar cada caso, para escolher a posição mais conveniente. As paradas após a interseção são preferíveis, quando:

- Outros ônibus podem efetuar as conversões à esquerda ou à direita, saindo da via arterial;
- São elevados os fluxos de conversão de outros tipos de veículos, provenientes da arterial, principalmente de giros à direita;
- Os volumes de aproximação da via arterial são elevados, criando forte demanda de estacionamento antes da interseção.

As paradas após a interseção comprovadamente reduzem os atropelamentos de pedestres. As condições de visibilidade geralmente favorecem essas paradas, especialmente nas interseções não semaforizadas. Os motoristas que se aproximam de uma rua transversal, pela via arterial, podem ver

melhor os veículos que chegam pela direita, se não houver ônibus parado antes da interseção. Nas paradas antes da interseção, a visibilidade à direita dos motoristas do tráfego direto pode ser bloqueada por um ônibus parado. Se a interseção for semaforizada, um ônibus parado pode bloquear a visão do sinal.

Outra desvantagem das paradas antes da interseção é a dificuldade que criam para os veículos que devem efetuar giros, enquanto o ônibus está parado. Os motoristas frequentemente passam por fora do ônibus, para girar à direita, o que interfere com os outros veículos e com o próprio ônibus, que estava parado e deseja prosseguir. Esta desvantagem é eliminada, se a via transversal tem sentido único da direita para a esquerda. Dessa forma, quando as ruas transversais têm sentido único, há alguma vantagem em efetuar as paradas antes das travessias, em que o fluxo vem da direita para a esquerda.

Quando ônibus giram à esquerda, a parada deve ser localizada pelo menos um quarteirão antes do local de giro. O ônibus terá que atravessar as faixas de tráfego à sua esquerda até situar-se na faixa própria para o giro. Paradas no meio da quadra são usadas ocasionalmente, mas pode tornar mais difícil a manobra.

Em vias arteriais com ampla faixa de domínio, baias de ônibus e faixas de mudança de velocidade há uma grande vantagem para as paradas após os cruzamentos, como mostra a Figura 34. Essas paradas devem ser conjugadas com faixas de aceleração, para acesso dos veículos que executam manobras de giro, com destino à via arterial. Quando a parada é localizada antes da interseção, os veículos da via arterial, que desejam girar à direita, não podem usar a faixa de desaceleração, se a mesma estiver ocupada, e terá que manobrar em torno desse veículo, usando as faixas de tráfego direto. Quando a parada estiver localizada depois da interseção, o tráfego da arterial que desejar girar à direita tem o caminho livre. A parada deve ser situada um pouco depois do cruzamento, de modo que veículos girando à direita, no sentido da via arterial, possam usar uma parte da faixa de parada dos ônibus como área de manobra. Essa faixa deve ser dimensionada, de forma a garantir que os ônibus que se sucedem tenham espaço suficiente para parar sem bloquear a via transversal.

As paradas de ônibus das ruas transversais devem ser localizadas de modo que as transferências de passageiros sejam feitas sem atravessar a via arterial, independentemente dos sentidos de percurso desejados. A Figura 34A mostra um exemplo de arranjo satisfatório.

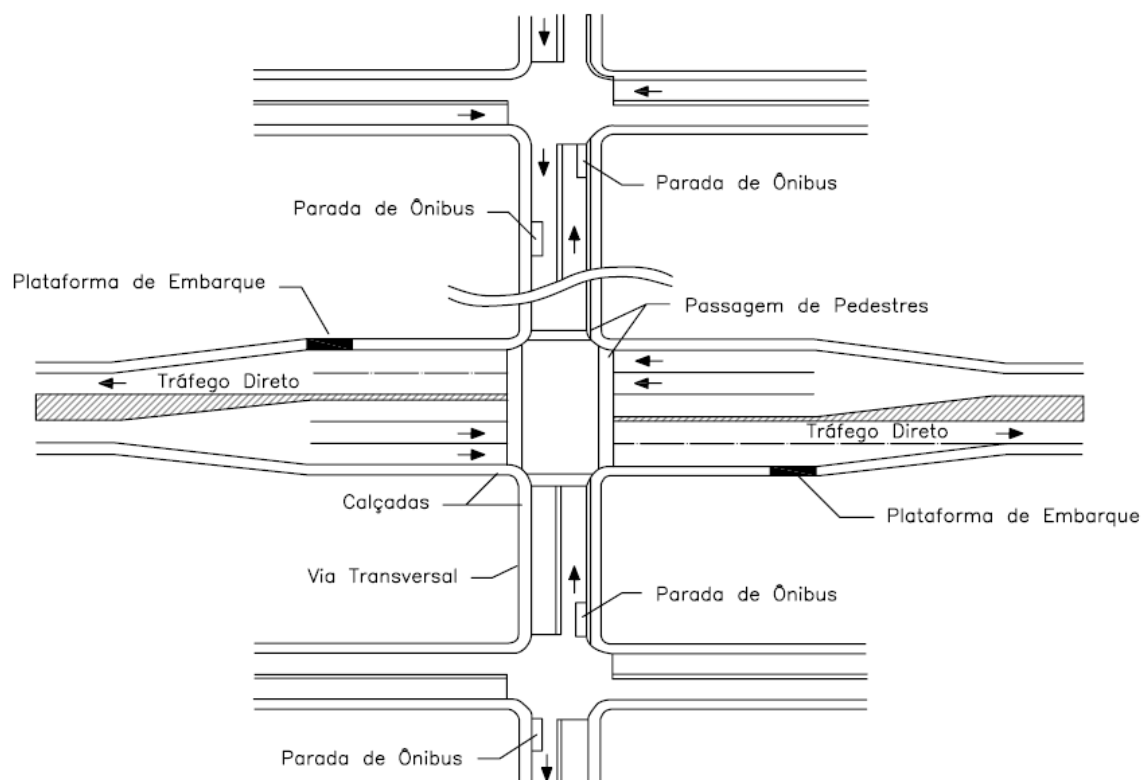
Em um outro arranjo elaborado para uma via arterial com ruas laterais (Figura 34B), os ônibus saem e retornam para a via arterial, utilizando aberturas especiais (agulhas) nos canteiros externos, situadas antes e depois da interseção. Essa solução apresenta como vantagem o posicionamento das

paradas bem afastadas das vias de tráfego direto. O tráfego que gira à direita, de e para a via arterial, também pode usar essas aberturas, reduzindo os conflitos da interseção. Em uma solução alternativa, não se prevê a abertura antes da interseção e os ônibus passam para a rua lateral, na própria interseção. Ambas as aberturas podem ser eliminadas, onde a via lateral é contínua entre cruzamentos sucessivos, porque os ônibus podem sair das vias diretas, em uma interseção, e usar a via lateral para voltar para a via arterial, na interseção seguinte. Este tipo de operação é adequado, onde as paradas de ônibus são muito espaçadas.

Paradas no meio da quadra, depois da interseção, têm a vantagem em relação às paradas antes da interseção, pelo fato de que toda a largura da via, na aproximação do cruzamento, é tornada disponível para armazenamento de veículos e manobras de giro, mantendo a capacidade tão alta quanto possível. Entretanto, essas paradas não são adequadas para vias em que é permitido o estacionamento, como ocorre em algumas vias arteriais, nos períodos fora de pico. Normalmente, uma travessia para pedestres é necessária em uma parada de ônibus no meio da quadra, para dar acesso a passageiros de ambos os lados da via arterial e para servir como travessia para outros pedestres. Em tais casos, sinalização semafórica pode ser necessária, para criar oportunidades de travessias seguras para os pedestres. Os sinais em meio de quadra não são esperados pelos motoristas e devem ser cuidadosamente analisados, no que se refere à segurança e implicações operacionais. Em uma parada de maior importância e elevado movimento de pedestres, pode ser justificada uma passagem em níveis distintos.

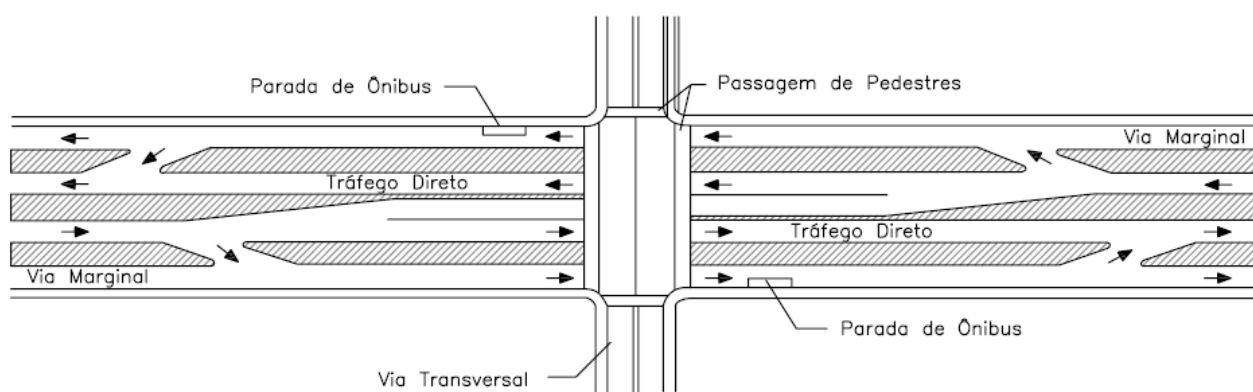
Informações adicionais, concernentes à localização e projeto de pontos de parada, podem ser obtidas na publicação *Guidelines for the Location and Design of Bus Stops* – TRB – 1996.

Figura 34 – Paradas de Ônibus nas Vias Arteriais



NAS FAIXAS DE ACELERAÇÃO

— A —



NAS VIAS MARGINAIS

— B —

4.6.3 Baias de ônibus

a) Vias expressas

O objetivo básico de uma baia de ônibus, em uma via expressa, é fazer com que a desaceleração, parada e aceleração dos ônibus sejam feitos fora das faixas do tráfego direto. O projeto da baia inclui rampas, escadas, gradis, plataformas para estacionamento dos passageiros, sinalização de placas e marcas no pavimento.

As faixas de desaceleração e aceleração devem ter comprimento suficiente para que o ônibus saia e entre nas faixas de tráfego direto com a velocidade média da rodovia, sem desconforto para os passageiros. Os comprimentos das faixas de aceleração devem ser bem maiores que os mínimos, já que os ônibus partem da posição “parado” e os ônibus lotados têm menor capacidade de aceleração que um carro de passeio. As faixas de desaceleração normais são suficientes. A largura necessária da baia, incluindo acostamento, deve ser de 6,00 m, para permitir a passagem de um ônibus parado. As áreas pavimentadas das baias devem formar contraste com o pavimento da rodovia, tanto em cor como em textura, para desencorajar o uso do tráfego de passagem.

A área de separação da borda do acostamento da via expressa da borda da baia deve ser tão larga quanto possível, preferivelmente 6,00 m. Em casos extremos, pode ser reduzida para 1,20 m. Uma barreira é normalmente necessária na área de separação, e telas são recomendadas, para impedir que pedestres entrem na via expressa. As plataformas para os passageiros devem ter largura mínima de 1,50 m, de preferência 1,80 m a 3,00 m. A Figura 35 apresenta seções transversais típicas de baias incluindo uma seção normal, uma seção em uma passagem inferior e uma seção em uma passagem superior.

b) Vias arteriais

A interferência entre os ônibus urbanos e os demais veículos pode ser muito reduzida com a inclusão de baias nas vias arteriais. É pouco comum que se disponha de faixa de domínio nas vias arteriais secundárias, que permitam a implantação de baias de ônibus nas suas bordas; mas, sempre que possível, devem ser previstas.

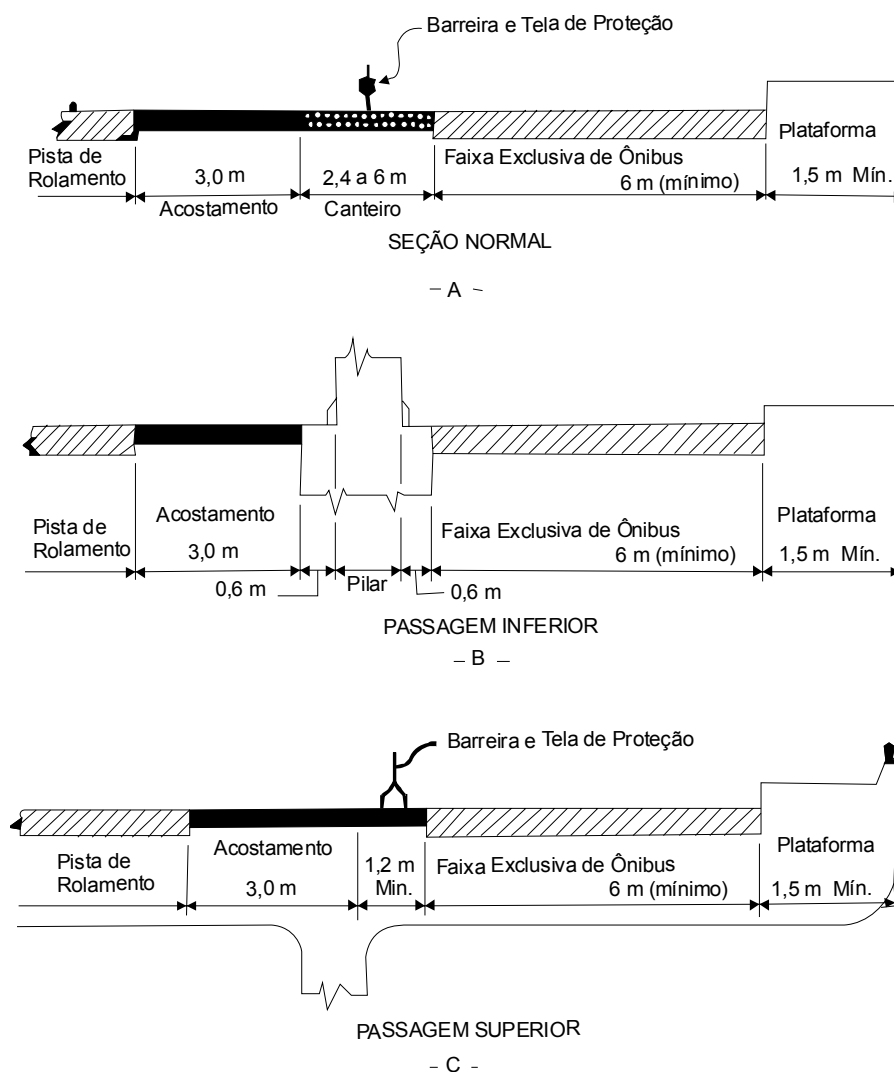
Para que sejam eficientes, as baias de ônibus devem conter:

- Faixa de desaceleração ou taper, que permita fácil acesso à plataforma de embarque/desembarque;
- Área de espera, que possa acomodar o maior número de veículos previsto para ocupá-la ao mesmo tempo;

- Faixa de incorporação, que permita fácil acesso à pista de tráfego adjacente.

A faixa de desaceleração deve ter um taper com ângulo suficientemente pequeno, para encorajar o motorista do ônibus a sair totalmente da faixa direta de tráfego, antes de parar. Normalmente, não se consegue o comprimento necessário para as velocidades usuais nas rodovias. Um taper de 5:1 (longitudinal:transversal) é o mínimo desejável.

Figura 35 – Seções Transversais Típicas de Baías de Ônibus nas Vias Expressas



A área de embarque/desembarque deve prever de 13 a 15 m por ônibus. Sua largura deve ser de 3,00 m, no mínimo, e preferivelmente 3,60 m. Em casos especiais admite-se a largura de 2,80 m. O taper de acesso à via pode ser menos suave que o de saída, mas limitado a 3:1. Quando a baía está localizada antes da interseção, a largura da rua transversal é, geralmente, suficiente para atender ao comprimento necessário à incorporação. Quando a parada de ônibus se situar logo depois de um cruzamento, a baía pode ser localizada após a esquina, conforme exemplo da Figura 36.

O comprimento mínimo de uma baia para dois ônibus é de cerca de 54 m, para paradas localizadas em meio de quadra, 45 m, para paradas antes do cruzamento, e 39 m, para paradas depois do cruzamento. Essas dimensões são para uma baia com largura de 3,00 m. Para largura de 3,60 m, devem ser acrescidos 4 a 5 m. Comprimentos maiores de baias permitem manobras mais rápidas, levam os motoristas a proceder com maior eficiência e reduzem a interferência com o tráfego de passagem.

A Figura 37 mostra um exemplo de uma baia localizada em meio de quadra. A largura da baia é de 3,00 m e o comprimento é de 50,88 m, incluindo os tapers. Os tapers das faixas de desaceleração e aceleração são, respectivamente, 5:1 e 4:1.

Cabe observar que algumas prefeituras já dispõem de projetos-tipo próprios. No entanto, dentro do possível, é conveniente que esses projetos sejam adaptados, de modo a atender às recomendações da AASHTO acima descritas.

Figura 36 – Baia de Ônibus Depois da Esquina

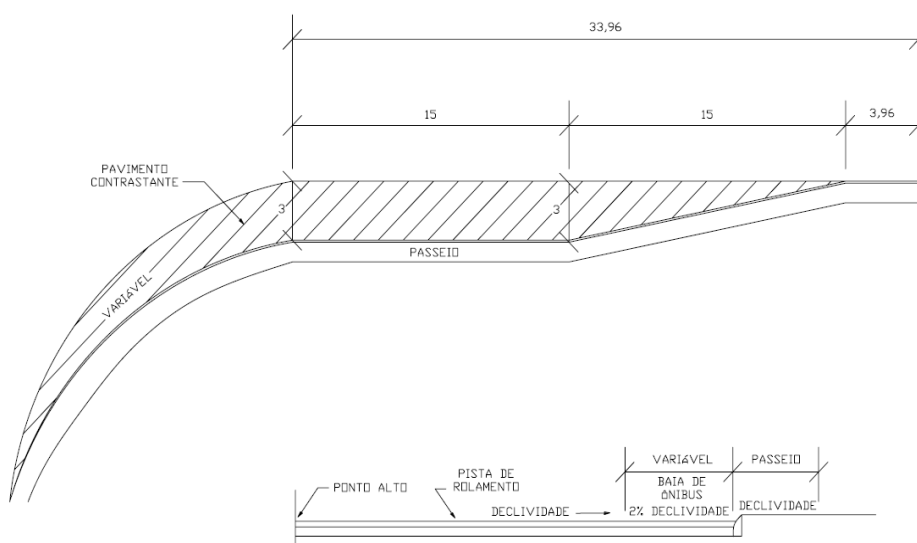
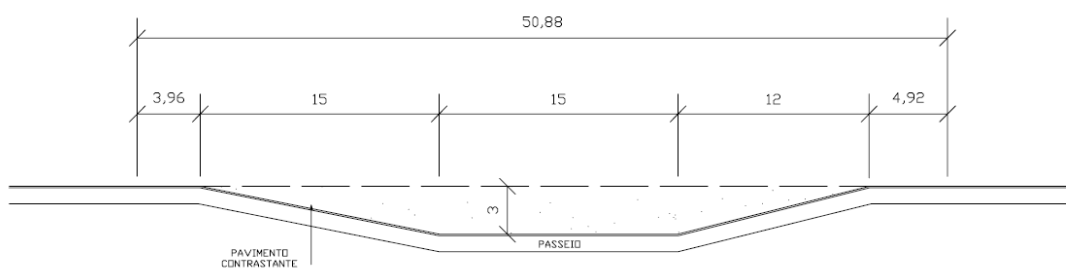


Figura 37 – Baia de Ônibus em Meio de Quadra



4.6.4 Faixas exclusivas de ônibus

Pode-se conseguir alguma melhoria na qualidade do tráfego das vias arteriais, quando se reserva, para os ônibus a faixa junto ao meio-fio. Essa medida perde um pouco sua eficácia onde há giros à direita, já que não se pode evitar que esses veículos usem a faixa junto ao meio-fio, em um ou dois quarteirões antes da saída. Como não se podem distinguir os veículos que giram à direita dos demais, a obediência à regulamentação torna-se voluntária. Entretanto, para ter segurança de que essa medida dará bom resultado, devem-se testar, de forma preliminar, os locais em que se pretende implantá-la.

Há uma maneira de assegurar, com pouca fiscalização, o uso exclusivo da faixa reservada para ônibus. Deve-se segregar a faixa de tráfego junto ao meio-fio, mediante separação física, e inverter o sentido do tráfego nas demais faixas. A separação pode ser feita com defensas metálicas ou barreiras rígidas. Esse sistema é chamado de “contrafluxo” e pode ser útil para as linhas de ônibus em locais de tráfego muito denso.

Faixas exclusivas de ônibus podem justificar-se, mesmo para número relativamente pequeno de ônibus. Como a capacidade de um ônibus é muito superior à ocupação normal de um carro de passeio, que geralmente carrega menos de duas pessoas em média, um ônibus com a capacidade de 40 passageiros pode tirar da circulação 20 carros de passeio, aliviando muito o tráfego.

A Figura 38 mostra uma via com faixa exclusiva de ônibus.

Figura 38 – Faixa Exclusiva de Ônibus



4.6.5 Pistas exclusivas de ônibus

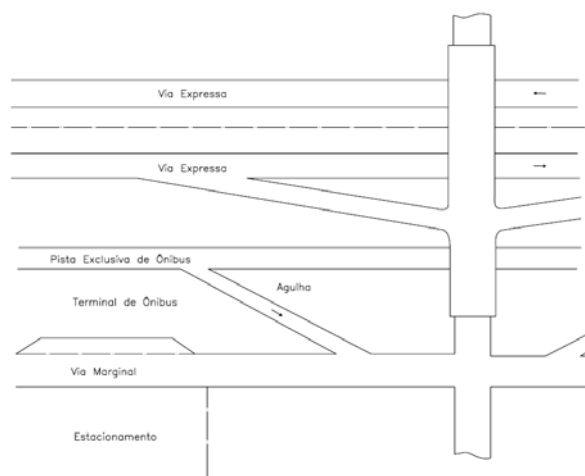
A utilização das vias expressas, como parte integrante do transporte de massa, é a forma de atender, da melhor maneira possível, às necessidades de deslocamento das grandes cidades. Essa integração pode ser conseguida, utilizando as faixas de domínio disponíveis para uso conjunto de ferrovia, metrô de superfície, e/ou pistas exclusivas para ônibus ou outros veículos de alta ocupação. O uso

conjunto, onde viável, não só apresenta menor custo de faixa de domínio que o de vias em áreas separadas, como evita desapropriações e tem menor impacto local. Canteiros centrais e áreas disponíveis nas vias existentes podem servir para implantação de pistas, para uso exclusivo de ônibus e outros veículos de uso coletivo.

Quando o transporte por ônibus utiliza a área do canteiro central, o acesso a esses veículos normalmente é feito a partir de uma via transversal nos locais das interconexões. Geralmente essa solução não se presta para transferência intermodal. A mudança de ônibus para carro, ou vice-versa, aumenta o congestionamento na área da interseção, e os parques de estacionamento são geralmente tão afastados das interconexões que desencorajam a transferência para o transporte público. Esse tipo de pista exclusiva só se presta para transporte expresso, já que os ramos de acesso à área do canteiro central são de custo elevado e prejudicam a operação. Além disso, quando se torna necessário proceder a reparos ou reconstrução da via expressa, é muitas vezes conveniente construir uma passagem e transferir o tráfego para uma via paralela. Quando parte do transporte é feita na área do canteiro central, essas ligações eventuais não são possíveis sem interrupção do transporte coletivo.

Quando a via para o transporte coletivo é paralela à via expressa, mas não está situada no canteiro central, esses problemas podem ser superados. Na Figura 39 vê-se uma pista exclusiva de ônibus localizada entre uma via expressa e uma via marginal. O acesso à pista exclusiva de ônibus é feito pela via marginal. O ponto de ônibus não é atingido por eventual congestionamento na área da interconexão, dispõe-se de espaço para baias de ônibus e é mais fácil conseguir áreas para parques de estacionamento. Esses fatores estimulam a transferência intermodal. Os ramos de acessos (agulhas) entre a pista exclusiva de ônibus e a via marginal, permitem a coleta e distribuição, sem interferência na operação da via expressa.

Figura 39 – Pista Exclusiva de Ônibus Localizada entre uma Via Expressa e uma Via Marginal



4.7 CONTROLE AMBIENTAL

4.7.1 Considerações gerais

Conforme Programa de Melhoria das Travessias Urbanas do Projeto de Ampliação da Capacidade Rodoviária das Ligações com os Países do MERCOSUL – DNER/IME – 2001, a presença de uma rodovia em zona urbana tende a estabelecer um conflito entre o espaço viário e o espaço urbano, com sérios impactos negativos para ambos, que afetam o desempenho operacional da rodovia e provocam a perda da qualidade de vida dos núcleos urbanos.

As adversidades geradas pelo conflito espaço viário versus espaço urbano destacam como impactos negativos mais significativos as distorções no uso e ocupação do solo, a segregação urbana e a intrusão visual.

As distorções no uso e ocupação do solo dizem respeito aos impactos causados por novos usos e ocupações implantados sem planejamento ao longo da rodovia, ocasionados pelo forte poder de atração que a mesma exerce. Isto pode gerar junto à comunidade local, entre outros impactos, destruição ou ruptura de valores arquitetônicos e paisagísticos, favelização de áreas desocupadas, e a redução de receitas de pequenas empresas e desemprego.

A segregação urbana caracteriza-se pela perda parcial ou total de acessibilidade a atividades como escola, comércio, vizinhança etc. Tal impacto afeta também a via, uma vez que, tanto para os veículos como os pedestres, a travessia provavelmente será feita no ponto de acesso mais curto ao seu destino, ameaçando assim a sua própria segurança e a dos usuários da rodovia.

A intrusão visual se refere ao impedimento da visualização parcial ou total da paisagem urbana ou a visualização de paisagem esteticamente desagradável. Tal impacto, provocado pela presença da rodovia e seus equipamentos (aterros, muros de contenção, passarelas, áreas degradadas, postes, placas de sinalização etc), afeta negativamente as áreas lindeiras, desvalorizando-as.

Outros impactos podem ser atribuídos à presença da rodovia em áreas urbanizadas, como a maior incidência de acidentes nesses segmentos, afetando a segurança dos moradores locais e dos usuários da via. Também a emissão de gases e ruídos pelos veículos na transposição do segmento urbano gera impactos ambientais, a serem devidamente considerados.

A magnitude desses impactos depende de diversos fatores, entre os quais se destacam os aspectos relacionados com a geometria da rodovia (planta, perfil e seção transversal), a largura / utilização da faixa de domínio e a estruturação do tecido urbano. Este último fator considera o tipo de uso e ocupação do solo da faixa lindeira e o sistema viário local e seu grau de interrelacionamento com a rodovia, que estabelece o nível de interferência do tráfego urbano de veículos motorizados e pedestres, com o fluxo rodoviário de longa distância.

O projeto de engenharia deve incorporar as soluções para mitigar ou eliminar os impactos ambientais identificados no Estudo Ambiental (Estudo de Impacto Ambiental – EIA ou outro) elaborado para o empreendimento rodoviário, através da proposição de estruturas físicas e medidas operacionais, visando reduzir os efeitos da segregação urbana e intrusão visual, enfatizando a segurança e o conforto dos moradores locais e dos usuários da rodovia. Deve ser desenvolvido de acordo com as fases do Projeto de Engenharia, com base na *Instrução de Serviço IS-246: Elaboração do Componente Ambiental dos Projetos de Engenharia Rodoviária*, das *Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos de engenharia Rodoviária – DNIT, 2006* e no *Manual para Atividades Ambientais Rodoviárias – DNIT,2006*.

Quanto ao ordenamento do uso e ocupação do solo na área de influência da rodovia, prevê-se a atuação junto às autoridades municipais em duas fases. A primeira, tendo como objetivo o estabelecimento de diretrizes de uso e ocupação do solo na faixa lindeira. Num segundo momento, as ações devem estar voltadas para a adequação aos Planos Diretores Municipais.

4.7.2 Projeto ambiental

a) Procedimentos metodológicos

O Projeto Ambiental compreende três fases: Preliminar, Projeto Básico e Projeto Executivo.

Prevê-se a consideração dos seguintes aspectos da metodologia a ser utilizada.

- Observação do das normas técnicas do DNIT, e a Instrução de Serviço IS-246.
- Levantamento dos dados de campo, compreendendo:
 - Reconhecimento de campo, para a observação das condições da geometria viária, pavimentação, sinalização, tráfego de veículos, pedestres, estacionamentos, postos de serviço, condições da faixa de domínio, uso e ocupação do solo nas áreas lindeiras etc.;
 - Cadastro físico da travessia, através de serviços aerofotogramétricos e topográficos, e levantamento através de satélites, para identificação das interseções e acessos existentes e de outros dispositivos de engenharia de tráfego;
 - Determinação dos volumes de tráfego da rodovia e dos principais fluxos de incorporação, saída e transposição da rodovia por veículos e pedestres.
- Coleta e exame da documentação existente, para conhecimento de planos diretores municipais e outros programas municipais, estaduais ou do governo federal, cuja implementação possa, de alguma forma, impactar o tráfego de veículos e pedestres nestes locais;
- Análise dos registros de acidentes, com identificação de suas características e prováveis causas, localização de pontos críticos etc;
- Consultas preliminares, para ouvir os pleitos das autoridades municipais e da comunidade;
- Elaboração das diretrizes básicas de projeto, objetivando evitar ou mitigar impactos ambientais;
- Elaboração do Diagnóstico Preliminar Ambiental da travessia urbana, contemplando diferentes alternativas de projeto, incluindo, quando pertinente, a proposição de novo traçado para o contorno do núcleo urbano em estudo;
- Reuniões com autoridades municipais e comunidades, para discussão da solução proposta;
- Elaboração do Projeto Básico, com a incorporação das sugestões pertinentes;
- Elaboração do Projeto Executivo, contendo todos os dispositivos físicos necessários para a mitigação dos impactos ambientais identificados.

b) Medidas físico-operacionais

A máxima condição de operacionalidade e segurança de uma via urbana é conseguida através da inexistência de acessos e travessia de pedestres, apesar da ocupação das áreas lindeiras adjacentes. Na impossibilidade da utilização de tal medida, preconiza-se o controle de acessos através das seguintes ações:

- Análise criteriosa da localização dos locais de acessos e travessias de pedestres, atendendo às conveniências da rodovia, características da malha viária local e trajetórias de pedestres;
- Impedimento do acesso de veículos e pedestres fora dos pontos determinados, mediante a criação de pistas laterais, ou realizando melhoramentos nas vias internas da área urbana.

Para mitigar os impactos de segregação urbana e intrusão visual da travessia e proporcionar conforto e segurança aos usuários da rodovia e população local, devem ser avaliadas as medidas físico-operacionais a seguir discriminadas (Tabela 19).

Tabela 19 - Medidas Físico-Operacionais

Itens do Projeto	Caracterização
1. Travessias de pedestres em nível pelo canteiro central	Presença de desvio obrigatório do percurso do pedestre, com defensas. Pavimentação diferenciada em textura e cor. Iluminação. Sinalização com placas. Tratamento paisagístico: estrutura arbórea na faixa de domínio e arbustiva no canteiro central.
2. Passagem inferior para pedestres e/ou veículos (restrita) e/ou bicicletas	Pavimentação diferenciada em textura e cor para pedestres e/ou veículos e/ou bicicletas, quando pertinente. Iluminação. Sinalização com placas. Tratamento paisagístico na faixa de domínio: estrutura arbórea.
3. Ponto de ônibus	Abrigo para pedestres que ofereça sombreamento e bancos, instalados sobre área pavimentada, com a presença de equipamentos de segurança como iluminação e telefone público. Os pontos de ônibus deverão atender aos dois lados da rodovia e ser sempre interligados por passagem de pedestres, seja em nível, inferior ou passarela.
4. Ciclovias	Pavimentação diferenciada em textura e cor, junto às calçadas das ruas laterais. Sinalização com placas e semáforos.
5. Passarelas	Inserção urbanística das passarelas, através de praças públicas com equipamentos de segurança e permanência, tais como iluminação, bancos, telefone público, jornaleiro, estacionamento etc.
6. Ruas laterais	Conexão com as quadras do tecido urbano adjacente. Presença de equipamentos de caráter urbano, visando diminuição de velocidade – calçamento, arborização, iluminação etc. Sinalização com placas e semáforos. Barreira vegetal antiofuscamento.
7. Prolongamento de viadutos	Aumento da extensão das obras, com objetivo de mitigar o impacto de intrusão visual.
8. Iluminação da rodovia	Iluminação pública na rodovia em todo o trecho ao longo da travessia urbana.
9. Limitação de velocidade	Através de sinalização adequada, estabelecer limites de velocidade na travessia urbana.

4.7.3 Controle de ruídos

Ruídos são sons não desejados. Veículos motorizados geram diversos tipos de ruídos com o funcionamento do motor, da exaustão do ar, do atrito dos pneus na pista etc. Deve-se procurar minimizá-los nas áreas mais afetadas de uma travessia urbana. O projetista deve avaliar o potencial de geração de ruídos e procurar reduzi-lo durante a execução do projeto.

É difícil de medir o grau de reação humana aos sons, já que não há instrumento que faça essas medidas diretamente. Pode-se, entretanto, medir os níveis de som em decibéis.

Os sons são medidos em escala logarítmica. A duplicação da fonte de ruídos gera um acréscimo de 3 decibéis no nível de ruído. Por exemplo, se um veículo gera um som de 60 dB, dois desses veículos, no mesmo local, gerarão um som de 63 dB, quatro veículos gerarão 66 dB, e assim por diante.

O ruído decresce com a distância. Dobrando a distância, o som decresce na ordem de 3 a 4,5 decibéis.

O mesmo nível de ruído gerado pelo tráfego causa diferentes reações, dependendo do meio ambiente. A simples intensidade não permite prever o grau de incômodo que causa. Por exemplo, se a fonte do ruído não é visível, não causa tanto incômodo. Se o meio ambiente leva a esperar mais ruído, ele incomoda menos que em locais aparentemente calmos. De fato, altos níveis de ruído de tráfego são mais toleráveis em uma área industrial que em uma área residencial. Quanto mais agudos ou intermitentes forem, mais incomodam. Para maiores detalhes recomenda-se consultar a publicação *Guide on Evaluation and Abatement of Traffic Noise* – AASHTO – 1993.

a) Procedimentos gerais a adotar

O primeiro passo para analisar os efeitos dos ruídos de uma via urbana planejada é definir os critérios para análise. Com esses critérios definidos, as áreas sensíveis aos ruídos podem ser identificadas. Essas podem incluir áreas residenciais, escolas, igrejas, hotéis, parques, hospitais, casas de saúde, livrarias etc. Medem-se, então, os níveis de ruídos dessas áreas.

Os ruídos a serem gerados pela via planejada são então estimados pelos métodos atualmente disponíveis. Os fatores a considerar são as características do tráfego (velocidade, volume e composição), topografia (vegetação, barreiras e distância) e características técnicas da via (configuração, tipo de pavimento, greides e tipo de via). A previsão é normalmente baseada no tráfego da via que produzirá as piores condições de ruído por hora, de forma regular, no ano de projeto. Informações mais detalhadas para previsão são disponíveis em várias publicações do FHWA – *Federal Highway Transportation, Washington D. C.*

A Tabela 20 contém os critérios para redução de ruídos do FHWA para diversos tipos de uso do solo. Considera-se que a rodovia terá impacto desfavorável se:

- Os níveis de ruídos previstos excederem ou se aproximarem dos admitidos;
- Os níveis previstos excederem substancialmente os existentes, mesmo que não ultrapassem os admitidos.

Para caracterizar adequadamente o impacto de um projeto proposto, ambos os critérios devem ser considerados.

Tabela 20 – Critérios de Projeto para Redução de Ruídos

Categoria	Descrição da Categoria	Níveis de Ruído (dB)
A	Áreas em que a serenidade e o silêncio têm significação extraordinária, servem uma necessidade importante do público e onde a preservação dessas qualidades é essencial. Tais áreas podem incluir anfiteatros, parques particulares e espaços abertos de sítios históricos, reconhecidos pelas autoridades para atividades que requerem condições especiais de serenidade e silêncio.	60 (exterior)
B	Áreas de picnic, áreas de recreação, playgrounds, áreas de prática de esportes e parques não incluídos na <i>Categoria A</i> e residências, hotéis, anfiteatros, escolas, igrejas, livrarias e hospitais.	70 (exterior)
C	Áreas desenvolvidas, propriedades ou atividades não incluídas nas <i>Categorias A e B</i> .	-
D	Áreas pouco desenvolvidas, que não contêm melhorias ou atividades destinadas à habitação ou frequente uso humano, e para a qual não são previstas ou programadas tais melhorias.	75 (exterior)
E	Residências, hotéis, salas de reuniões públicas.	55 (interior)

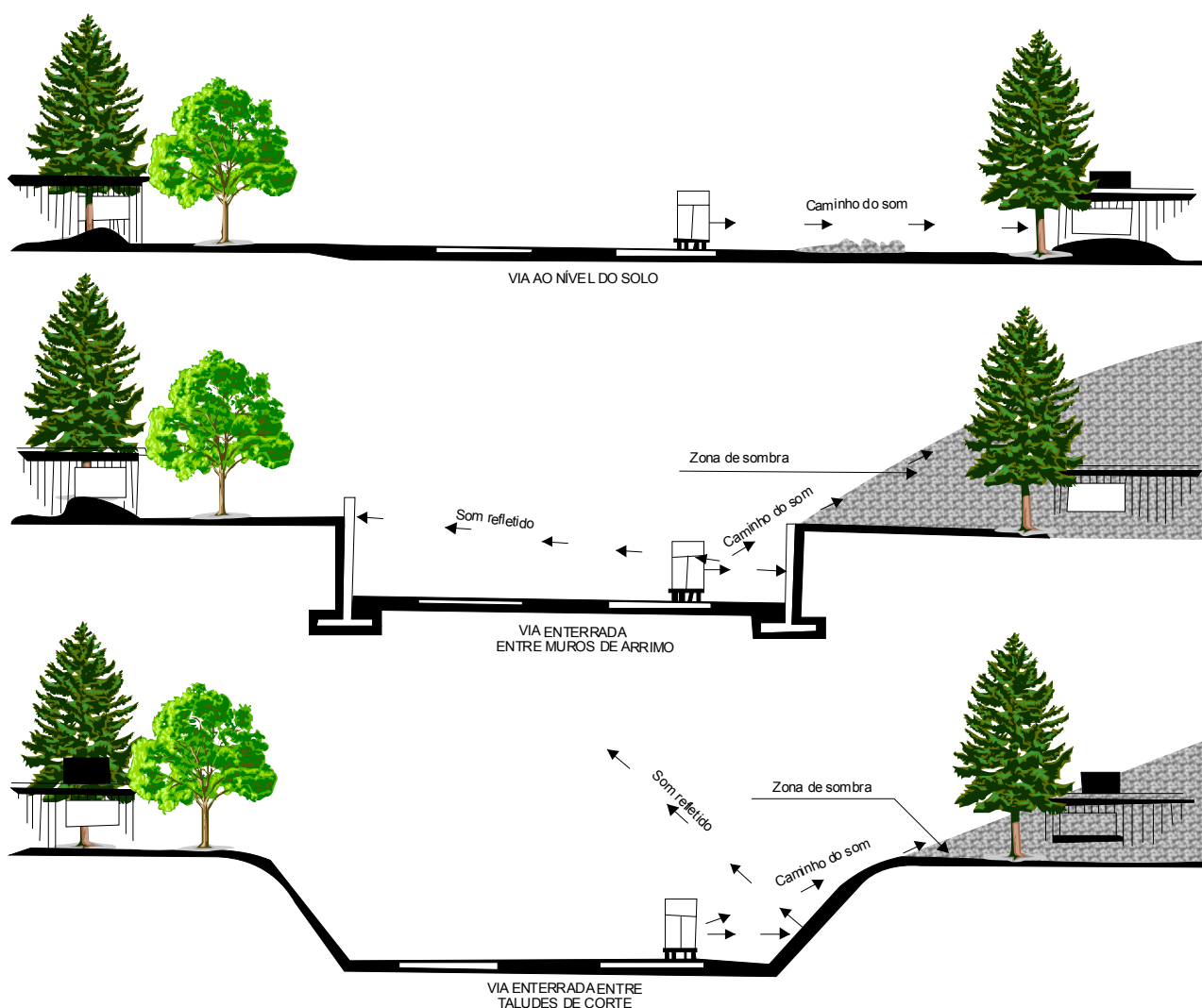
Fonte: Federal Aid Highway Program Manual, Vol.7.Ch.7.Sec.3 Transmittal 348, 1982

b) Medidas para redução de ruídos

Os problemas de ruídos que possam surgir devem ser identificados no início do projeto. Projeto planimétrico, greide, compensação de terraplenagem e faixas de domínio devem ser resolvidos levando em consideração os ruídos. Sua atenuação pode ser obtida com custo baixo, se o projeto já os levar em consideração, e pode ficar muito cara, se deixados para o final. Um método eficiente de reduzir os níveis de ruídos de tráfego em áreas adjacentes é conseguir que, entre a fonte dos ruídos e a visão dos receptores, se interponham obstáculos materiais. Deve-se procurar utilizar a topografia local, para formar uma barreira natural, de modo a manter uma aparência esteticamente agradável.

Em termos de controle de ruídos, uma rodovia enterrada é a mais desejável. Afundar uma rodovia tem o mesmo efeito que levantar barreiras. É criada uma zona de sombra para os sons, reduzindo os níveis de ruídos (Figura 40). Onde uma rodovia é suportada por aterro, sua visão é muitas vezes obstruída para receptores situados além dos acostamentos, reduzindo a percepção dos ruídos (Figura 41).

Figura 40 – Efeitos em uma Via Enterrada

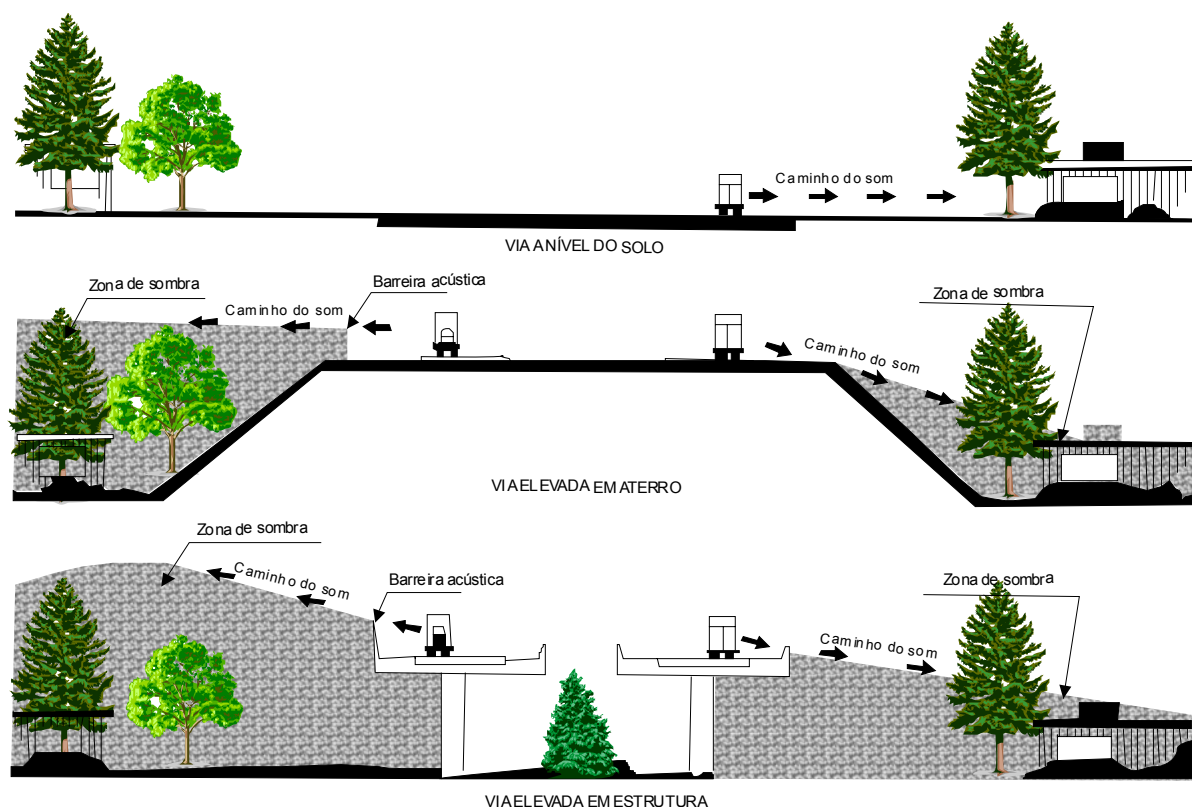


Uma das formas mais eficientes, do ponto de vista estético, é conseguida com aterros concordando com a topografia local. A execução prática desses aterros já tem que ser considerada no projeto geral de terraplenagem. Há casos em que se pode efetuar essa terraplenagem dentro da faixa de domínio da rodovia ou invadindo um mínimo de área lateral. Se a faixa de domínio é insuficiente, pode-se estudar uma complementação com um muro adicional ou outro tipo de obstáculo.

Arbustos e árvores não são muito eficientes para conter os ruídos, devido à sua permeabilidade ao fluxo do ar. De qualquer forma, quase todas as plantações intermediárias causam alguma redução no nível de ruído; plantações densas e extensas podem resultar em redução substancial desses níveis. Mesmo que a redução dos sons seja pequena, o efeito estético das plantações produz algum resultado positivo.

Solução dispendiosa, mas que se pode justificar, para eliminar ruídos intensos em áreas que necessitam de maior tranquilidade, é conseguida com túneis falsos (*cut and cover*), como empregado em um trecho da Linha Amarela, no Rio de Janeiro.

Figura 41 – Efeitos em uma Via Elevada



Em atenção ao incômodo que os ruídos causam aos moradores, trabalhadores e outras pessoas que moram ou usam terras adjacentes às travessias urbanas têm sido usadas barreiras acústicas de forma crescente. Barreiras vêm sendo construídas em trechos viários novos e nos já existentes. A sua construção pode ser justificada em certos locais, particularmente ao longo de vias em nível do solo ou elevadas, passando através de áreas sensíveis a ruídos (ver Figura 41). Concreto, madeira, metal ou alvenaria são proteções eficientes.

Deve-se exercer cuidadosa atenção, no sentido de assegurar que a construção de barreiras não prejudique a segurança da via. A sua localização não pode prejudicar as necessidades de sinalização nem de espaço livre lateral, previstas no projeto. No entanto, deve-se reconhecer que, às vezes, é impraticável atender a essas recomendações. Nessas situações, deve-se procurar a melhor solução possível, considerando as limitações orçamentárias.

A distância de visibilidade de parada é outra consideração importante do projeto. O espaço livre lateral deve ser compatível com distâncias de visibilidade adequadas. A construção de barreira deve ser evitada, caso a distância de visibilidade de parada caia abaixo do valor mínimo exigido pelas normas. Essa situação pode ser particularmente crítica, quando a barreira se situa no lado interno de uma curva. Alguns projetos usam uma barreira de concreto como parte integral da barreira prevista, ou como uma barreira lateral complementar, entre a borda da via e a barreira para ruídos. Fora dos trechos em tangente, uma barreira separada de concreto pode obstruir a distância de visibilidade, mesmo que uma barreira contra ruídos não o faça. Nesses casos, pode ser mais adequado usar defensas metálicas, ao invés de concreto, para manter distâncias de visibilidade adequadas. Deve-se ter cuidado em não localizar barreiras contra ruídos perto das áreas dos narizes dos terminais dos ramos. Barreiras, nesses locais, devem situar-se, pelo menos, a 60 m do nariz teórico.

5. ELEMENTOS DO PROJETO

5. ELEMENTOS DO PROJETO

Esta seção apresenta os controles e critérios que condicionam o estabelecimento e adoção das características técnicas básicas do projeto geométrico de vias urbanas. O principal enfoque coube ao Sistema Arterial Principal, que constitui a estrutura básica de circulação viária urbana. Como visto na seção 3 deste Manual, as vias integrantes desse sistema são:

- Vias expressas primárias
- Vias expressas secundárias
- Vias arteriais primárias

É importante frisar que os valores recomendados representam os padrões *desejáveis* e *mínimos aceitáveis*, os quais, porém, não devem ser encarados com rigidez absoluta. Padrões mais elevados podem ser utilizados, desde que seja possível manter o custo do projeto dentro de limites admissíveis e que não resultem em condições indesejáveis, devido a um superdimensionamento. O estabelecimento de características mínimas atende à necessidade de evitar valores incompatíveis com a qualidade aceitável do projeto, embora se reconheça que, especialmente em áreas urbanas, padrões inferiores aos mínimos absolutos podem eventualmente ser necessários à luz das circunstâncias locais. Essa decisão, bem como os valores a adotar devem ser cuidadosamente ponderados, objetivando encontrar a melhor solução de compromisso entre as exigências de projeto e as restrições físicas ou econômicas.

5.1 VEÍCULOS DE PROJETO

5.1.1 Influência nos elementos do projeto

As características físicas dos veículos e a proporção entre os veículos de vários tipos constituem-se em parâmetros que condicionam diversos aspectos do dimensionamento geométrico e estrutural de uma via, por exemplo:

- A largura do veículo influencia a largura da pista de rolamento, do acostamento e dos ramos;
- A distância entre eixos influi no cálculo da superlargura das pistas principais e na determinação da largura e dos raios mínimos internos das pistas dos ramos;
- O comprimento do veículo influencia a largura dos canteiros, a extensão de faixas de armazenagem, a capacidade da rodovia e as dimensões de estacionamentos;

- A relação peso bruto total/potência relaciona-se com o valor da rampa máxima admissível e participa na determinação da necessidade de faixa adicional de subida (terceira faixa);
- O peso bruto admissível dos veículos, conjugado com a configuração dos eixos e a posição do centro de gravidade, influi no dimensionamento e configuração do pavimento, de separadores rígidos e defensas;
- A altura admissível para os veículos condiciona o gabarito vertical sob redes aéreas e viadutos, túneis, sinalização vertical e semáforos.

Ademais, outras características que afetam a dirigibilidade do veículo, tais como desempenho quanto à aceleração e desaceleração, resposta (sensibilidade) das rodas dianteiras ao giro do volante, sistema de suspensão, frequência de vibração do conjunto suspensão – massa do veículo, altura dos faróis etc., que pertencem ao campo específico da engenharia mecânica, também influenciam e são influenciadas pelo projeto da rodovia e suas interseções, embora de forma menos conhecida e determinação mais difícil.

Portanto, para fins de projeto é necessário examinar todos os tipos de veículos, selecionando-os em classes e estabelecendo a representatividade dos tamanhos dos veículos dentro de cada classe. A grande variedade de veículos existentes conduz à escolha, para fins práticos, de tipos representativos, que em dimensões e limitações de manobra, excedam a maioria dos de sua classe. A estes veículos é dada a designação de Veículos de Projeto, os quais são definidos como veículos, cujo peso, dimensões e características de operação servirão de base para estabelecer os controles do projeto de rodovias e suas interseções.

As características dos veículos de projeto recomendados pela AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), principal responsável pela sua introdução na técnica de projetos rodoviários, serviram de orientação ao presente Manual para fixação dos elementos de controle. Tendo em vista o crescimento da frota de veículos de grandes dimensões do Tipo CVC (combinação de veículos de carga) e a existência de leis e resoluções estabelecendo pesos e dimensões para essa categoria, na escolha dos Veículos de Projeto, foram consideradas as composições e dimensões homologadas pela Portaria nº 86 do DENATRAN, de 20 de dezembro de 2006, já que os veículos-tipo CVC considerados pela AASHTO diferem dos que transitam no Brasil.

5.1.2 Frota circulante

O conhecimento da natureza dos veículos em circulação é de grande importância para a formação das hipóteses de base, necessárias à determinação das características geométricas, adequadas a cada tipo de projeto.

Da consulta aos levantamentos realizados pela Comissão de Forecast, do Sindicato Nacional da Indústria de Componentes para Veículos Automotores – SINDIPEÇAS foram preparados diversos quadros com as características gerais dos veículos do País.

Na Tabela 21 – Evolução da Frota de Veículos em Circulação no País são apresentadas, por categoria e total de veículos, as seguintes informações:

- Números de veículos em 1985, 1995, 2000, 2002 e 2007;
- Taxas de crescimento anual nos intervalos considerados;
- Participação percentual da categoria na frota de 2007.

Verifica-se que a frota nacional de veículos, no ano de 2007, era constituída por 80% de carros de passeio, 14% de veículos comerciais leves, 5% de caminhões e 1% de ônibus. No que se refere aos veículos em tráfego nas rodovias rurais e travessias urbanas, as contagens permanentes realizadas para o *Plano Nacional de Contagem de Trânsito*, de 1996 (PNTC), mostraram que os automóveis representavam 56,2% dos veículos, os ônibus 7,6% e os caminhões 36,2%. Esses dados indicam a natureza mista do tráfego rodoviário no Brasil, ao contrário do que sucede nas rodovias americanas, em que é bem inferior a percentagem de veículos comerciais pesados (ônibus e caminhões).

Tabela 21– Evolução da Frota de Veículos em Circulação no País (10³ veículos)

Categoria	1985	Taxa interv.	1995	Taxa interv.	2000	Taxa interv.	2002	Taxa interv.	2007	Part. 2007
Automóveis	9.329	3,5%	13.174	3,9%	15.962	3,2%	17.004	4,0%	20.722	80%
Com. Leves	1.486	3,5%	2.103	5,8%	2.785	3,0%	2.953	3,8%	3.557	14%
Caminhões	1.146	0,6%	1.222	-1,2%	1.153	-0,4%	1.143	1,6%	1.240	5%
Ônibus	164	2,9%	218	1,3%	233	2,3%	244	3,4%	288	1%
<i>Total</i>	<i>12.125</i>	<i>3,3%</i>	<i>16.717</i>	<i>3,8%</i>	<i>20.133</i>	<i>3,0%</i>	<i>21.344</i>	<i>3,9%</i>	<i>25.807</i>	<i>100%</i>

Fonte: Sindipeças

Cabe salientar que o volume de caminhões, que se manteve estável de 1985 até 2002, nos últimos cinco anos cresceu a uma taxa média anual de 1,6%. Prevê-se que a recuperação da malha

rodoviária, aliada ao desenvolvimento da agropecuária, trará uma maior participação dos caminhões na frota nacional.

Na Tabela 22 – Frota por Tipo de Combustível é apresentada a evolução da frota por tipo de combustível.

Tabela 22 – Frota por Tipo de Combustível

Combustível	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007
Álcool	21%	20%	19%	18%	16%	14%	9%	10%
Diesel	10%	10%	10%	10%	10%	10%	10%	10%
Gasolina	69%	70%	71%	72%	72%	71%	73%	63%
Bicombustível	-	-	-	-	2%	5%	8%	17%
<i>Total</i>	<i>100%</i>	<i>100%</i>	<i>100%</i>	<i>100%</i>	<i>100%</i>	<i>100%</i>	<i>100%</i>	<i>100%</i>

Fonte: Sindipeças

Pode-se observar que há acentuado declínio dos veículos movidos a gasolina e recuperação dos movidos a álcool, com expressivo crescimento da frota dos movidos a dois combustíveis (gasolina e álcool). Em 2006, 78% dos veículos leves foram comercializados com a tecnologia flex e, em 2007, o índice subiu para 86% da produção destinada ao mercado interno.

Na Tabela 23 – Idade Média da Frota é apresentada sua evolução por categoria de veículo.

Tabela 23 – Idade Média da Frota (anos)

Combustível	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007
Automóveis	9,3	9,3	9,3	9,3	9,3	9,3	9,3	9,2
Comerciais leves	7,8	8,1	8,3	8,6	8,7	8,7	8,8	8,7
Caminhões	13,1	12,8	12,6	12,3	12,0	11,8	11,7	11,3
Ônibus	10,1	10,0	9,9	9,9	9,9	10,0	9,9	9,8
<i>Total</i>	<i>9,3</i>	<i>9,3</i>	<i>9,3</i>	<i>9,3</i>	<i>9,3</i>	<i>9,3</i>	<i>9,3</i>	<i>9,2</i>

Fonte: Sindipeças

Verifica-se pequena variação da idade da frota ao longo dos anos, com discreta redução para os caminhões. A idade média dos veículos em 2007 era a mesma dos países da Nafta (9,2 anos) e pouco superior aos da Europa (8,8 anos).

Na Tabela 24, pela sua grande importância, no que se refere à segurança e utilidade para os estudos econômicos, são apresentados os valores teóricos atuais para a Vida Útil dos diversos tipos de veículos.

Tabela 24 - Vida Útil da Frota

Categoria	Vida Útil
Automóveis	20 anos
Comerciais leves	15 anos
Ônibus	17 anos
Caminhões leves e médios	20 anos
Caminhões semipesados e pesados	25 anos

5.1.3 Características dos veículos e tendências

A tendência atual dos carros americanos aponta claramente para uma diminuição de dimensões, embora ainda continuem maiores que os europeus. Pela evolução constatada, as dimensões máximas dos veículos, exceto a altura, se mantiveram estáveis de 1945 até pouco antes de 1960, quando começaram a surgir os carros de menores dimensões, que tendem a se reduzir cada vez mais.

De extrema importância é a posição em que se situa o motorista dentro do veículo, pois não só afeta a sua comodidade como é fundamental na determinação das distâncias de visibilidade (de parada, de ultrapassagem, de tomada de decisão, de obstruções laterais nas curvas). A tendência seguida a este respeito pelos construtores de automóveis tem sido semelhante em todo o mundo. Nos Estados Unidos, a altura dos olhos do condutor médio acima da superfície da rodovia passou de 1,47 m, em 1936, a 1,19 m, em 1961, chegando atualmente a 1,08 m, para fins de projeto. Da mesma forma, na Inglaterra, entre os anos 1950 e 1962, passou de 1,38 m a 1,24 m, nos automóveis grandes, e de 1,34 m a 1,15 m, nos automóveis pequenos. Verifica-se que esta medida tende a estabilizar-se entre 1,00 m e 1,10 m. No Brasil, as normas para projeto geométrico fixam o valor de 1,10 m. No caso dos caminhões americanos, a altura dos olhos do motorista varia entre 1,80 m e 2,40 m, sendo o valor recomendado para fins de projeto de 2,33 m. No *Manual de Projeto de Rodovias Rurais – DNER, 1999*, adotou-se o valor de 1,80 m para verificação gráfica da visibilidade em curvas côncavas nos trechos sob obras-de-arte. No *Manual de Projeto de Interseções – DNIT – 2005*, foi considerado o valor de 2,33 m, para os demais casos.

Outra característica importante a ser considerada nos projetos é o raio mínimo de giro. Esse raio é definido pela AASHTO, na determinação dos gabaritos dos veículos de projeto, como o raio da trajetória descrita pela roda externa dianteira, quando o veículo executa seu giro mais fechado possível a baixa velocidade, em geral nunca superior a 15 km/h. O raio mínimo de giro é condicionado pela largura, distância entre eixos e comprimento total do veículo. Historicamente, no

Brasil, os ônibus urbanos e os caminhões articulados têm aumentado de tamanho e, de um modo geral, têm apresentado maiores raios de giro.

5.1.4 Legislação relativa às dimensões e pesos dos veículos

Para a definição dos Veículos de Projeto é importante relacionar algumas medidas de ordem legal, que regulam as suas dimensões. O documento legal em vigor no Brasil, pertinente ao trânsito nas vias terrestres do território nacional, é O *Código de Trânsito Brasileiro* – CTB, instituído pela Lei nº 9.503, de 23 de setembro de 1997, cuja Resolução nº. 12, de 6 de fevereiro de 1998, estabeleceu limites de dimensões e peso para veículos em trânsito livre. Considerando a necessidade de adotar novos limites, o *Conselho Nacional de Trânsito* – CONTRAN, pelas suas Resoluções nº 210 e 211, de 13 de novembro de 2006, estabeleceu:

a) Dimensões

- Largura máxima: 2,60 m;
- Altura máxima (incluída a carga): 4,40 m;
- Comprimento total máximo:
 - Veículos não articulados: 14,00 m;
 - Veículos não articulados de transporte coletivo urbano de passageiros, que possuam 3º eixo de apoio direcional: 15,00 m;
 - Veículos articulados de transporte coletivo de passageiros: 18,60 m;
 - Veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão-trator e semirreboque: 18,60 m;
 - Veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão ou ônibus e reboque: 19,80 m;
 - Veículos articulados com mais de duas unidades: 19,80 m;

b) Pesos

- Peso bruto total para veículo não articulado: 29 t;
- Veículos com reboque ou semirreboque, exceto caminhões: 39,5 t;
- Peso bruto total combinado, para combinações de veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão-trator e semirreboque, e comprimento total inferior a 16 m: 45 t;
- Peso bruto total combinado, para combinações de veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão-trator e semirreboque com eixos em tandem triplo, e comprimento total superior a 16 m: 48,5 t;

- Peso bruto total combinado, para combinações de veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão-trator e semirreboque com eixos distanciados, e comprimento total igual ou superior a 16 m: 53 t;
- Peso bruto total combinado, para combinações de veículos com duas unidades, do tipo caminhão e reboque, e comprimento inferior a 17,5 m: 45 t;
- Peso bruto total combinado, para combinações de veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão e reboque, e comprimento igual ou superior a 17,5 m: 57 t;
- Peso bruto total combinado, para combinações de veículos articulados com mais de duas unidades e comprimento inferior a 17,5 m: 45 t;
- Para a combinação de veículos de carga – CVC, com mais de duas unidades, incluída a unidade tratora, o peso bruto total pode ser de até 57 t, desde que cumpridos os requisitos do artigo 2º alínea i, dos quais se destacam:
 - Peso bruto por eixo isolado de dois pneumáticos: 6 t (rodagem simples);
 - Peso bruto por eixo isolado de quatro pneumáticos: 10 t (rodagem dupla);
 - Peso bruto por conjunto de dois eixos em tandem: 17 t;
 - Peso bruto por conjunto de três eixos em tandem: 25,5 t.

c) Maiores veículos permitidos

As Combinações de Veículos de Carga – CVC prevêem composições de até 30 m e peso bruto total combinado – PBTC máximo de 74 t.

A Resolução nº. 211 possibilita o tráfego de CVC entre 19,80 m e 30,00 m, desde que o PBTC seja de no máximo 57 t. Qualquer CVC com PBTC superior a 57 t deve ter um comprimento mínimo de 25 m e máximo de 30 m .

Cabe observar que todas as combinações com comprimento acima de 19,80 m e peso acima de 57 t somente podem circular se possuírem *Autorização Especial de Trânsito – AET*.

Para veículos especiais para transporte de automóveis, vans, ônibus, caminhões e similares, conhecidos como Cegonheiros ou CTV – Combinações para Transporte de Veículos, prevalece a Resolução CONTRAN – 274/2008, que estabeleceu as seguintes dimensões:

- Largura máxima: 2,60 m;
- Altura máxima (incluída a carga): 4,95 m;
- Comprimento total máximo:

- Veículos simples: 14,00 m;
- Veículos articulados: 22,40 m;
- Veículos com reboque: 22,40 m.

5.1.5 Veículos-tipo

Considerando a pequena divergência entre os veículos fabricados no País e os veículos de projeto americanos das categorias carro de passeio, veículos comerciais rígidos de menores dimensões e ônibus urbanos não articulados, e em vista da ausência de estudos mais completos que permitam fixar, com suficiente precisão, as dimensões e características dos veículos de projeto para nossas condições, são recomendados aqueles usados pela AASHTO, com designações mais apropriadas ao nosso idioma. Para os veículos de carga de maiores dimensões e os compostos de mais de uma unidade, designados por CVC (combinação de veículos de carga), com participação crescente na frota nacional e de grande importância no dimensionamento dos projetos de rodovias, especialmente nas interseções e acessos, foram adotadas, para fixação de padrões nacionais, as composições e dimensões homologadas pela Portaria nº 86/2006 do DENATRAN.

Assim, foram selecionados nove tipos básicos de veículos de projeto, cujas dimensões e limitações de manobra cobrem as diversas classes de veículos em tráfego no País. Na seleção dos veículos representativos de cada classe, verificou-se que, eventualmente, veículos de menores dimensões exigem maiores áreas de manobra que os demais de sua classe.

VP - Representa os veículos leves, física e operacionalmente assimiláveis ao automóvel, incluindo minivans, vans, utilitários, pick-ups e similares.

CO - Representa os veículos comerciais rígidos, não articulados, de menores dimensões. Abrangem os caminhões e ônibus convencionais, de dois eixos e quatro a seis rodas.

O - Representa os veículos comerciais rígidos, não articulados, de maiores dimensões. Entre estes, se incluem os ônibus urbanos longos, bem como caminhões com três eixos (trucão), de maiores dimensões que o veículo CO básico.

OR - Representa os ônibus de longo percurso (rodoviário) e de turismo. Seu comprimento é o máximo permitido para veículos não articulados e se aproxima do limite máximo legal admissível para ônibus não articulados que possuam 3º eixo de apoio direcional.

CA - Representa os veículos de carga articulados, compostos de uma unidade tratora simples (cavalo mecânico) com 2 eixos, tracionando um semirreboque de 3 eixos. O modelo representativo é o veículo conhecido como Carreta. Essa categoria inclui, também, o modelo conhecido como

Vanderléia, de mesmo comprimento, composto de uma unidade tratora simples com 3 eixos, tracionando um semirreboque de 3 eixos.

BT7 - Representa os veículos de carga articulados, compostos de um cavalo mecânico com 3 eixos, tracionando, por meio de duas articulações, 2 semirreboques de 2 eixos. O modelo representativo é o veículo conhecido como Bitrem de 7 eixos, com comprimento total de 19,80 metros.

CG - Representa os veículos especiais para transporte de automóveis, vans, ônibus, caminhões e similares. O modelo representativo é o veículo conhecido como Cegonheiro ou CTVs – Combinações para Transporte de Veículos, compostos de um cavalo mecânico com 2 eixos, tracionando um semirreboque de 2 eixos.

BT9 - Representa os veículos de carga articulados, compostos de um cavalo mecânico com 3 eixos, tracionando, por meio de duas articulações, 2 semirreboques de 3 eixos. O modelo representativo é o veículo conhecido como Bitrem de 9 eixos, com comprimento total de 25 metros. Abrange também o veículo Rodotrem, composto de um cavalo mecânico com 3 eixos, tracionando, por meio de três articulações, 2 semirreboques de 2 eixos com dolly intermediário de 2 eixos, com comprimento total de 25 metros.

BTL - Representa os veículos de carga articulados, compostos de um cavalo mecânico com 3 eixos, tracionando, por meio de duas articulações, 2 semirreboques de 3 eixos. O modelo representativo é o veículo conhecido como Bitrem de 9 eixos, com comprimento total de 30 metros. Abrange, também, o veículo Rodotrem de 30 metros.

A Tabela 25 resume as principais dimensões básicas dos veículos de projeto recomendados para utilização nos projetos de rodovias, interseções e instalações correlatas.

Tabela 25 - Principais Dimensões Básicas dos Veículos de Projeto (m)

Características	Designação do Veículo								
	Veículo leve (VP)	Cam./Ônibus conv. (CO)	Ônibus urbano longo (O)	Ônibus rodoviário (OR)	Carreta (CA)	Bitrem de 7 eixos (BT7)	Cego-nheiro (CG)	Bitrem de 9 eixos (BT9)	Bitrem/Rodov. longo (BTL)
Largura total	2,1	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6
Comprimento total	5,8	9,1	12,2	14,0	18,6	19,8	22,4	25,0	30,0
Raio mín. da roda externa dianteira	7,3	12,8	12,8	13,8	13,7	13,7	13,7	13,7	13,7
Raio de giro do eixo dianteiro (RED)	6,4	11,5	11,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	15,4
Raio mín. da roda interna traseira	4,7	8,7	7,1	7,7	6,4	6,8	2,0	4,5	3,9

5.1.6 Gabaritos dos veículos de projeto

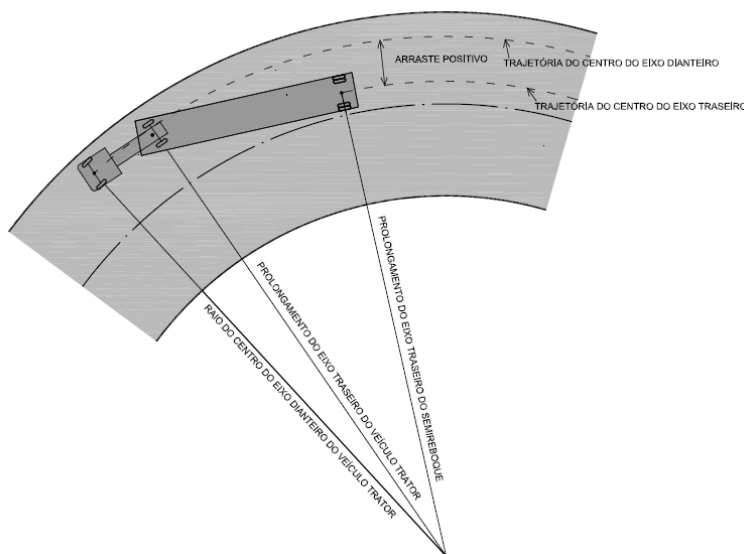
No estudo do deslocamento dos veículos rodoviários é de fundamental importância determinar as relações entre o raio de percurso do centro do eixo dianteiro, que se admite como o ponto definidor da trajetória seguida pelo veículo e o deslocamento do eixo traseiro.

No caso de veículos de uma única unidade, seja carro de passeio, ônibus ou caminhão, a experiência mostra que, a baixa velocidade (até 15 km/h), ao passar de uma reta para uma curva circular, após percorrer certa distância, atinge o estado de *Regime Permanente*, em que o prolongamento do eixo das rodas traseiras passa pelo centro do arco circular descrito pelo centro do eixo dianteiro, e assim se mantém, até que o eixo dianteiro atinja o fim do arco circular. No caso dos veículos articulados, em que oito ou doze pneus são dispostos em dois ou três eixos conjugados, o eixo traseiro é o eixo central, no caso de tandem triplo, e é a reta paralela aos dois outros eixos, passando pelo seu centro, no caso de tandem duplo.

Define-se como *Arraste* a diferença radial entre a trajetória do centro do eixo dianteiro e a trajetória do centro do eixo traseiro. Quando o veículo atinge o estado de regime permanente, tem-se o valor máximo do arraste, que se mantém constante até o ponto final do arco circular. O arraste em baixa velocidade (Figura 42) é de especial importância para o projeto geométrico de interseções, tendo em vista que, nessas condições, ocorre um deslocamento do conjunto dos eixos traseiros para o centro

da curva. Em velocidades maiores (acima de 15 km/h), os eixos traseiros do veículo tendem a se deslocar no sentido contrário. Em baixas velocidades, o arraste predomina; à medida que a velocidade aumenta, o arraste vai sendo reduzido. Para velocidades suficientemente altas, os dois fenômenos se cancelam, resultando em arraste nulo. Velocidades ainda maiores fazem com que o eixo traseiro se desloque em trajetória externa à do eixo dianteiro (Figura 43).

Figura 42 – Arraste a Baixa Velocidade



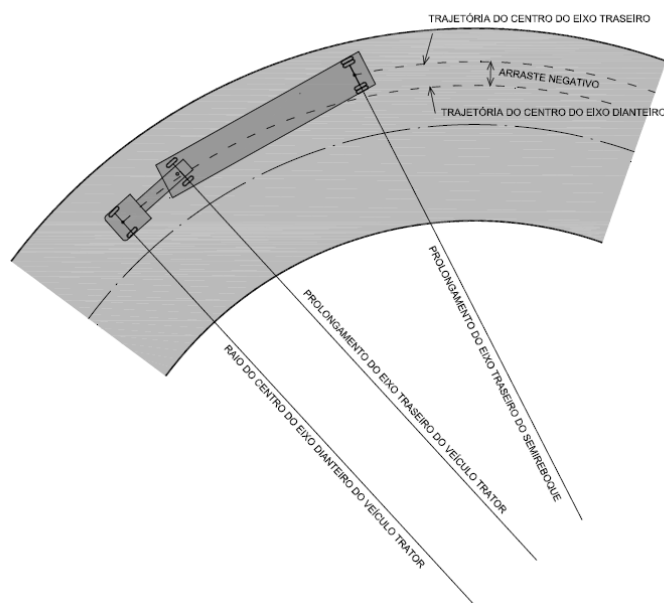
Como complemento da determinação do arraste, procede-se à delimitação da *Varredura* (*swept path*), área coberta pela passagem do veículo em seu deslocamento, situada entre as trajetórias do ponto externo do balanço dianteiro e da face do pneu traseiro do lado interno da curva.

Os principais parâmetros para definição da trajetória de giro (gabarito) de um veículo de projeto são: o raio mínimo descrito pelo centro do eixo dianteiro do veículo (RED), largura frontal do veículo, largura do eixo dianteiro (entre as faces dos pneus), largura do eixo traseiro, posições de pinos-reis e eixos das unidades que compõem o veículo.

Admite-se que o centro do eixo dianteiro do veículo percorre uma curva circular de raio mínimo (RED). Para atender a casos especiais, é útil conhecer a trajetória da face externa do pneu dianteiro externo, incluindo-se essa linha nos gabaritos elaborados para projeto.

A trajetória do ponto externo do balanço dianteiro é determinada a partir da curva definida pelo centro do eixo dianteiro, em função da largura da frente do veículo e de sua distância ao eixo dianteiro.

Figura 43 – Arraste a Alta Velocidade



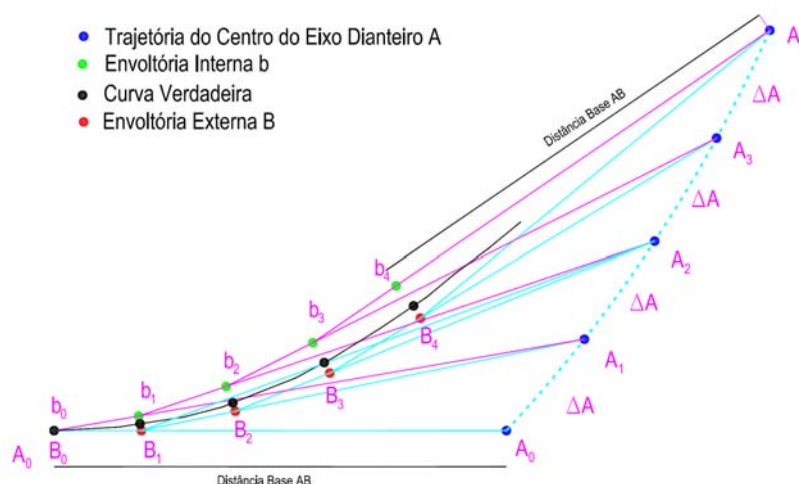
Quanto à trajetória da face do pneu traseiro do lado interno da curva, pode ser determinada por diversos processos:

- Observação de veículos reais;
- Utilização de modelos em escala reduzida;
- Métodos matemáticos.

Tendo em vista o alto custo dos dois primeiros métodos e a existência do método da curva tractrix, de grande aceitação pelos órgãos rodoviários de vários países, e a semelhança da curva determinada por esse método com a apresentada no Manual da AASHTO para o veículo de projeto Rodotrem de 34,77 m (WB-33D), optou-se pela utilização da “curva tractrix”.

O processo de simulação que emprega o método da curva tractrix, conforme descrito por *Garlick, Kanga e Miller (Vehicle Offtracking: A Globally Stable Solution – ITE, 1993)* é apresentado a seguir (Figura 44).

Figura 44 - Método Gráfico de Construção da Curva Tractrix Verdadeira



A trajetória do centro do eixo dianteiro (ponto A) de uma unidade tratora de uma CVC é um arco de curva circular, na qual são indicados os pontos sucessivos A_0, A_1, A_2 etc., em que os segmentos $A_0A_1, A_1A_2, \dots, A_iA_{i+1}$ são iguais.

O pino-rei da unidade tratora (ponto B) descreve uma trajetória cujo ponto inicial é B_0 .

Quando o ponto A passa da posição A_0 para a posição A_1 , o ponto B se desloca de B_0 para uma posição B_1 , mantendo a mesma distância BA, já que se admite que seja desprezível o eventual alongamento provocado pela tração. O ponto B_1 se situa então em uma circunferência com centro em A_1 e raio BA.

Se o ponto B se mantiver, durante esse deslocamento, na reta B_0A_0 , a posição de B_1 será obtida pela interseção da circunferência traçada com a reta B_0A_0 .

Se no deslocamento de A_1 para A_2 , o ponto B_1 se movimentar de forma idêntica à considerada na passagem de A_0 para A_1 , o ponto B_2 será determinado pela interseção da reta B_1A_1 com a circunferência com centro em A_2 e raio BA.

Admitindo que cada deslocamento sucessivo ocorra de forma idêntica, a curva gerada pelos pontos $B_0, B_1, B_2, \dots, B_i$ descreve o que se chama de “envoltória externa” dos deslocamentos.

Admitindo que, durante o deslocamento de A do ponto A_0 para o ponto A_1 o ponto B se deslocará sobre a reta B_0A_1 , o ponto B_1 se obtém pela interseção da reta B_0A_1 com a circunferência com centro em A_1 e raio BA.

Admitindo que cada deslocamento que se seguir ocorre de forma idêntica, a curva gerada pelos pontos $B_0, B_1, B_2, B_3, \dots, B_i$ descreve o que se chama de envoltória interna dos deslocamentos. A

curva realmente descrita pelos deslocamentos sucessivos (curva verdadeira) se situará entre as duas envoltórias citadas.

Com o mesmo raciocínio, por interação constante, resolve-se o problema de veículos compostos de várias unidades. A unidade tratora AB traciona o primeiro semirreboque BC, que traciona o segundo semirreboque CD etc.

A área necessária para atender ao deslocamento do veículo está compreendida entre a trajetória descrita pelo extremo do balanço dianteiro externo da unidade tratora e a trajetória descrita pelo extremo interno do eixo traseiro (faces dos pneus) da última unidade rebocada.

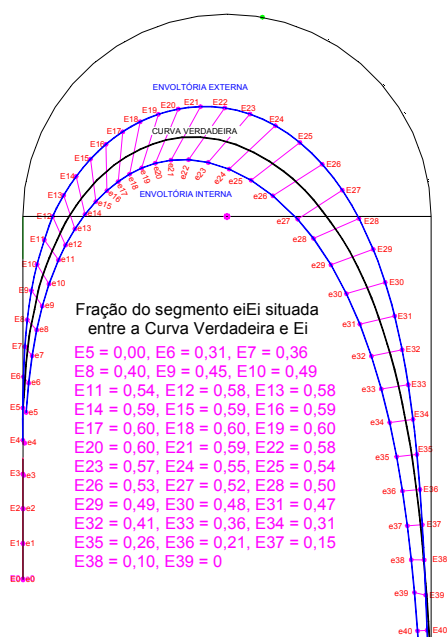
Considerando que a “curva tractrix” é descrita pelo centro do eixo traseiro da última unidade rebocada, o extremo interno do eixo se situa à distância de meio eixo traseiro, medido entre as faces externas dos pneus. Uma vez determinada a “curva tractrix” graficamente, com uso do AutoCad, traça-se, com o comando off-set, uma curva à distância de meio eixo traseiro e tem-se o limite desejado.

Para identificar uma forma de estimar a posição da curva verdadeira entre as duas envoltórias foi tomada como base a curva constante do gabarito apresentado para o rodotrem (WB-33D) de 34,77 m, do *Manual A Policy on Geometric Design of Highways and Streets – AASHTO, 2004*. A Figura 45, que se segue, contém a curva verdadeira do gabarito apresentado pela AASHTO e as envoltórias interna e externa determinadas pelo método gráfico de construção da curva tractrix. Observa-se que a curva adotada pela AASHTO desenvolve-se inteiramente entre as envoltórias, mantendo-se aproximadamente a meio caminho entre as mesmas, em sua parte central, e se deslocando gradualmente para a envoltória externa, à medida que se aproxima dos extremos.

Para fins práticos, admite-se que, para outros veículos, a posição da curva verdadeira se situe entre as envoltórias em posição semelhante à que se obteve no exemplo apresentado. Adotou-se a relação 40-60 para representar a posição média entre as duas envoltórias, aumentando ligeiramente a segurança da área necessária.

Os gabaritos, as dimensões e os menores valores de giro dos veículos de projeto estão graficamente representados nas Figuras 46 a 60, ao final desta subseção 5.1, permitindo, mediante o emprego de reproduções transparentes, a verificação de condições limite.

Figura 45 – Determinação da Curva Verdadeira



5.1.7 Escolha do Veículo de Projeto

Projetar uma rodovia ou uma interseção para um determinado Veículo de Projeto significa, em termos gerais, que todos os veículos com características ou dimensões iguais ou menores que as do veículo de projeto terão condições operacionais iguais ou mais favoráveis que o Veículo de Projeto. Isso não significa que veículos com características mais desfavoráveis que as do Veículo de Projeto adotado (que, por definição, representam uma parcela muito pequena do tráfego), fiquem impossibilitados de percorrer a rodovia (pistas principais, marginais, interseções, acessos etc.). Significa, principalmente, que estarão sujeitos, em algumas situações, a condições operacionais menos favoráveis do que as mínimas estabelecidas. Essas condições representam um padrão mínimo de dirigibilidade e conforto de viagem julgado adequado (por exemplo: velocidades em rampas; afastamento das bordas ou meios-fios de ramos de interseções ou mesmo a possibilidade de ultrapassagem de um veículo imobilizado; velocidade e dirigibilidade em ramos ou curvas de concordância com raios pequenos etc.), sem demoras e inconveniências que possam ser consideradas excessivas.

O veículo de projeto a ser escolhido deve abranger e cobrir os veículos representativos da frota, de modo que a participação dos veículos remanescentes com características mais desfavoráveis seja reduzida ao mínimo e os efeitos adversos consequentes possam ser desprezados. Essa escolha deve

levar em consideração a composição do tráfego que utiliza ou utilizará a rodovia, obtida de contagens de tráfego e de projeções que considerem o futuro desenvolvimento da área.

Ao mesmo tempo, a escolha do veículo de projeto, para uma determinada interseção, não deve ser baseada apenas nos tipos de veículos a utilizá-la, mas também na natureza do elemento de projeto considerado. Por exemplo, o gabarito vertical é estabelecido em função dos veículos de maior altura; os raios dos ramos de interseções podem ser projetados para a operação normal por caminhões convencionais, quando o número de semirreboques que deverá utilizar o ramo for relativamente pequeno; as distâncias de visibilidade são estabelecidas a partir da altura dos olhos dos motoristas de automóveis etc.

Como orientação geral, a seleção de um veículo de projeto deve considerar:

- Nos casos de utilização primordialmente por veículos de passeio (tais como rodovias e interseções de acesso a pontos turísticos, interseções mínimas com rodovias vicinais, parques de estacionamento etc.), o veículo de projeto adequado, frequentemente, é o veículo VP;
- Nas rodovias brasileiras há normalmente uma considerável participação de veículos de carga rígidos de menores dimensões (caminhões convencionais), de modo que os mesmos tendem a condicionar as características de projeto da via. Considerando ainda que muitos dos ônibus em operação se enquadram no mesmo tipo, em princípio, o veículo de projeto a adotar deve ser o veículo CO;
- Nas principais áreas urbanas, os ônibus longos (O) costumam ter participação expressiva, devendo ser verificada a conveniência de utilizá-lo como veículo de projeto;
- Nas principais rodovias e naquelas de caráter turístico, geralmente há ocorrência de ônibus rodoviários (OR). Na execução de projetos novos ou de melhoramentos, há necessidade de verificar se as condições técnicas adotadas fornecem condições adequadas para esse tipo de veículo nas rotas em que se prevê sua ocorrência, com especial atenção nas interseções, passagens sob viadutos e nas proximidades de terminais rodoviários;
- Nas rodovias e interseções em que existe ou se espera a ocorrência relevante de combinações de veículos de carga dos tipos Carreta, Vanderléia e Bitrens de comprimento até 19,80 m, que não necessitam de autorização especial para trafegar, o projeto deve considerar os veículos CA e BT7. Esses veículos geralmente operam nas vias que dão acesso a áreas de corte de madeira, áreas industrializadas, usinas de açúcar, destilarias de álcool, indústrias produtoras de celulose e sucos cítricos, depósitos de grãos e fertilizantes,

depósitos de materiais de construção e outras situações semelhantes. Devem ser analisados os reflexos desses veículos nas características técnicas a serem atendidas, em face das exigências de superlargura, distâncias de visibilidade, conversões em interseções, distâncias de ultrapassagem etc;

- Nas rotas utilizadas pelos transportadores de veículos novos (cegonheiros), deve ser verificada a possibilidade de atendimento seguro do veículo CG, especialmente nas conversões em vias urbanas e pátios de manobra e na sua passagem sob viadutos urbanos;
- Nas rodovias e interseções em que existe ou se espera a ocorrência relevante de combinações de veículos de carga - CVC, de grandes dimensões, que necessitam de autorização especial para trafegar, deve-se considerar o veículo BTL. Essas condições se encontram frequentemente nos acessos a terminais intermodais de carga e a grandes centros de abastecimento. Quando há conhecimento seguro de que os veículos não ultrapassarão o comprimento de 25 m, torna-se recomendável o atendimento do veículo BT9. Assim como, para os veículos CA e BT7, devem ser analisados os reflexos desses veículos nas características técnicas das vias e pátios de manobra.

Figura 46 – Veículo de Projeto VP

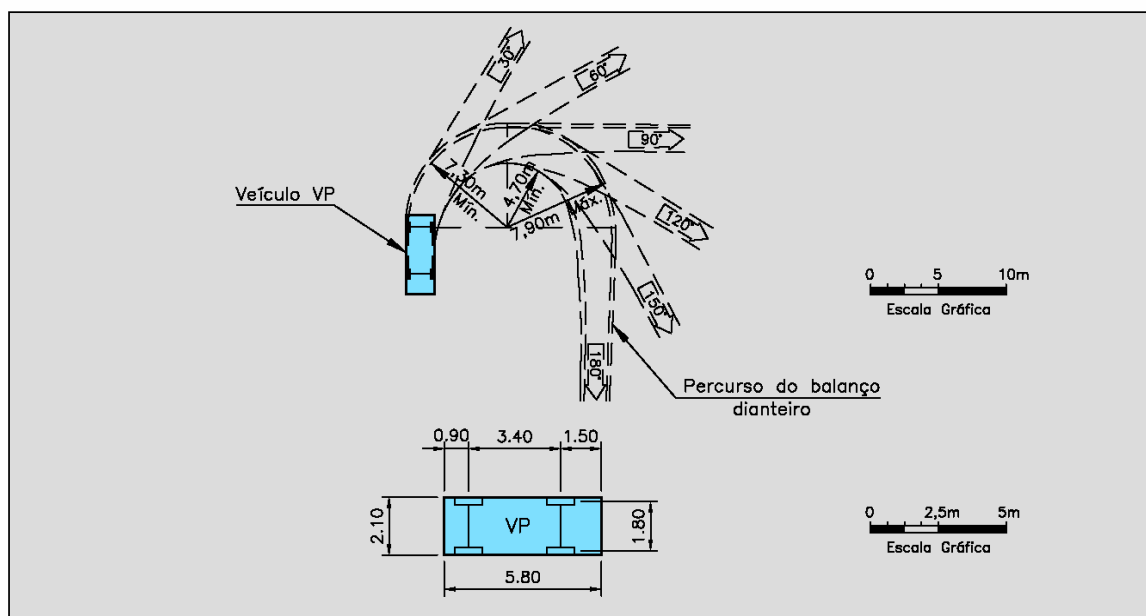


Figura 47 - Veículo de Projeto CO

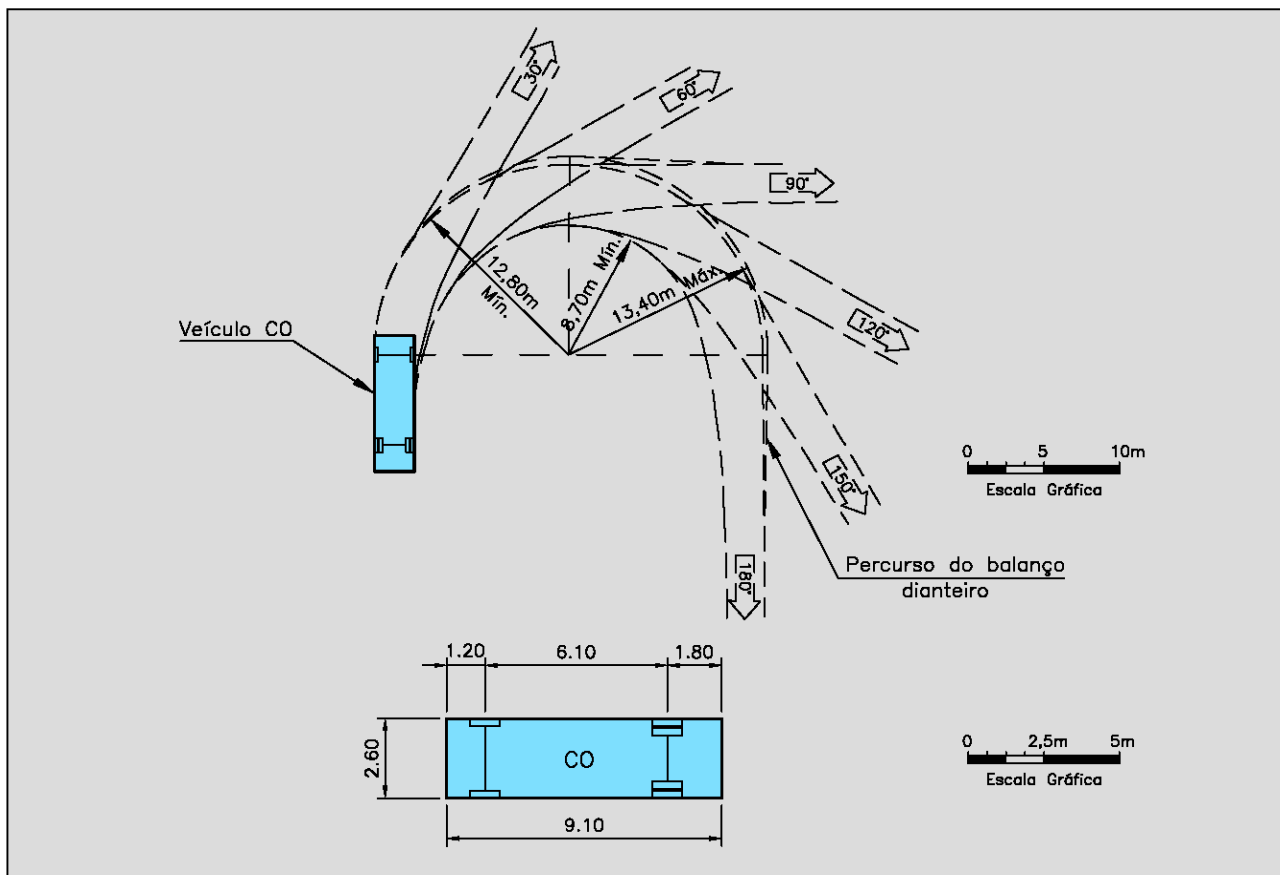


Figura 48 – Veículo de Projeto O

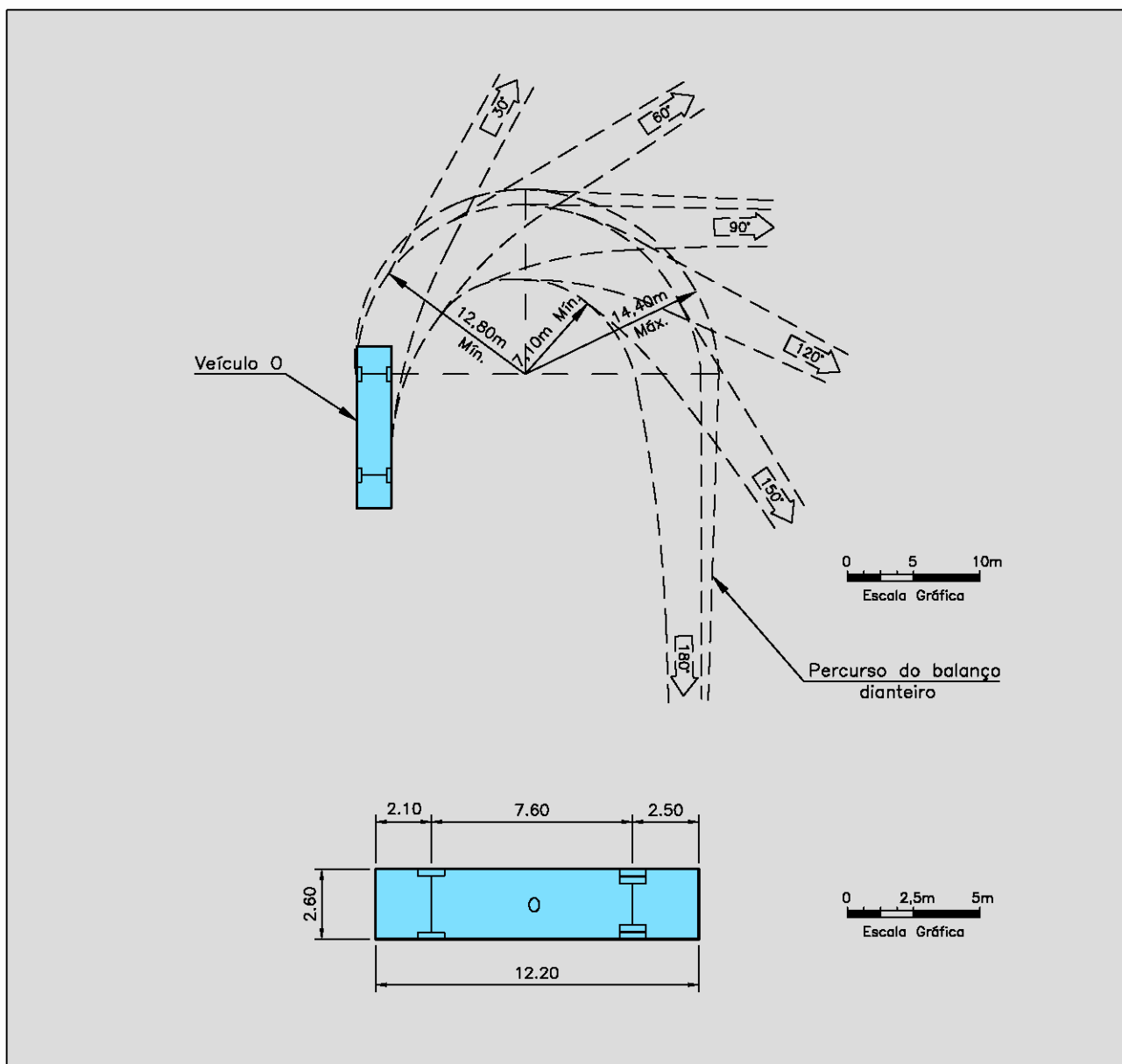


Figura 49 – Veículo de Projeto OR

Ônibus Rodoviário – 14,00 m
R=12,50 m

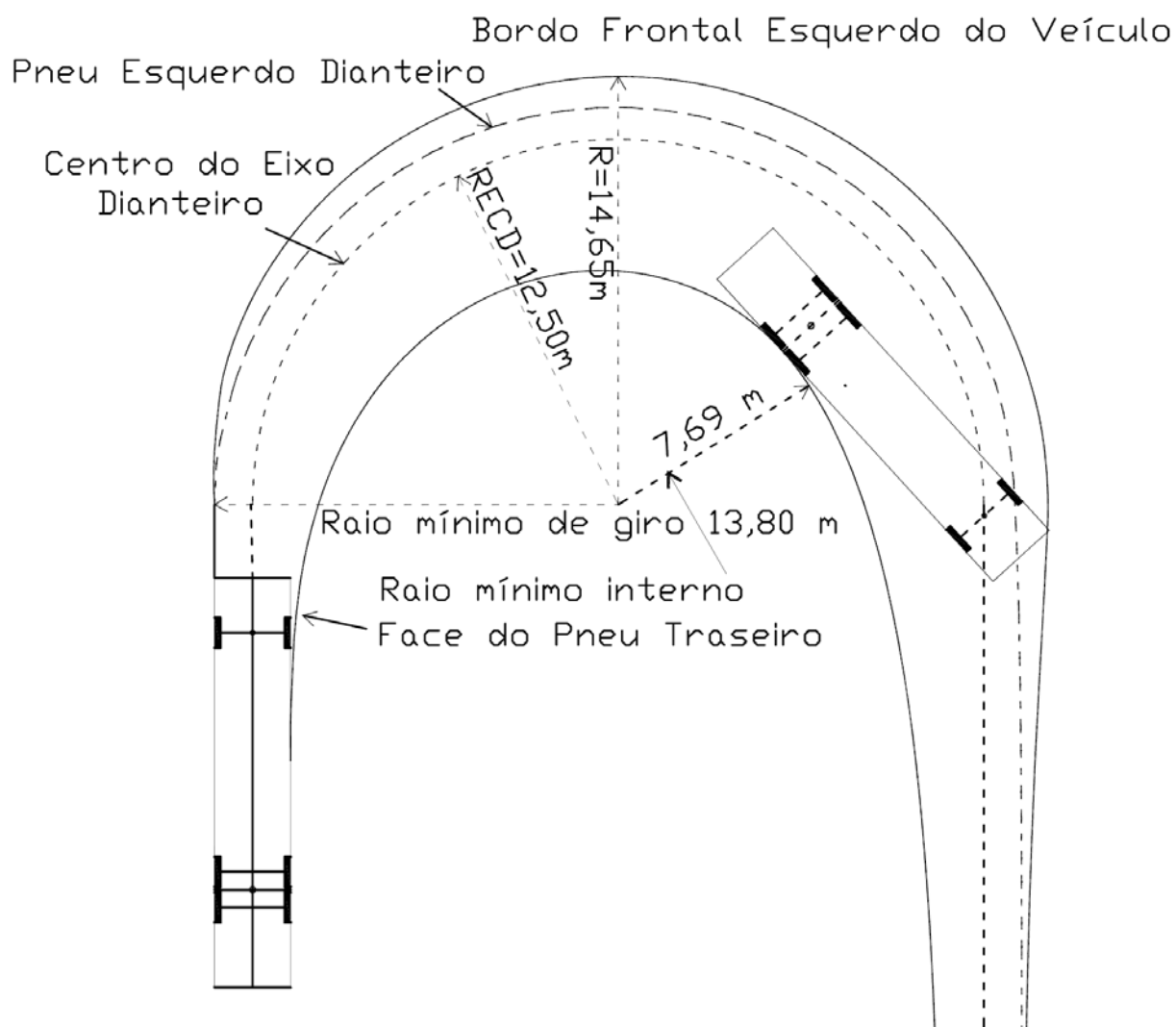
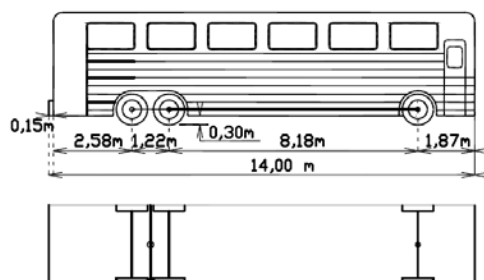


Figura 50 – Veículo de Projeto OR

Ônibus Rodoviário - 14,00 m

R=12,50 m

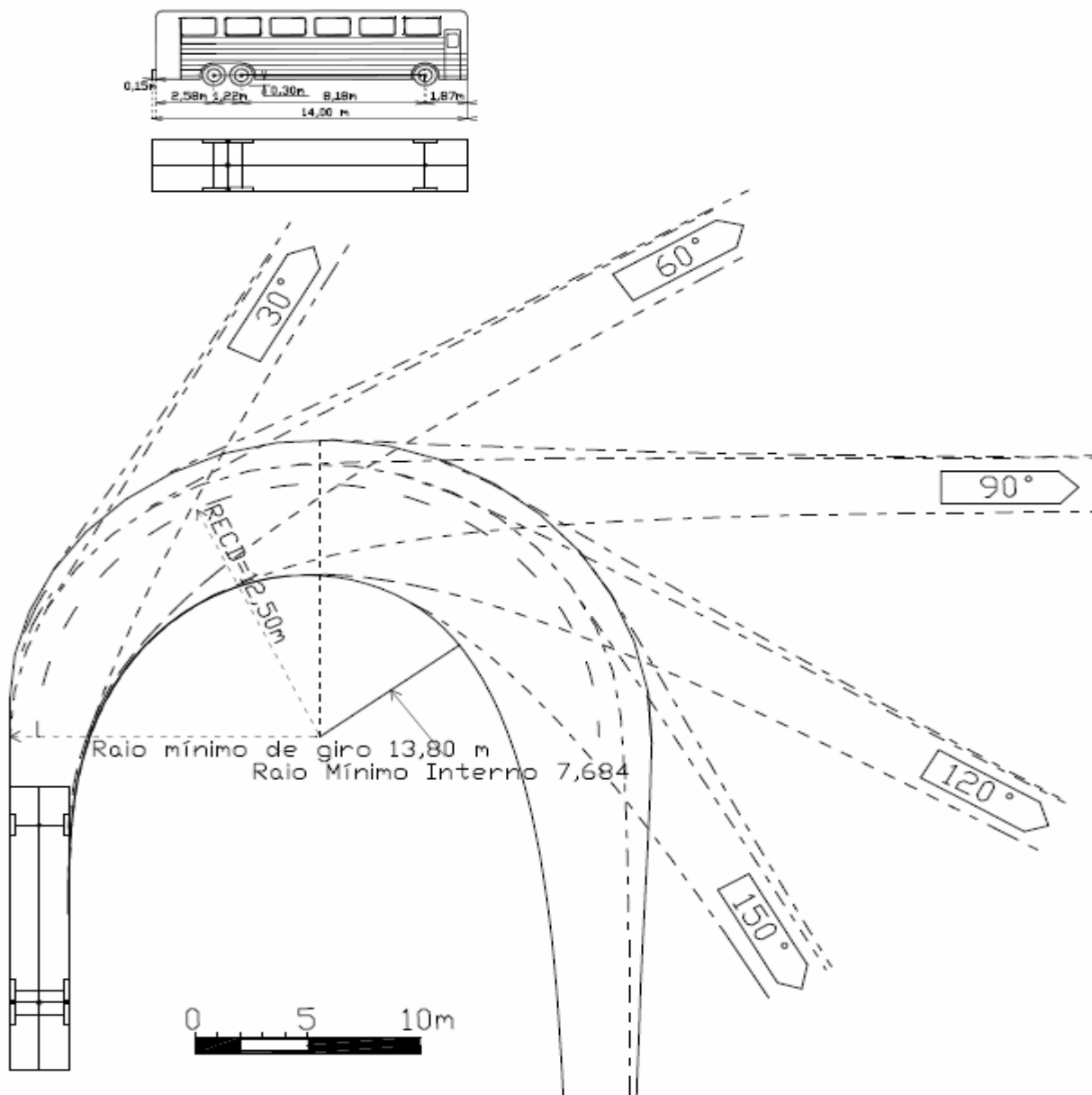


Figura 51 – Veículo de Projeto CA

Carreta de 5 Eixos - 18,60 m

R=12,50 m

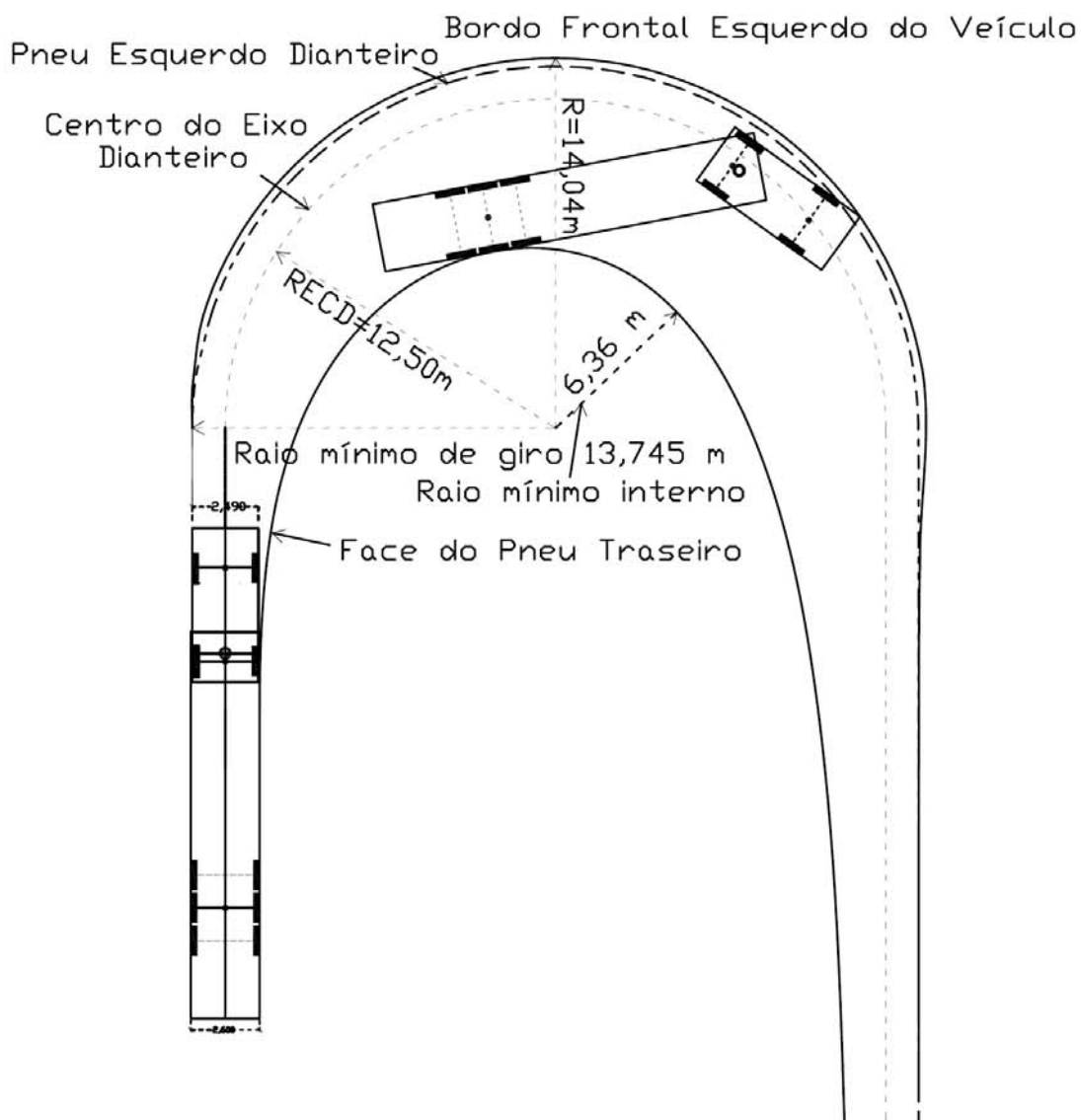
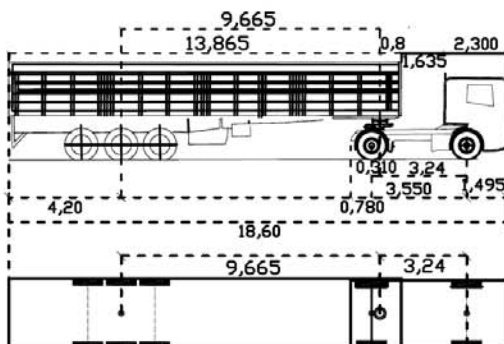


Figura 52 – Veículo de Projeto CA

Carreta de 5 Eixos - 18,60 m

R=12,50 m

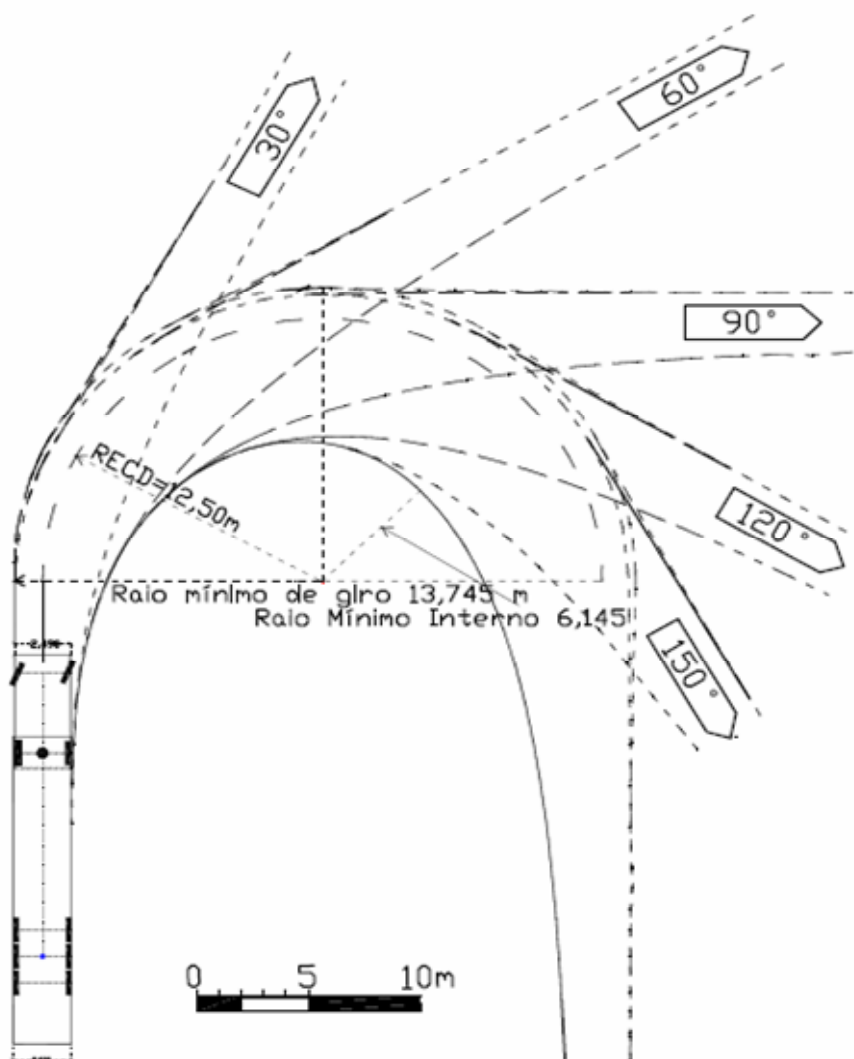
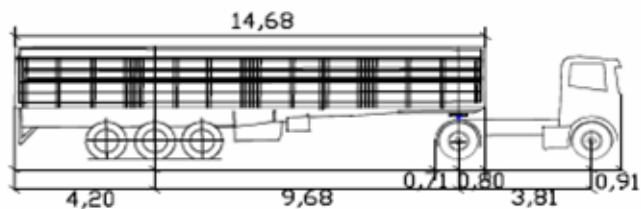


Figura 53 – Veículo de Projeto BT7

Bitrem de 7 Eixos - 19,80 m

R=12,50 m

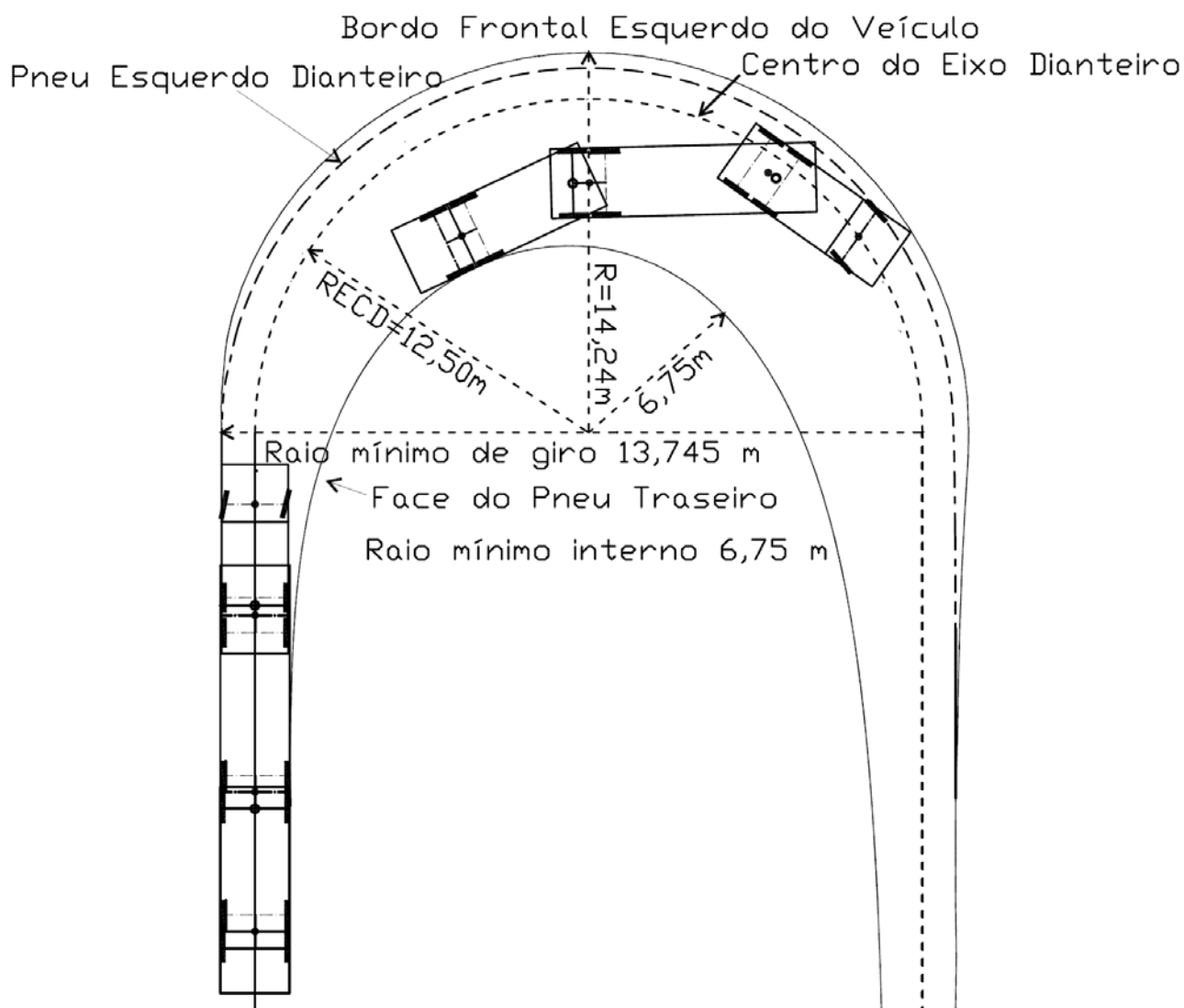
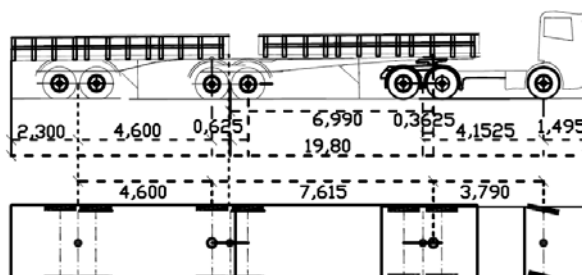


Figura 54 – Veículo de Projeto BT7

Bitrem de 7 Eixos - 19,80 m

R=12,50 m

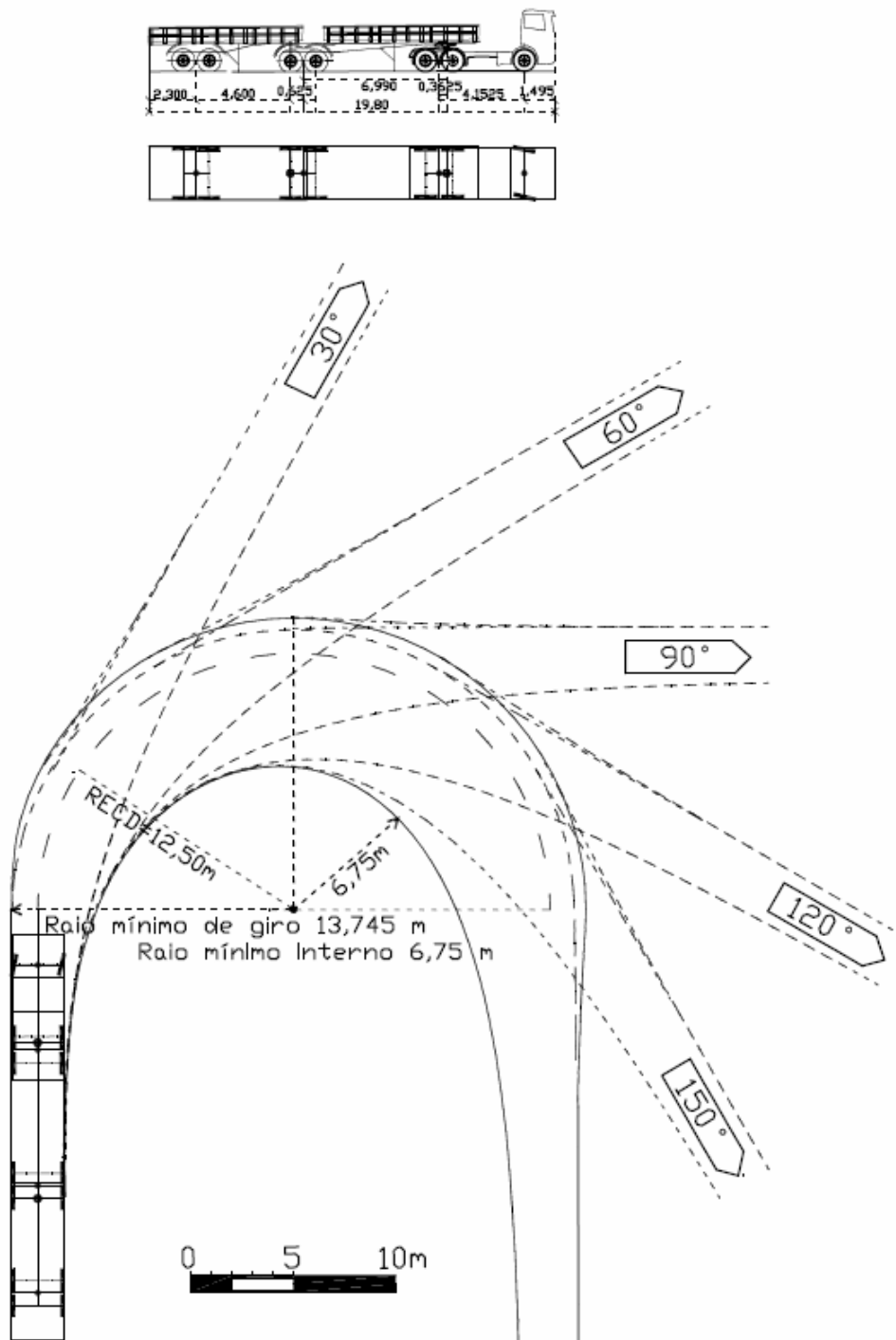


Figura 55 – Veículo de Projeto CG

Cegonheiro - 22,40 m

R=12,50 m

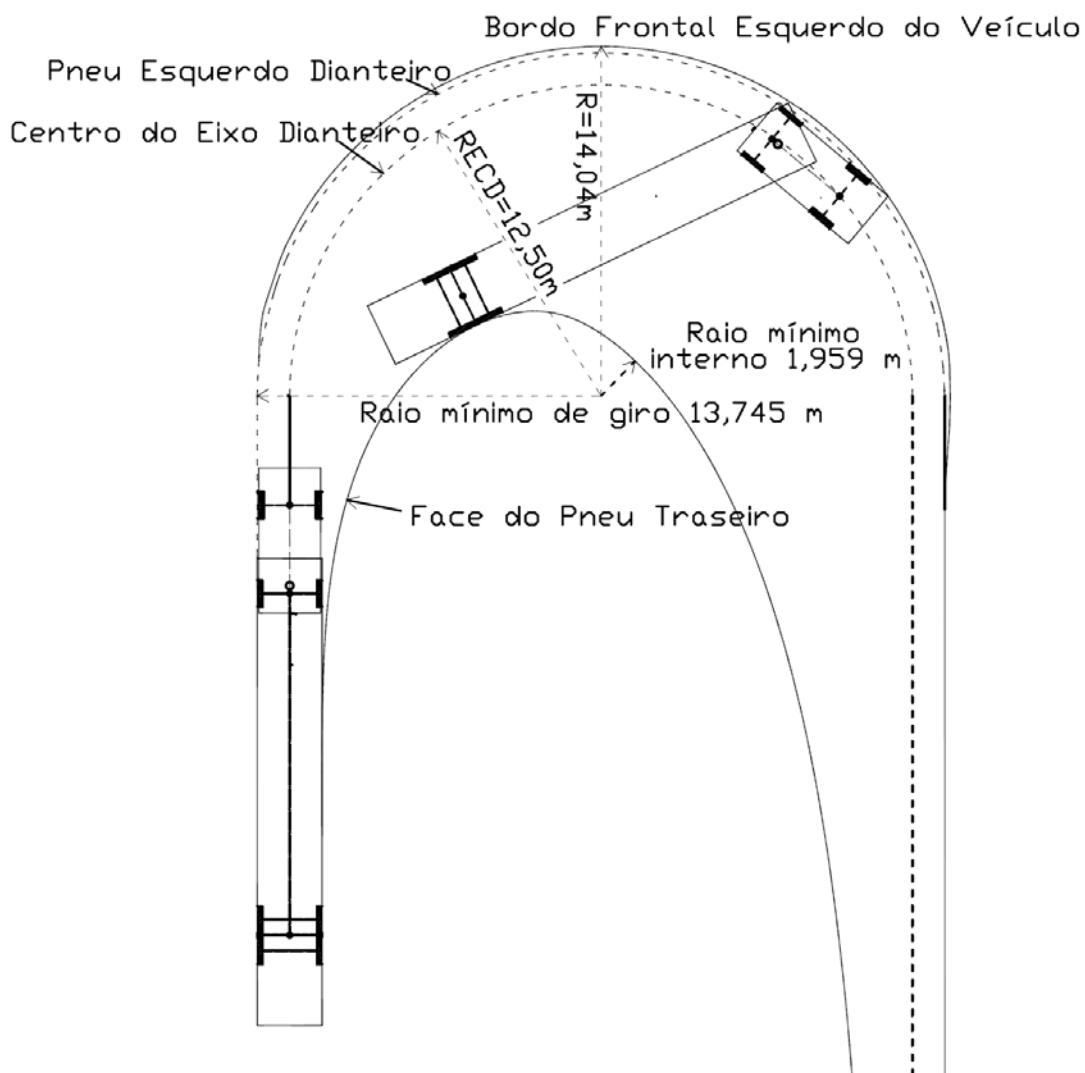
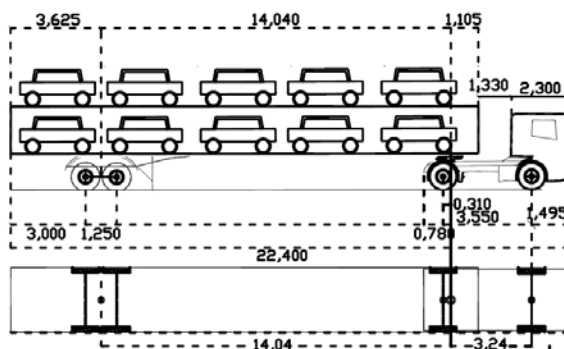


Figura 56 – Veículo de Projeto CG

Cegonheiro – 22,40 m

R=12,50 m

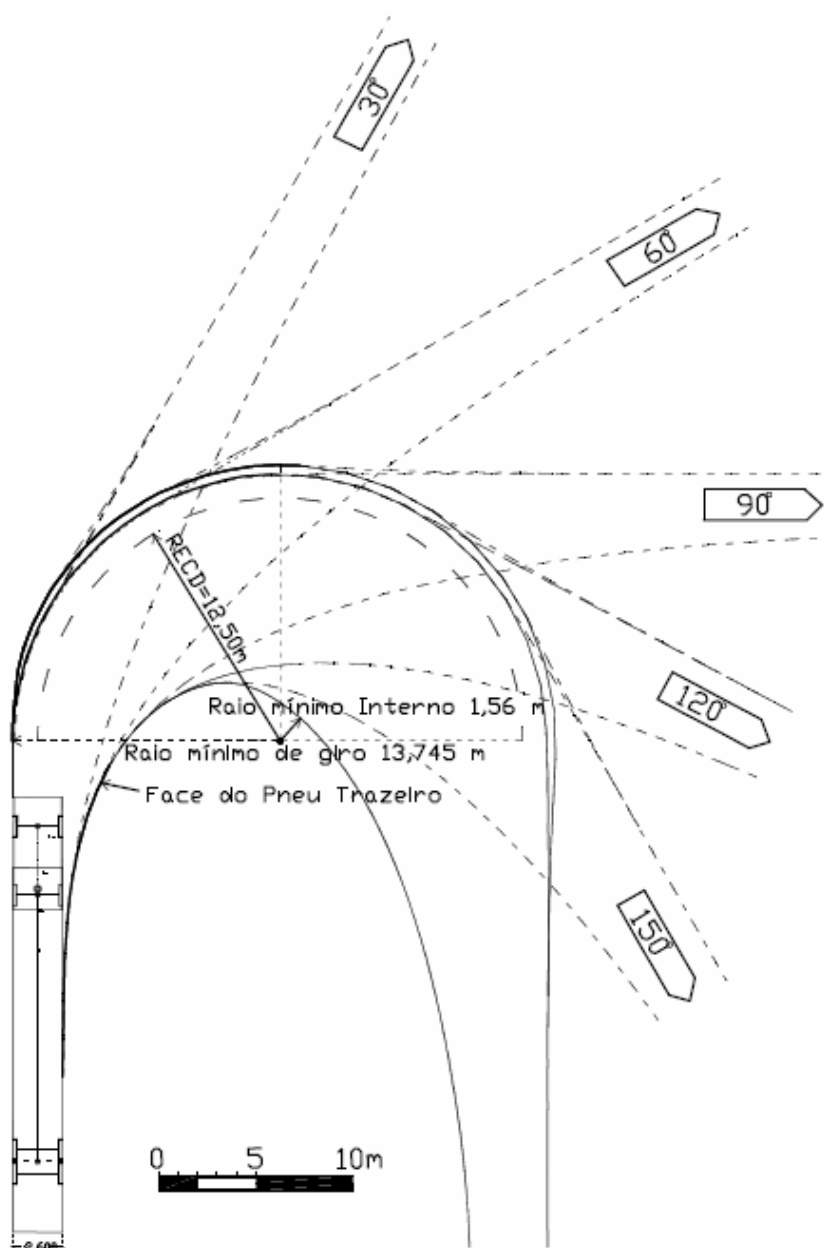
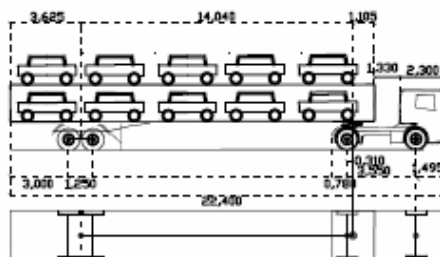


Figura 57 – Veículo de Projeto BT9

BT9 - Bitrem de 9 Eixos - 25,00 m

R=13,56 m

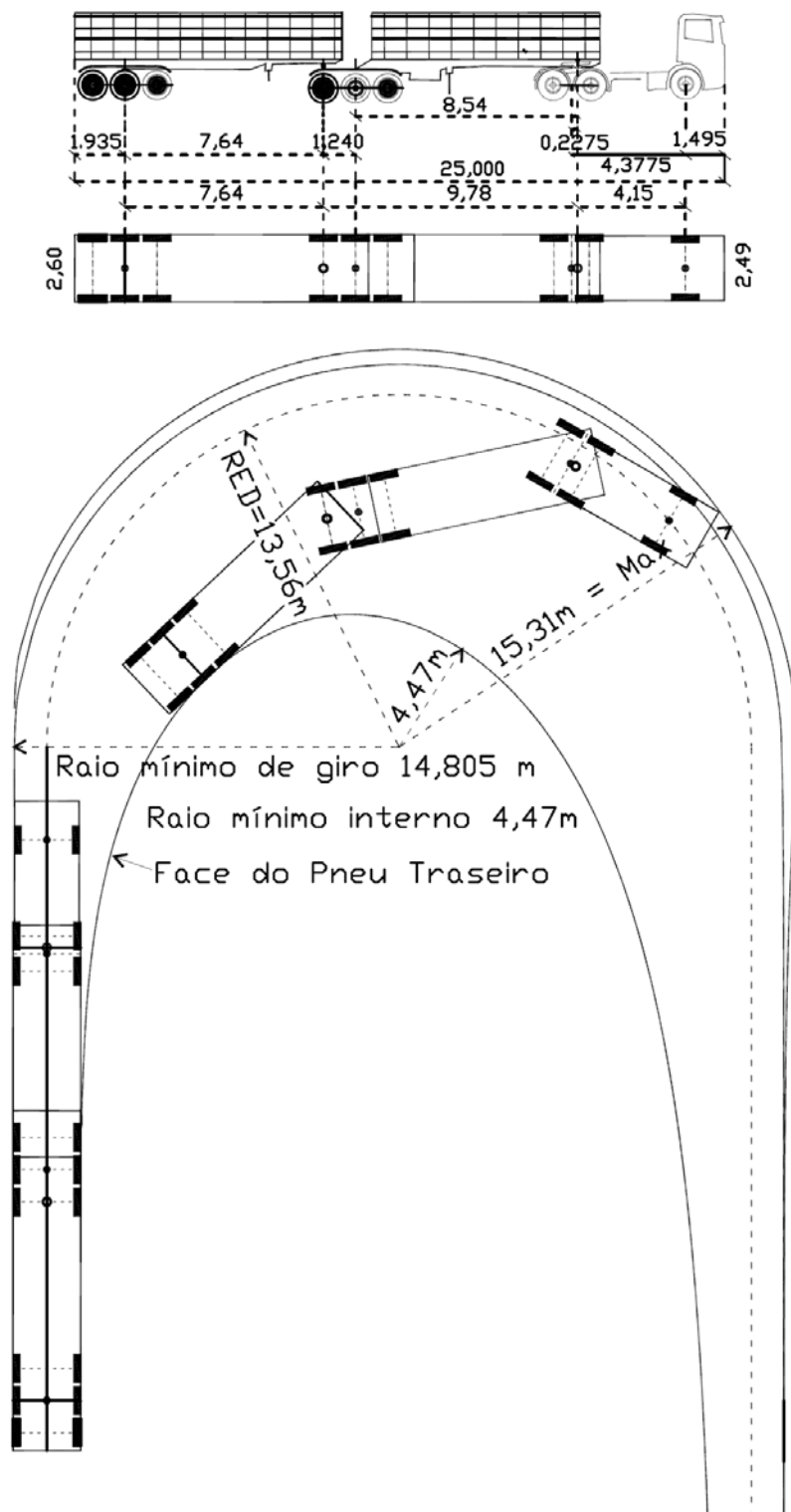


Figura 58 – Veículo de Projeto BT9

BT9 -Bitrem de 9 Eixos - 25,00 m
R=13,56 m

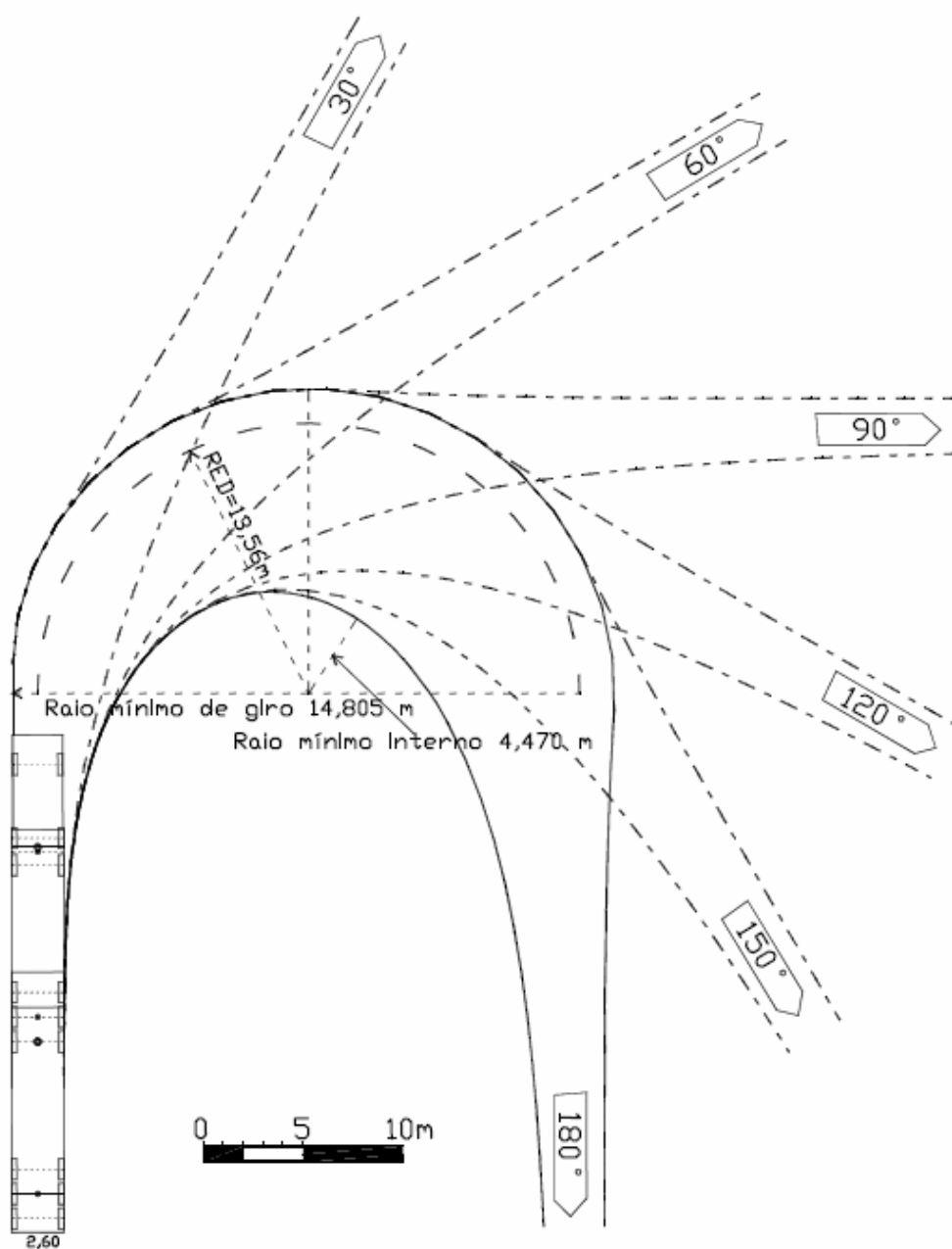
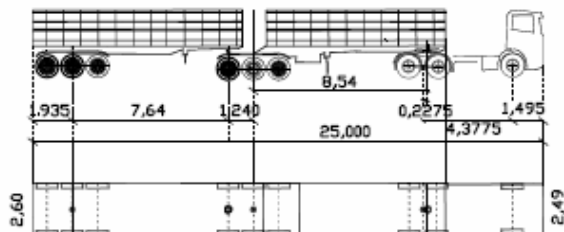


Figura 59 – Veículo de Projeto BTL

Bitrem de 9 Eixos - 30,00 m

R=15,36 m

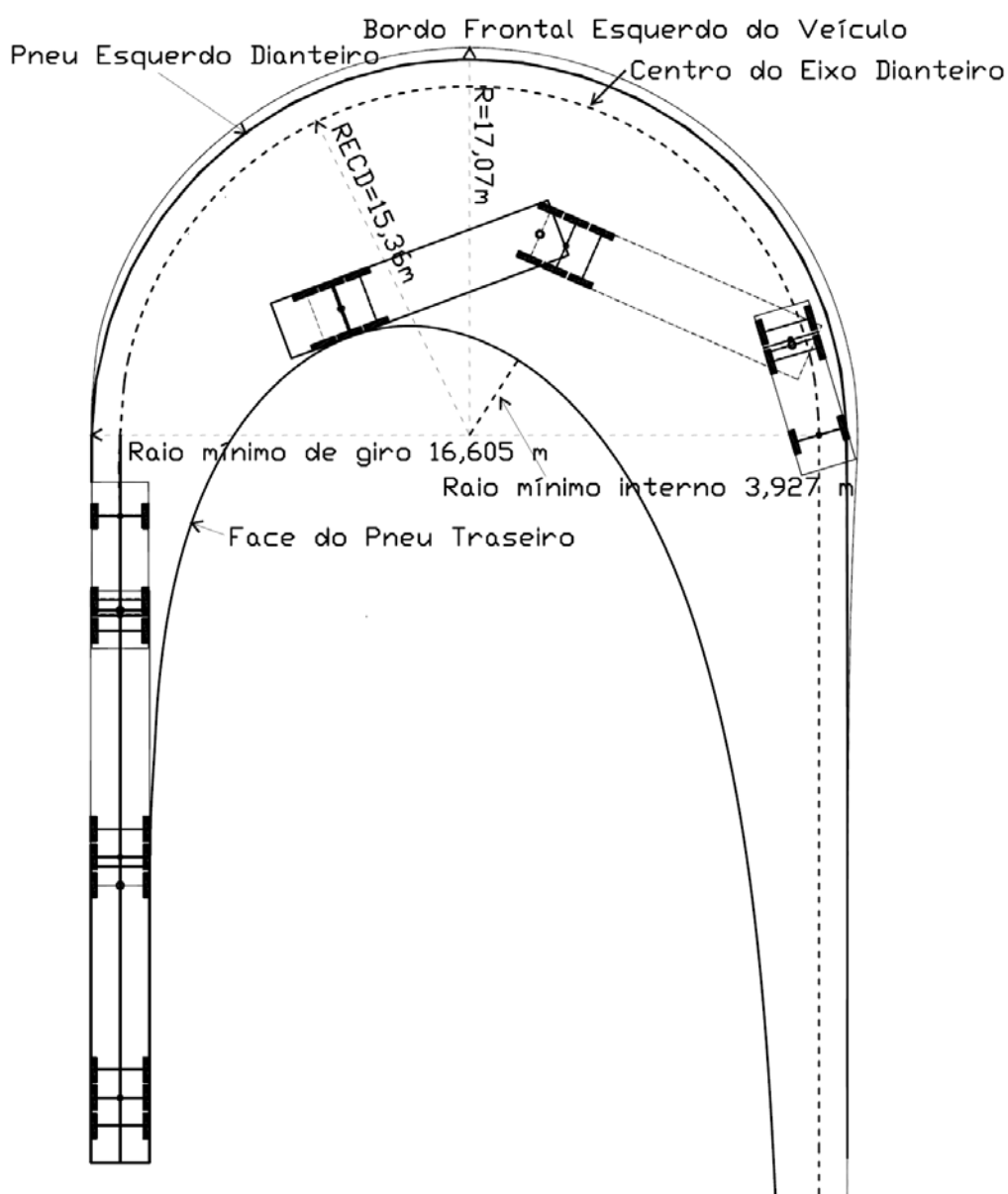
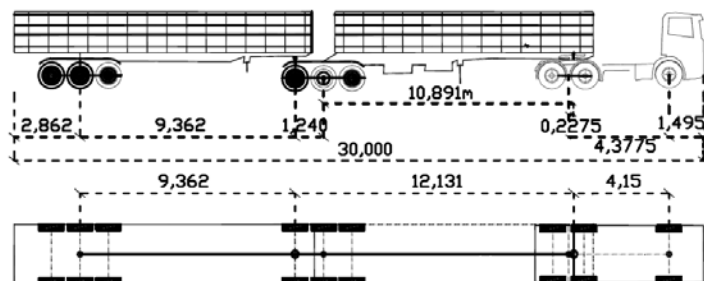
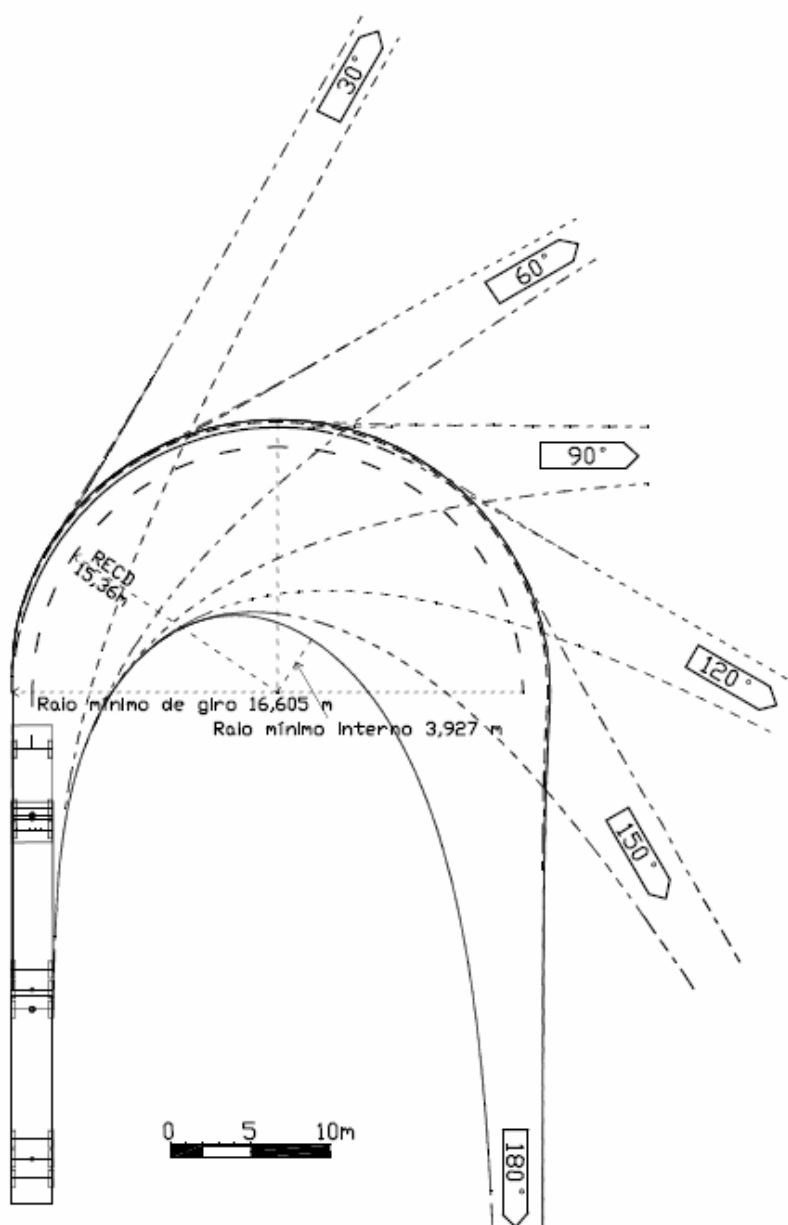
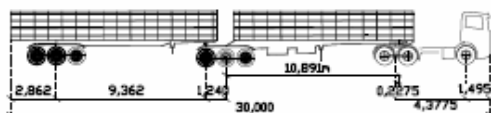


Figura 60 – Veículo de Projeto BTL

Bitrem longo e Rodotrem

Bitrem de 9 Eixos - 30,00 m

R=15,36 m



5.2 VELOCIDADE DIRETRIZ

5.2.1 Características gerais

A velocidade é um dos fatores de maior importância na escolha de rotas e modo de transporte. Na seleção de modo e via de transporte são levados em conta o custo e o conforto fornecidos, e estes fatores estão diretamente ligados à velocidade. A velocidade de um veículo em uma rodovia depende, além da habilidade do motorista e da qualidade do veículo, de cinco condições: características técnicas da rodovia, atrito lateral, volume e composição do tráfego, condições do tempo, limitações legais e as impostas pelos dispositivos de controle de tráfego. O efeito desses fatores geralmente é inter-relacionado, embora alguns deles possam ser dominantes.

A velocidade diretriz é a velocidade selecionada para fins de projeto da via e relacionada a certas características da mesma, tais como: curvatura, superelevação e distância de visibilidade, das quais depende a operação segura e confortável dos veículos. Representa a maior velocidade com que pode ser percorrido um trecho viário com segurança e em condições aceitáveis de conforto, mesmo com pavimento molhado, quando o veículo estiver submetido apenas às limitações impostas pelas características geométricas, sem influência do tráfego.

Depende diretamente das condições topográficas, do uso das áreas adjacentes, da classificação funcional da via e da velocidade de operação desejada. Normalmente procura-se adotar a maior velocidade possível, que atenda ao grau de segurança desejado, boa mobilidade e eficiência, respeitando as imposições do meio ambiente, as condições econômicas, as condições estéticas e os impactos sociais e políticos. Escolhida a velocidade diretriz e fixados os valores a serem atendidos por suas características técnicas, procede-se ao projeto, utilizando, onde forem viáveis, valores superiores aos mínimos fixados. Algumas das características, como curvatura, superelevação e distância de visibilidade são diretamente relacionadas com a velocidade. Outras, como larguras de faixas de tráfego, acostamentos e espaços livres laterais, não são diretamente relacionadas, mas afetam as velocidades dos veículos, sendo desejável que suas dimensões cresçam para velocidades maiores.

A velocidade diretriz deve ser consistente com as que os motoristas estão acostumados a esperar em condições semelhantes. Onde há razões claras para adotar velocidades menores, os motoristas são levados a aceitá-las com mais facilidade que em locais em que não há razão aparente. Uma rodovia com classificação funcional mais elevada justifica uma velocidade de projeto maior que uma de classificação inferior em condições topográficas semelhantes, principalmente quando os benefícios econômicos superam os acréscimos de custos resultantes dessa escolha. Não se deve, entretanto,

adotar uma velocidade diretriz baixa, quando as condições topográficas podem levar os motoristas a adotar velocidades altas. Os motoristas ajustam suas velocidades pela percepção das limitações impostas pelas condições físicas e de tráfego da rodovia, e não pela sua importância.

Embora a velocidade diretriz estabeleça valores limites para raios e distâncias de visibilidade a serem usados, não há inconveniente em adotar valores maiores, onde for economicamente viável. Mesmo em terreno acidentado, uma tangente ocasional ou curva de raio elevado não leva o usuário a adotar velocidade superior à permitida, embora uma sequência de trechos nessas condições possa ter esse efeito. Quando isso ocorrer, aconselha-se adotar uma velocidade diretriz superior para todos os elementos geométricos, especialmente para distâncias de visibilidade nas curvas verticais convexas e nas curvas horizontais.

Uma consideração importante a ser feita na fixação da velocidade diretriz em travessias urbanas é o comprimento médio das viagens. Quanto maior é esse valor, maior deve ser a velocidade diretriz. No projeto de um trecho extenso, o ideal é se ter uma mesma velocidade diretriz. Mudanças nas condições da região podem, entretanto, recomendar mudanças de velocidade em certas seções. Nesse caso, a introdução de uma velocidade menor não deve ser feita abruptamente, mas deve ser efetuada ao longo de uma distância que seja suficiente para que o motorista possa mudar gradualmente sua velocidade, até chegar à seção em que o menor valor é necessário.

Em vias urbanas de alto nível, certo número de veículos tem condições de viajar perto da velocidade de fluxo livre determinada pelas condições geométricas, tornando muito importante sua escolha. Entretanto, em muitas vias arteriais urbanas, as velocidades durante várias horas do dia são limitadas ou reguladas mais pela presença de grandes volumes de veículos e pelo sistema de controle de tráfego do que pelas características geométricas da via. Nesses casos, a operação segura e eficiente depende menos da escolha da velocidade diretriz.

Durante períodos de volumes baixos ou moderados, as velocidades das vias arteriais são determinadas por sinais de regulamentação, pela ocorrência de veículos efetuando giros à esquerda, conversões em interseções, espaçamento da sinalização semafórica e obediência à onda verde estabelecida. Quando estão sendo planejadas melhorias no sistema de vias arteriais, devem ser levados em conta limites previstos para a velocidade, restrições de ordem física e econômica e velocidades a serem atingidas nos períodos fora de pico. Esses fatores influenciam a escolha da velocidade diretriz.

O alinhamento horizontal, geralmente, não é o fator básico na restrição das velocidades em vias arteriais. As melhorias geralmente são elaboradas com base no sistema de ruas existentes e

pequenas mudanças de alinhamentos são geralmente feitas em interseções. O efeito dessas mudanças é usualmente pequeno, porque a operação em uma interseção é regulada pelo tipo de controle necessário para atender aos volumes de cruzamento e de giro. Pode ser adotada superelevação nas curvas das vias arteriais urbanas, mas seu valor é determinado de forma distinta da adotada para as condições das rodovias rurais. Grandes áreas pavimentadas, a proximidade de áreas em desenvolvimento, o controle da inclinação transversal e dos perfis para atender à drenagem e a frequência de cruzamentos e acessos contribuem para reduzir as taxas de superelevação nas vias arteriais urbanas. As larguras das faixas de tráfego, os afastamentos dos meios-fios, a proximidade de postes e árvores da via trafegável, a presença de pedestres dentro da faixa de domínio e a pouca distância das residências e casas de comércio, em conjunto ou individualmente, frequentemente limitam as velocidades, mesmo em vias com bom alinhamento e perfis suaves. Apesar desses fatores, os projetistas devem se esforçar para obter bom alinhamento e perfis suaves nas vias arteriais urbanas, já que a segurança e as características operacionais podem ser melhoradas, principalmente durante os períodos fora de pico.

A topografia pode afetar fisicamente a escolha da velocidade diretriz nas vias arteriais. Muitas cidades se desenvolveram ao longo de cursos d'água e incluem áreas variando de levemente onduladas a montanhosas. Ruas podem ter sido construídas originalmente com pouca alteração da topografia. Pelo fato de que uma via arterial é normalmente desenvolvida sobre o alinhamento de uma rua existente, tanto nas áreas de comércio como nas residenciais, resulta que se obtém um perfil variável. Uma vez escolhida a velocidade diretriz, a adequada distância de visibilidade deve ser provida nas curvas verticais e horizontais. Perfis com greides contínuos e longos devem ser projetados levando em conta as velocidades dos veículos individuais e comerciais. Faixas auxiliares podem ser necessárias nos trechos em subida, de modo que tenham a mesma capacidade do restante da via e permitam que os veículos se desloquem com velocidade razoável e possam passar pelos veículos mais lentos.

Nas áreas suburbanas menos congestionadas é comum que, em algumas vias preferenciais, se adote alguma forma de controle, para evitar velocidades muito altas. Nessas áreas, pedestres caminhando ao longo de vias arteriais ou nas vias transversais, embora não sejam frequentes, podem ser expostos a atropelamentos. Dessa forma, embora o tráfego direto de passagem deva ser facilitado ao limite que for praticável, é igualmente importante que as velocidades sejam limitadas, para evitar acidentes e para servir o tráfego local. As velocidades permitidas, como política aceitável, não são as maiores velocidades que poderiam ser adotadas pelos motoristas. Seus limites costumam ser baseados na velocidade de percentil 85%, abaixo da qual trafegam 85% dos veículos, quando não

há restrições impostas aos mesmos. Zonas de controle de velocidade não operam adequadamente se a velocidade limite é imposta arbitrariamente. Essas zonas devem ser determinadas por estudos de engenharia de tráfego, ser compatíveis com as condições predominantes ao longo da via e com a sua seção transversal e devem dispor de fiscalização satisfatória.

5.2.2 Vias expressas primárias e secundárias

A função das vias expressas é atender ao maior número de veículos.km e às maiores distâncias relativas de viagem na área urbana.

Normalmente, o motorista urbano é obrigado a desviar-se do percurso mais direto, em termos de distância, entre a origem e o destino de sua viagem, a fim de ter acesso a uma via expressa e beneficiar-se de suas vantagens em tempo de viagem, segurança e conforto. Há, em consequência, uma maior predisposição a maiores velocidades, como forma de reduzir os tempos de viagem. Considerações de segurança e de conforto também demandam velocidades diretrizes maiores. Por exemplo, em períodos de pouco tráfego, com quase ausência de interferências, a tendência a dirigir mais rápido não deve ser restringida por características acanhadas de projeto.

Nos períodos de tráfego intenso serão aliviadas as interferências entre veículos, se as características de projeto ficarem acima das necessárias para as velocidades reais.

Velocidades diretrizes muito altas pouco contribuem para a redução do tempo de viagem nas áreas urbanas, porque normalmente são pequenas as extensões em que se aplicam. Por exemplo, os tempos de viagem a 100 km/h e 120 km/h, para uma distância de 10 quilômetros são, respectivamente, de 6 e 5 minutos. Ademais, uma velocidade diretriz muito alta implica, geralmente, em elevados custos de construção e ainda predispõe negativamente o motorista para as menores velocidades nos trechos anterior e posterior.

A velocidade diretriz deve atender aos limites impostos pela disponibilidade de faixa de domínio e custos econômicos. Não deve, entretanto, ser inferior a 80 km/h. Em muitas vias expressas urbanas, principalmente nas áreas em desenvolvimento, uma velocidade de 100 km/h, ou mesmo maior, pode ser adotada com pouco custo adicional. Uma velocidade de 110 km/h é desejável, porque velocidades maiores são estreitamente ligadas à qualidade e segurança de uma rodovia.

Geralmente, não há diferenças entre as velocidades diretrizes das vias expressas projetadas ao nível do solo, elevadas ou abaixo desse nível. Há, entretanto, características operacionais diferentes a serem consideradas. Em uma via expressa desenvolvida em nível mais baixo que a área que atravessa, o tráfego que deixa a via o faz com rampas ascendentes e o que entra na via com rampas

descendentes, o que encoraja boa operação. Já em uma via expressa em nível elevado, o tráfego que sai da via o faz através de rampas descendentes e o que entra, através de rampas ascendentes, o que não é desejável. Os veículos que acessam a via expressa, principalmente caminhões carregados, precisam de distâncias longas para atingir a velocidade da via. Por outro lado, veículos pesados saindo da via precisam de distâncias de frenagem maiores, antes de entrar nas vias arteriais de menor velocidade, sendo frequente que reduzam suas velocidades na via expressa antes de atingir o terminal de saída. Faixas de desaceleração paralelas, ou maiores ramos de saída com greide suaves, são frequentemente usados em vias expressas elevadas para reduzir a probabilidade dos veículos diminuírem suas velocidades na rodovia principal. Apesar dessas medidas, as velocidades nas vias expressas elevadas tendem a ser um pouco menores que nas vias enterradas, principalmente quando os terminais de acesso são próximos. Embora normalmente as velocidades em viadutos sejam menores que nas vias enterradas, as diferenças costumam ser pequenas. Portanto, velocidades diretrizes de 80 a 110 km/h podem ser empregadas nas vias expressas, independente de se tratar de via elevada, enterrada ou ao nível do solo.

Assim sendo, a velocidade diretriz básica recomendada para o projeto geométrico de vias expressas primárias é de 110 km/h. Nos trechos de transição para uma via de padrão inferior, a velocidade diretriz poderá descer até 80 km/h, valor que poderá também ser adotado para os trechos onde condicionantes técnicas, econômicas e urbanísticas obrigarem ao emprego generalizado de padrões inferiores de projeto.

As considerações acima se aplicam às vias expressas secundárias que possam vir a ter a função de primárias em tempo previsível. Quando essa futura melhoria for reconhecida desde o início como inviável, em consequência das condições locais, deverão ser adotadas velocidades diretrizes inferiores, de preferência 90 km/h, ou, como mínimo absoluto, 60 km/h. Ao mesmo tempo, essas velocidades inferiores podem ser empregadas em trechos específicos de uma via expressa secundária; por exemplo, na travessia de eventuais interseções em nível.

No que se refere às vias marginais, para o estabelecimento de sua velocidade diretriz poderão ser empregados os critérios das Vias Arteriais Primárias, referidas na subseção 5.2.3 a seguir. Não deverá ser adotada uma velocidade diretriz inferior a 50 km/h.

5.2.3 Vias arteriais primárias

Essas vias atendem principalmente ao tráfego direto, geralmente em percurso contínuo, mas não possuem as características técnicas de uma via expressa. A maioria das interseções é em nível e as restrições de acesso às propriedades adjacentes não são absolutas. Essa categoria de via está,

portanto, mais sujeita às interferências mútuas com as áreas urbanizadas da cidade. Essas interferências tendem a predominar sobre as puras condicionantes topográficas ou geométricas na restrição às velocidades de viagem. Assim, em vias expressas urbanas, uma percentagem relativamente alta dos veículos pode trafegar com, ou quase com, uma velocidade considerada segura pelo motorista, em função das características geométricas da via. Em arteriais urbanas, porém, as velocidades de operação durante muitas horas do dia são restringidas pelos volumes de tráfego, grau de controle de acesso, existência ou não de canteiro central, frequência e configuração das interseções, práticas de estacionamento, exigências de segurança e todo o conjunto de interferências englobadas pelo conceito de atrito lateral, além, obviamente, das características geométricas insuficientes, decorrentes de limitações de faixa de domínio ou do aproveitamento de vias urbanas pré-existentes.

De fato, não é possível, em muitos casos, dotar a via arterial urbana de todas as características normalmente associadas a rodovias, tais como superelevação e curvas de transição. Todavia, é desejável e conveniente o estabelecimento de uma velocidade diretriz para atender aos requisitos de visibilidade nos cruzamentos e interseções e ao dimensionamento da sinalização horizontal, vertical e luminosa.

Recomenda-se a velocidade diretriz de 80 km/h para arteriais em áreas urbanas pouco desenvolvidas ou para vias dotadas de canteiro central, onde a interferência de pedestres e do uso do solo adjacente for pequena e, ainda, a canalização das interseções for adequada.

Em condições intermediárias, onde o grau de controle de acesso, bem como as interferências de pedestres e do uso do solo adjacente à via são moderadas e os movimentos de conversão nas interseções são pequenos em relação ao fluxo principal, recomenda-se a velocidade diretriz de 60 km/h.

Finalmente, para as arteriais primárias atravessando zonas de intenso desenvolvimento e com pouca distância entre as interseções, uma velocidade diretriz de 50 km/h, embora não tão desejável, pode ser a mais apropriada. Isso também se aplica às vias integrantes do Sistema Arterial Secundário.

5.2.4 Ramos

A fixação de uma velocidade de projeto cabe basicamente aos ramos de interconexões, principalmente com vias expressas. Desejavelmente, a velocidade de projeto nos ramos deveria ser igual à das vias que conectam. Entretanto, restrições de traçado em planta e perfil, por motivos topográficos ou de disponibilidade de faixa de domínio, assim como o desejo de frisar ao motorista

a mudança de via (muitas vezes acompanhada de alterações no padrão), conduzem geralmente à fixação de velocidades de projeto mais baixas para os ramos.

Por outro lado, os motoristas tendem a manter, tão alta quanto possível, sua velocidade nos ramos, como forma de evitar perda de tempo e de fluência, bem como de reduzir as extensões necessárias para desacelerar ou acelerar o veículo no início ou término do ramo. A relação entre a velocidade do veículo e a velocidade de segurança do ramo tende a ser tanto mais alta quanto mais sinuoso e menos direto for o percurso no ramo, estando o motorista, nesses casos, mais disposto a aceitar uma redução no conforto de viagem e um desgaste maior do veículo, como resultado das maiores acelerações centrífugas.

O tipo do ramo também influi no estabelecimento da velocidade de projeto. Aos ramos de maior categoria devem corresponder velocidades maiores, coerentes com características superiores de projeto. No caso de ramos direcionais, recomendam-se valores de 70 a 80 km/h, com 60 km/h como mínimo. Para ramos semidirecionais, a velocidade normal deve ser de 60 km/h, com 50 km/h como mínimo.

No caso de ramos em alça (*loop*), uma solução de compromisso entre o desejo de maior velocidade (e, portanto, maiores raios) para compensar o percurso ilógico e aumentos na faixa de domínio, conduz à fixação de uma velocidade diretriz padrão de 40 km/h, conjugada a um raio de 45 m. Esse par de elementos deve ser empregado para qualquer alça, posto que geralmente não há dificuldade em vencer a diferença de nível associada ao ramo com valores de rampa adequados à velocidade e importância do ramo. Geralmente, só se justifica uma velocidade de projeto maior quando as características das vias que o ramo interconecta e os volumes de tráfego são muito elevados, mas não tiver sido possível adotar, devido a condições locais, um tipo de ramo direcional ou semidirecional. Por outro lado, velocidades inferiores a 40 km/h trazem consigo o emprego de raios muito pequenos, os quais são mais difíceis, perigosos e desconfortáveis para serem percorridos. Embora raios pequenos reduzam o percurso e a área ocupada, provocam aumento dos valores da rampa e da largura da pista e só se aplicam em casos de sérias restrições locais ou quando conectam vias com velocidades diretrizes inferiores a 60 km/h.

Uma orientação geral para a determinação da velocidade diretriz para tipos de ramos de interconexões não especificados acima, por exemplo, conexões diretas à direita, saídas paralelas à via e agulhas, é procurar estabelecer uma vinculação com a velocidade das vias que se conectam. Os valores desejáveis para ramos situam-se pouco abaixo das velocidades nas vias interconectadas. Por outro lado, não é essencial que a velocidade de projeto seja uniforme em todo o ramo e, às vezes, é necessário ou conveniente, para fins de projeto, adotar um valor no trecho inicial e outro

para a parte final do ramo (com adequada sinalização), sobretudo quando for grande a diferença de velocidade entre as vias interconectadas ou onde houver necessidade de parada ao final do ramo. Devem ser consideradas, também, as condições de rampa, conforme propiciem ou não a aceleração/desaceleração dos veículos nos locais adequados.

A Tabela 26 resume os valores das velocidades diretrizes recomendadas para as vias do Sistema Arterial Principal.

Tabela 26 - Velocidades Diretrizes

Categoria da Via	Velocidade Diretriz (km/h)	
	Desejável	Mínimo
Via expressa primária	110	80
Via expressa secundária	90	60
Via arterial primária	80-60*	50
Ramos de interconexões com vias expressas		
– direcional	80	60
– semidirecional	60	50
– alça	50	40
Outros ramos: função da velocidade diretriz da via de categoria superior		
– 80 km/h	70	40
– 70 km/h	60	40
– 60 km/h	50	30
– 50 km/h	40	20

* Em função da importância da via, condições topográficas e urbanísticas, características do tráfego e de controle de acesso.

5.3 DISTÂNCIAS DE VISIBILIDADE

As distâncias de visibilidade traduzem os padrões de visibilidade a serem proporcionados ao motorista, de modo que ele possa sempre tomar a tempo às decisões necessárias à sua segurança.

Esses padrões dependem diretamente das características geométricas da rodovia, das condições da superfície de rolamento, das condições do tempo (chuva ou sol), do comportamento do motorista médio e das características representativas de condições desfavoráveis médias dos veículos (freios, suspensão etc.).

As distâncias básicas de visibilidade que devem ser consideradas no projeto de uma via são as distâncias de visibilidade de parada, as de tomada de decisão, as de ultrapassagem e aquelas a serem respeitadas nas interseções. São de caráter obrigatório as de parada e das interseções, e as demais são valores recomendados.

Essas distâncias podem ser restringidas por curvas verticais convexas de comprimento insuficiente, por curvas verticais côncavas em trechos não iluminados, ou por obstáculos laterais muito próximos da pista. No caso das interseções, a sua configuração também é importante.

5.3.1 Distância de visibilidade de parada

Define-se como distância de visibilidade de parada a distância mínima que um motorista, trafegando com a velocidade diretriz, necessita para parar com segurança após avistar um obstáculo na rodovia. A distância de visibilidade de parada é a base para determinação dos comprimentos das curvas verticais de concordância e das distâncias mínimas livres de obstáculos laterais nas curvas horizontais. A distância de visibilidade de parada é determinada pela fórmula geral:

$$d = 0,278 Vt + \frac{V^2}{254 \left(\frac{j}{9,81}\right)}$$

Ou,

$$d = 0,278 Vt + 0,039 \frac{V^2}{j}$$

Onde:

d = distância de visibilidade de parada (m)

V = velocidade diretriz (km/h)

t = tempo de percepção e reação = 2,5 s

j = taxa de desaceleração (m/s^2) = 3,4 m/s^2

O primeiro termo da fórmula corresponde à distância percorrida durante o tempo de percepção e reação do motorista médio, que se sucede a partir da visão do obstáculo, adotando-se o valor médio estatístico de 2,5 s, desprezando-se o efeito de freio motor e a influência do greide. O segundo termo fornece a distância percorrida desde o início da atuação do sistema de frenagem até a imobilização, para os trechos em nível das rodovias. Essa equação não difere conceitualmente do modelo adotado nos manuais de projeto do DNIT, mas se apoia mais realisticamente nas situações de tráfego encontradas nas manobras de emergência e nas possibilidades dos veículos atuais.

O *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais* do DNER, edição de 1999, faz distinção entre as velocidades dos veículos trafegando sobre pavimentos secos (Velocidade Diretriz) dos que trafegam sobre pavimentos molhados (Velocidade Média). Estudos recentes constataram que essa diferença não deve ser considerada. Por essa razão, a AASHTO assume que a velocidade inicial a considerar para a distância de visibilidade de parada é a velocidade diretriz da rodovia.

Estudos feitos por Fambro, Fitzpatrick e Koppa (*Determination of Stopping Sight Distances – NCHRP Report 400 – TRB, 1997*) mostram que a maioria dos motoristas desacelera a uma taxa maior que $4,5 \text{ m/s}^2$, quando encontram um objeto inesperado na rodovia. Aproximadamente 90% dos motoristas desaceleram a uma taxa maior que $3,4 \text{ m/s}^2$, mesmo em pavimentos molhados. Segundo a AASHTO o coeficiente de atrito disponível na maioria dos pavimentos molhados e os sistemas de frenagem dos veículos modernos permitem exceder essa taxa de desaceleração. Por essas razões, esse valor é recomendado para a determinação da distância de visibilidade de parada.

a) Efeito do greide

A distância de visibilidade de parada é afetada pelo greide da rodovia, por ação da gravidade. A equação que inclui esse efeito é apresentada a seguir:

$$d = 0,278 Vt + \frac{V^2}{254\left(\left(\frac{j}{9,81}\right) + i\right)}$$

Onde:

d = distância de visibilidade de parada (m)

V = velocidade diretriz (km/h)

t = tempo de percepção e reação = 2,5 s

j = taxa de desaceleração (m/s^2) = $3,4 \text{ m/s}^2$

i = greide da rodovia, positivo no sentido ascendente e negativo no descendente (m/m)

As distâncias de visibilidade de parada para os diversos greides são apresentadas na Tabela 27, arredondadas para múltiplos de 5. Cabe observar que os novos critérios adotados resultaram em valores 17% superiores aos mínimos exigidos pelo Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais, não sendo necessário recomendar as distâncias constantes da tabela de valores desejados do manual.

Os valores obtidos são considerados como aceitáveis para fins de projeto. Para o caso de rodovia com dois sentidos de tráfego, adota-se sempre o greide de sinal negativo, correspondente ao sentido de declive.

Convém salientar que quase todas as vias têm dois sentidos de tráfego e a distância de visibilidade geralmente é diferente para cada sentido, principalmente nos trechos em tangente em terreno ondulado. Como regra geral, a distância de visibilidade em declives é maior que nos aclives, porque são normalmente seguidos por uma curva côncava, frequentemente compensando os acréscimos

exigidos pelos greides negativos. Isso explica porque é prática corrente não considerar o efeito do greide. No caso de pistas independentes para cada sentido de tráfego, entretanto, costuma ser sempre adotado o valor correspondente ao greide de cada pista.

Em que pesem as observações feitas, como orientação geral para o projeto, sugere-se a verificação da distância de visibilidade para cada sentido de tráfego em qualquer caso.

Para atender aos valores de distância de visibilidade de parada, deve-se usar 1,08 m como a altura dos olhos do motorista em relação à superfície da pista, 0,60 m como a menor altura de um obstáculo que o obrigue a parar, altura de faróis de 0,60 m e fecho luminoso divergindo 1 grau do eixo longitudinal do veículo. Para projeto envolvendo especificamente caminhões passando sob viadutos, em que a distância de visibilidade pode ser limitada pela altura da parte inferior da obra de arte, o valor recomendado para a altura dos olhos do motorista acima da superfície da pista é de 2,33 m, indicado pela AASHTO.

Os critérios de aplicação desses valores são discutidos em maiores detalhes na subseção 5.5.2 – Curvas verticais.

Tabela 27 - Distâncias Mínimas de Visibilidade de Parada (m)

Greide (%)	Velocidade Diretriz (km/h)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110
10%	30	45	55	75	90	110	135	160	185
9%	30	45	55	75	95	115	140	160	190
8%	30	45	60	75	95	115	140	160	190
7%	30	45	60	75	95	115	140	165	195
6%	30	45	60	75	95	120	145	165	195
5%	30	45	60	75	95	120	145	170	200
4%	30	45	60	80	100	120	150	170	205
3%	30	45	60	80	100	125	150	175	205
2%	35	45	60	80	100	125	150	175	210
1%	35	45	60	80	105	125	155	180	215
0%	35	50	65	85	105	130	160	185	220
-1%	35	50	65	85	105	130	160	185	220
-2%	35	50	65	85	110	135	165	190	225
-3%	35	50	65	85	110	135	165	195	230
-4%	35	50	65	90	110	140	170	200	235
-5%	35	50	70	90	115	140	175	200	240
-6%	35	50	70	90	115	145	175	205	245
-7%	35	55	70	95	120	145	180	210	255
-8%	35	55	70	95	120	150	185	215	260
-9%	35	55	75	95	125	155	190	225	265
-10%	40	55	75	100	125	160	195	230	275

b) Efeito dos caminhões

Os valores calculados de distância de visibilidade de parada são baseados na operação de carros de passeio e não consideram explicitamente a operação dos caminhões. A análise a seguir examina alguns fatores relevantes das diferenças entre carros e os veículos de carga.

De um modo geral, os caminhões são maiores e mais pesados que os carros de passeio e, para uma mesma velocidade, precisam de maiores distâncias para parar. No entanto, a posição mais alta dos assentos dos caminhões resulta em maior altura dos olhos dos motoristas em relação à superfície do pavimento, aumentando muito sua distância de visibilidade. Por essa razão, costuma-se levar em conta apenas a distância de visibilidade determinada para os carros de passeio.

Cabe observar, entretanto, que restrições de visibilidade horizontal não são compensadas pela simples altura dos olhos dos motoristas. Onde surgem essas restrições, particularmente ao fim de extensas descidas seguidas de um corte, em que os caminhões atingem velocidades próximas às dos

carros de passeio, as maiores alturas dos olhos são de pouco valor. Assim sendo, mesmo considerando a maior experiência dos motoristas profissionais, é desejável prover distâncias de visibilidade superiores aos valores da Tabela 27. Essa restrição deixa de ter valor em muito pouco tempo, já que, como se observa a seguir, os caminhões equipados com freios do tipo antibloqueio (ABS) conseguem atingir a desaceleração de $3,4 \text{ m/s}^2$, usada para cálculo da Tabela 27.

É de se esperar que em pouco tempo desapareçam as desvantagens dos caminhões em relação aos carros de passeio. De fato, estudos constantes da publicação *Review of Truck Characteristics as Factors in Roadway Design* – TRB, 2003, esclarecem que o moderno sistema de freios do tipo antibloqueio (ABS) faz com que os caminhões alcancem valores de desaceleração praticamente iguais aos conseguidos pelos carros de passeio. Fancher e Gillespie (*Truck Operating Characteristics* – TRB, 1997) observam que há diferenças para distâncias de frenagem entre carros e caminhões em pavimentos secos, mas que são praticamente as mesmas em pavimentos molhados. Como estes representam a situação crítica considerada para a determinação das distâncias de visibilidade de parada, não há como considerar diferenças entre carros e veículos de carga dotados de freios ABS.

Estudos desenvolvidos pelo Grupo Técnico de Pesos e Dimensões, criado pelo DENATRAN e publicados em 2003, trazem a recomendação de que todos os ônibus, caminhões, incluindo os CVC, deveriam sair de fábrica equipados com ABS. É provável, portanto, que dentro de poucos anos a grande maioria dos veículos de carga esteja equipado com o sistema de freio antibloqueio.

Dessa forma, já que a prática atual é determinar as distâncias de visibilidade de parada, com base apenas nos carros de passeio, não há razões para mudar esse critério.

5.3.2 Distância de visibilidade para tomada de decisão

As distâncias de visibilidade de parada são normalmente suficientes para permitir que motoristas razoavelmente competentes e atentos executem paradas de emergência em condições ordinárias. Porém, quando há dificuldades de percepção ou quando manobras súbitas e pouco comuns são necessárias, essas distâncias podem se revelar insuficientes. A limitação da distância de visibilidade aos mínimos necessários para simplesmente parar pode impedir que o motorista efetue manobras evasivas, frequentemente menos perigosas que a simples parada na pista. Mesmo com sinalização adequada, a simples distância de visibilidade de parada pode não ser suficiente para que o motorista, após confirmar a situação perigosa, execute a tempo as manobras necessárias. É evidente que há muitas situações onde é prudente oferecer maiores distâncias de visibilidade. Nessas

circunstâncias, a distância de visibilidade para tomada de decisão fornece o comprimento adequado às necessidades do motorista.

Distância de visibilidade para tomada de decisão é a distância necessária para que um motorista tome consciência de uma situação potencialmente perigosa, inesperada ou difícil de perceber, avalie o problema encontrado, selecione um caminho adequado e a velocidade necessária, e execute a manobra de forma eficiente e segura. Pelo fato de que essa distância de visibilidade oferece aos motoristas margem para erro e distância suficiente para manobrar seus veículos com velocidade reduzida, se necessário, sem exigir que simplesmente parem, seus valores são substancialmente maiores que as distâncias de visibilidade de parada.

As distâncias de visibilidade para tomada de decisão são necessárias quando há possibilidade de erro na identificação do perigo, na decisão a tomar ou na forma de proceder. Exemplos de locais críticos, onde esses tipos de erros podem ocorrer, e onde é desejável prover essas distâncias incluem interseções onde são requeridas manobras pouco comuns ou inesperadas, mudanças de seção transversal em praças de pedágio, redução de número de faixas de tráfego e áreas de concentração de demanda de tráfego.

As distâncias de visibilidade da Tabela 28 contêm valores que podem ser adequados em locais críticos e atuam como critérios para avaliar a suficiência da distância de visibilidade disponível nesses locais. Devido à segurança adicional e espaço de manobra acrescentado, recomendam-se que essas distâncias sejam disponíveis nesses locais críticos ou que os pontos críticos sejam movidos para locais com suficiente visibilidade. Se não for viável prover as distâncias de visibilidade por condições do projeto horizontal ou vertical, ou mudar a posição do ponto crítico, deve ser dada atenção especial à provisão de adequado controle de tráfego que adiante aos motoristas informações sobre as condições prováveis a serem encontradas.

Tabela 28 - Distâncias de Visibilidade para Tomada de Decisão (m)

Velocidade Diretriz (km/h)	Tipo de Manobra		
	B	D	E
50	155	170	195
60	195	205	235
70	235	235	275
80	280	270	315
90	325	315	360
100	370	355	400
110	420	380	430

Obs: Manobras de Evasão B: Simples parada em via urbana ($t = 9,1$ s)

Manobras de Evasão D: Desvio de obstáculo em via suburbana ($t = 12,1$ a $12,9$ s)

Manobras de Evasão E: Desvio de obstáculo em via urbana ($t = 14,0$ a $14,5$ s)

Os critérios para determinação das distâncias de visibilidade para tomada de decisão foram desenvolvidos a partir de dados empíricos. Essas distâncias variam em função de sua localização em rodovias rurais e urbanas e do tipo de manobra requerida. A Tabela 28 apresenta valores para diversas situações em vias urbanas e suburbanas, arredondados para aplicação em projetos. Geralmente são necessárias distâncias menores para rodovias rurais e em locais onde a simples parada é a melhor solução. As distâncias referentes às manobras A e C (simples parada e desvio de obstáculo), relativas às vias rurais, constam do *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais – DNER – 1999*.

Para a manobra B apresentada na tabela, o tempo de percepção e reação previsto para iniciá-la é maior que o adotado para simples parada, já que o motorista necessita detectar e reconhecer as condições da rodovia e do tráfego, identificar as manobras alternativas e iniciar a manobra selecionada para as diferentes condições críticas na rodovia. O componente do tempo pré-manobra é de 9,1 s.

Para o caso de simples parada, a distância de frenagem a partir da velocidade de projeto é adicionada à componente pré-manobra para as manobras de tipo B, como consta da Equação 3-4. Para desvio de obstáculos, não existe a componente de frenagem. A distância de visibilidade nas manobras D e E é calculada pelo tempo total, que inclui percepção, reação e tomada de decisão baseada em tempos de manobra que decrescem com o aumento da velocidade, de acordo com a Equação 3-5 adiante, não se considerando redução de velocidade.

As distâncias de visibilidade para as manobras A e B são determinadas por:

$$d = 0,278 Vt + 0,039 \frac{V^2}{j} \quad (3-4)$$

Onde:

d = distância de visibilidade para tomada de decisão (m)

t = tempo pré-manobra (s) - ver notas na Tabela 28

V = velocidade diretriz (km/h)

j = desaceleração (m/s^2)

As distâncias de visibilidade para as manobras C, D e E são determinadas por:

$$d = 0,278 Vt \quad (3-5)$$

Onde:

d = distância de visibilidade para tomada de decisão (m)

t = tempo pré-manobra e de manobra (s) - ver notas na Tabela 28

V = velocidade diretriz (km/h)

No cálculo destas distâncias de visibilidade para tomada de decisão foram adotados os mesmos valores de 1,08 m de altura do olho do motorista e 0,60 m de altura do objeto, usados para distância de visibilidade de parada. Embora os motoristas possam ser habilitados a ver a situação geral da rodovia, incluindo sua superfície, a altura de 0,60 m para o objeto também é aplicável para distâncias de visibilidade para tomada de decisão.

5.3.3 Distância de visibilidade de ultrapassagem

A grande maioria das vias urbanas de mão dupla integrante do sistema arterial principal tem pistas independentes separadas por um canteiro central ou, no caso de uma pista única, pelo menos há duas faixas de tráfego em cada sentido. Nessas circunstâncias, não cabe considerar a distância de visibilidade de ultrapassagem.

Entretanto, em casos isolados, considerações sobre a distância de visibilidade de ultrapassagem podem se tornar relevantes, como por exemplo, em vias a serem implantadas em estágios, sendo a primeira etapa em pista única, com apenas duas faixas. Os valores recomendados são apresentados na Tabela 29.

Tabela 29 - Distâncias de Visibilidade de Ultrapassagem

Velocidade Diretriz (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Distância de visibilidade de ultrapassagem (m)	180	270	350	420	490	560	620	680	730

Os valores calculados contemplam o caso de um carro de passageiro isolado, à velocidade média de viagem, sendo ultrapassado por um outro carro de passageiro viajando a uma velocidade 15 km/h superior. Os olhos do motorista encontram-se a 1,08 m sobre a pista e a altura de um veículo em sentido oposto é de 1,33 m. Conforme se pode observar, essas considerações exigem padrões de projeto extremamente elevados, principalmente curvas verticais muito longas e grande afastamento lateral de obstáculos contínuos, que são de difícil aplicação. Entretanto, sempre que possível e economicamente viável, estas distâncias de visibilidade devem ser proporcionadas.

5.3.4 Distância de visibilidade em interseções

Ao se aproximar de uma interseção, o motorista de um veículo deve ter visão desimpedida de toda a interseção e de partes dos ramos de acesso, para que possa identificar possíveis perigos de conflitos e proceder às manobras necessárias. O motorista deve dispor de tempo suficiente para parar ou ajustar sua velocidade, de modo a evitar colisões. O método para determinar as distâncias de visibilidade necessárias é baseado nos mesmos princípios usados para distâncias de visibilidade de parada, mas leva em conta o comportamento observado dos motoristas nas interseções. A área de visibilidade necessária é função das velocidades dos veículos envolvidos e das distâncias percorridas durante os tempos de percepção e reação e frenagem.

As distâncias de visibilidade nas interseções devem permitir que os motoristas de veículos parados, aguardando oportunidade de travessia ou de incorporação na via principal, tenham uma visão da via suficiente para que possam decidir quando devem proceder à manobra desejada. Se a distância de visibilidade disponível for igual ou maior à distância de visibilidade de parada da via principal, os motoristas terão distância de visibilidade suficiente para antecipar e evitar colisões. Em alguns casos, entretanto, pode ser necessário que um veículo da via principal pare ou reduza a velocidade, para permitir a manobra do veículo proveniente da via secundária. Para melhorar a operação do tráfego é conveniente que as distâncias de visibilidade nas interseções sejam maiores que as distâncias de visibilidade de parada na via principal. As distâncias de visibilidade recomendadas são apresentadas em detalhe nos itens que se seguem.

a) Intervalo de tempo crítico

Antes de 2001, o Manual da AASHTO apresentava distâncias de visibilidade em interseções determinadas com base em modelos cinemáticos, envolvendo aceleração e desaceleração. Pesquisas feitas por Harwood, Mason, Brydia, Pietrucha e Gittings (*Intersection Sight Distance – TRB, 1996*) demonstraram inconsistências desses modelos, o que levou a AASHTO a utilizar o conceito de “intervalos de tempo aceitos entre veículos” (gaps críticos), que serviram de base para a metodologia adotada nos manuais de 2001 e 2004, e na qual o Manual de Projeto de Interseções do DNIT, editado em 2005, se baseou.

Se, em uma interseção, um veículo da rodovia secundária deseja se inserir ou cruzar uma rodovia preferencial, aguarda que surja na rodovia principal um intervalo entre veículos de dimensão suficiente para que possa efetuar a manobra em segurança. Designa-se por Intervalo de Tempo Crítico (gap crítico) o menor intervalo de tempo entre dois veículos sucessivos de uma corrente de tráfego preferencial, necessário para que um veículo proveniente de uma corrente de tráfego secundária cruze ou se insira nessa corrente preferencial, em condições de segurança, sem causar interferência indevida no fluxo principal.

Para a determinação de distâncias de visibilidade em interseções, a AASHTO fornece valores de gaps críticos para diferentes tipos de controle de tráfego, para os seguintes tipos de veículos: carros de passeio, caminhões rígidos e combinações de veículos de carga. Entretanto, as combinações de veículos de carga da AASHTO considera gaps menores que os veículos de carga de grandes dimensões (CVC) em operação no Brasil, devido a seus comprimentos e menores taxas de aceleração.

Com vistas a adotar valores mais adequados às condições nacionais foram pesquisados estudos, dos quais se destaca o trabalho de Demarch, Setti e Widmer - *Comportamento de Caminhões em Interseções em Nível*, baseado em levantamentos feitos na interseção das rodovias SP-255 com SP-253, em que foram coletados dados de 1.461 veículos da rodovia principal e 611 da secundária, sendo de 68% a percentagem de veículos de carga observados na pesquisa. O trabalho utilizou diferentes métodos para calcular gaps críticos (HCM, Greenshield, Raff), cujos resultados constam da Tabela 30.

Tabela 30 – Gaps Críticos (Interseção SP-255 / SP-253)

Pesquisa		Compatibilização		Gap Crítico (s)		
Veículo	Comp. (m)	Veículo	Comp. (m)	HCM	Green-shield	Raff
Caminhão leve	-	Caminhão	9,1	18,5	9,0	10,0
Caminhão semipesado	-	Caminhão Trucado	12,2	21,5	9,0	10,8
Semi-reboque	-	Carreta/Vanderléia	18,6	20,5	10,0	10,5
Caminhão c/ reboque	19,8	Bitrem - 7 eixos	19,8	22,5	12,0	14,0
Rodotrem	25,0 a 27,0	Rodo./Bitrem – 9 eixos	25,0	-	-	-
Treminhão	30,0	Rodotrem/Bitrem longo	30,0	27,0	15,0	18,5

Obs: A pesquisa não registrou o tráfego de veículos que pudessem ser identificados como rodotrem/bitrem de 25 a 27 m

As categorias de veículos constantes da pesquisa tiveram seus nomes compatibilizados com as designações usuais das CVC consideradas neste Manual. Foram também complementadas as informações com os comprimentos de veículos, correspondentes às descrições das suas características, fornecidas na análise dos dados das pesquisas.

O método do HCM apresentou valores de gaps críticos muito acima dos obtidos pelos demais métodos e dos preconizados pela AASHTO. Para escolher os valores mais adequados, com base nos outros dois métodos, mais coerentes com os valores da AASHTO, foi feita correlação entre os comprimentos dos veículos e os valores dos gaps críticos fornecidos por cada um deles, e pela média desses valores. Foram obtidos coeficientes de correlação (r^2) elevados para as três hipóteses, conforme apresentado a seguir.

Método de Greenshield..... $r^2 = 0,91$

Método de Raff..... $r^2 = 0,84$

Média..... $r^2 = 0,88$

Sendo os valores de r^2 da média e do Método de Greenshield muito próximos, adotou-se a regressão definida pelos valores médios, que levam em conta os dois métodos estudados, obtendo-se a equação $y = 0,356 x + 5,509$, em que x é o comprimento do veículo e y o gap crítico. A Tabela 31 apresenta os valores dos gaps calculados através da equação resultante da correlação feita.

Tabela 31 – Gaps Críticos Calculados

Categoria	Comprimento – x (m)	Gap crítico – Média Greenshield / Raff (s)	Valores calculados $y = 0,356 x + 5,509$ (s)
Caminhão	9,1	9,5	8,8
Caminhão Trucado	12,2	9,9	9,9
Carreta/Vanderléia	18,6	10,3	12,1
Bitrem com 7 eixos	19,8	13,0	12,6
Rodotrem/Bitrem curto	25,0	-	14,4
Rodotrem/Bitrem longo	30,0	16,8	16,2

No *Manual de Projeto de Interseções* é considerado apenas um tipo de veículo de carga, semirreboque/reboque (SR/RE). Para esse veículo são fornecidos gaps críticos para os seguintes tipos de movimentos:

- Gaps de interseções controladas pela sinalização Parada Obrigatória na via secundária
 - Caso B1: Giro à esquerda, a partir da via secundária: 11,5 s
 - Caso B2: Giro à direita, a partir da via secundária: 10,5 s
 - Caso B3: Travessia, a partir da via secundária: 10,5 s
- Gaps de interseções controladas pela sinalização Dê a Preferência na via secundária.
 - Caso C1: Travessia, a partir da via secundária: 10,5 s
 - Caso C2: Giro à esquerda ou à direita a partir da via secundária: 12,0 s
 - Caso E: Giros à esquerda, a partir da via principal: 7,5 s

Verifica-se que o valor do Caso C2 é praticamente igual ao valor 12,1, calculado para carreta, com base nos dados da pesquisa feita. Para esse tipo de veículo foram então adotados os valores constantes do manual para semirreboque/reboque (SR/RE). Para os demais tipos de veículos foram determinados os gaps críticos correspondentes, tomando como base os da carreta, na proporção de seus comprimentos, conforme Tabela 32.

Tabela 32 – Gaps Críticos para os Diversos Casos Estudados

Categoria	Comprimento (m)	Casos					
		B1	B2	B3	C1	C2	E
Carreta/Vanderléia (CA)	18,6	11,5	10,5	10,5	10,5	12,0	7,5
Bitrem – 7 eixos (BT7)	19,8	12,0	10,9	10,9	10,9	12,5	7,8
Bitrem – 9 eixos (BT9)	25,0	13,7	12,5	12,5	12,5	14,3	8,9
Bitrem/Rodo. longo (BTL)	30,0	15,4	14,1	14,1	14,1	16,1	10,0

Obs: Os valores de C1 são os valores mínimos, conforme estudo específico apresentado mais adiante.

b) Triângulos de visibilidade

Triângulos de visibilidade são áreas específicas nas aproximações das interseções, que devem ser livres de obstruções que impeçam os motoristas de ver potenciais pontos de conflito de veículos. Suas dimensões dependem das velocidades diretrizes das vias que se interceptam e do tipo de controle de tráfego empregado. São considerados dois tipos de triângulos de visibilidade: para atender ao veículo em movimento e ao veículo parado na via secundária.

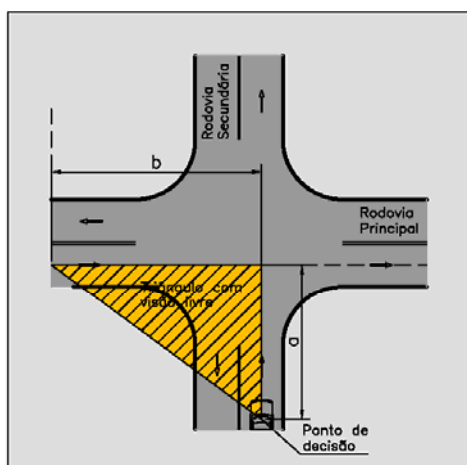
– Triângulo de visibilidade para o veículo em movimento

Os motoristas que se aproximam de um cruzamento de duas vias devem dispor de distância de visibilidade suficiente para se avistarem mutuamente, a tempo de evitar colisões. Cada motorista tem três opções: acelerar, reduzir a velocidade ou parar. Em cada interseção, em função do tipo de controle do trânsito, escolhe-se que opções serão adotadas. Para cada caso, as relações espaço/tempo/velocidade indicam o triângulo de visibilidade necessário (Figuras 61). Toda a área do triângulo de visibilidade deve ser livre de objetos, cuja altura represente obstáculo para a visão do motorista, tais como: edificações, veículos estacionados, taludes de cortes, cercas, árvores, moitas e plantações altas.

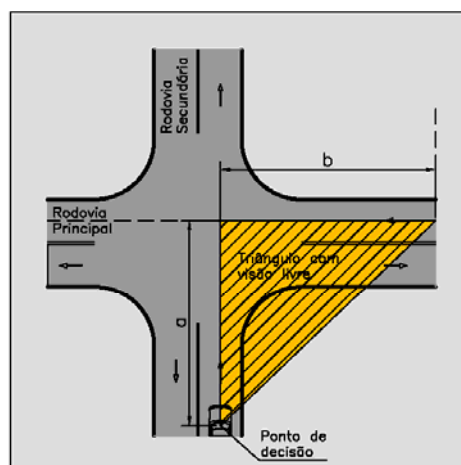
– Triângulo de Visibilidade para o Veículo Parado

O motorista de um veículo parado na via secundária deve ter visibilidade suficiente da via principal para poder cruzá-la ou inserir-se com segurança. As Figuras 62 mostram a necessidade de dotar a interseção de um triângulo de visibilidade, que permita a execução das manobras de travessia ou incorporação na via principal. O projeto deve atender tanto às necessidades de espaço para manobras como às de visibilidade do tráfego conflitante. Normalmente, tem-se que considerar veículos que venham tanto da esquerda como da direita.

Figura 61 – Triângulo de Visibilidade para o Veículo em Movimento (Dê a Preferência)

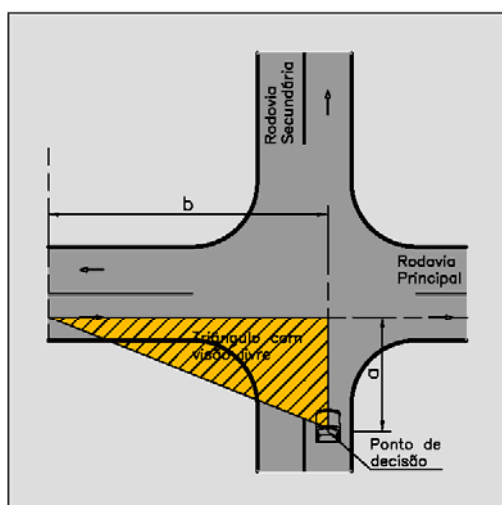


Triângulo de visibilidade para ver o tráfego que se aproxima pela esquerda

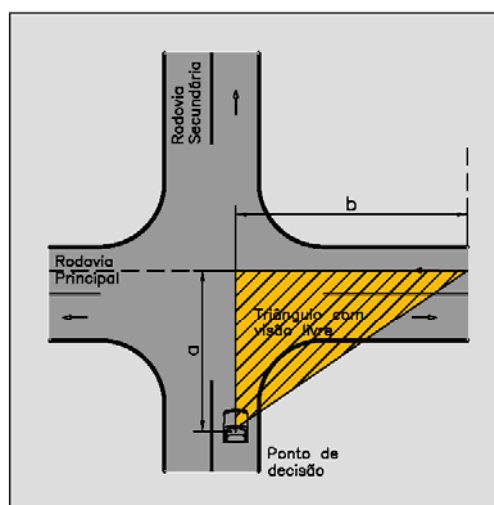


Triângulo de visibilidade para ver o tráfego que se aproxima pela direita

Figura 62 – Triângulo de Visibilidade para o Veículo Parado (Parada Obrigatória)



Triângulo de visibilidade para ver o tráfego que se aproxima pela esquerda



Triângulo de visibilidade para ver o tráfego que se aproxima pela direita

– Identificação de obstáculos nos triângulos de visibilidade

Os greides das vias que se interceptam devem ser projetados de modo a garantir as distâncias de visibilidade recomendadas nas aproximações das interseções. Dentro dos triângulos de visibilidade, não devem ser permitidos objetos com altura que crie obstrução à visão dos motoristas.

A identificação dos obstáculos depende do veículo de projeto considerado:

- Carro de passeio: tanto o olho do motorista como o objeto estão a 1,08 m acima da superfície da pista.
- Caminhão (veículos de carga em geral): o olho do motorista está à altura de 2,33 m e o objeto a 1,08 m.

As alturas do olho do motorista são as recomendadas na edição 2004 da publicação da AASHTO - *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, um pouco mais rigorosas que as que constam no Manual de Projeto do DNIT. A altura do objeto visa estabelecer simetria na troca de posições entre olho e objeto para o caso mais comum na prática, que é a adoção de carro de passeio como veículo de projeto.

c) Determinação das distâncias de visibilidade

As distâncias recomendadas nos triângulos de visibilidade dependem do tipo de controle do tráfego adotado na interseção, a saber:

- *Caso A*: Interseções sem controle.
- *Caso B*: Interseções controladas pela sinalização “Parada Obrigatória” na via secundária
 - Caso B1: Giro à esquerda, a partir da via secundária
 - Caso B2: Giro à direita, a partir da via secundária
 - Caso B3: Travessia, a partir da via secundária
 - Caso B4: Quando há canteiro central na via principal
- *Caso C*: Interseções controladas pela sinalização “Dê a Preferência” na via secundária.
 - Caso C1: Travessia, a partir da via secundária
 - Caso C2: Giro à esquerda ou à direita, a partir da via secundária
- *Caso D*: Interseções controladas pela sinalização “Parada Obrigatória” em todas as correntes de tráfego.
- *Caso E*: Giros à esquerda, a partir da via principal.

A seguir são comentados os Casos B a E. Não é incluído o Caso A, porque nas travessias urbanas, por razões de segurança, as interseções devem ter sempre algum tipo de controle.

- *Caso B*: Interseções controladas pela sinalização “Parada Obrigatória” na via secundária

➤ *Caso B1: Giro à esquerda, a partir da via secundária*

A Figura 62 mostra os triângulos de visibilidade de partida necessários.

O ponto de partida na via secundária (ponto de decisão) deve ficar à distância de 4,40 m a 5,40 m da borda da faixa de tráfego da via principal.

Observações dos intervalos de tempo entre veículos da via principal aceitos pelos motoristas que desejam girar à esquerda, a partir da via secundária, permitiram preparar a Tabela 33. Estudos indicaram que os valores dos intervalos não variam com a velocidade de aproximação e podem ser usados como base para determinação das distâncias de visibilidade nas interseções.

Tabela 33 – Caso B1 - Intervalos de Tempo Aceitos (gaps) para Giros à Esquerda

Veículo de projeto	Intervalo entre veículos na via principal na velocidade de projeto t_g (s)
Carro de passeio (VP)	7,5
Caminhão/Ônibus CO/O)	9,5
Carreta (CA)	11,5
Bitrem – 7 eixos (BT7)	12,0
Bitrem – 9 eixos (BT9)	13,7
Bitrem longo (BTL)	15,4

Fonte: AASHTO e Comportamento de Caminhões em Interseções em Nível – Demarchi S.H.;Setti J.R.e Widmer J.A.

Obs: Intervalos de tempo necessários para um veículo parado girar à esquerda em uma rodovia de duas faixas e dois sentidos de tráfego, sem canteiro central.

– Se, na aproximação pela rodovia secundária, o greide for ascendente e maior que 3%, adicionar 0,2 segundos para cada 1% de greide. (Por exemplo, para greide de 4% acrescentar 0,8 segundos).

– Se a rodovia principal tiver mais de duas faixas, deve-se acrescentar 0,7 segundo para carreta/vanderléia/bitrem 7 eixos, 0,9 segundo para rodotrem curto, e 1,1 segundo para rodotrem/bitrem 9 eixos, para cada faixa a mais a ser atravessada, atendendo aos diferentes comprimentos dos veículos.

A distância de visibilidade na interseção à esquerda e à direita ao longo da via principal (distância “b” na Figura 62) é determinada pela fórmula:

$$DVI = 0,278 V_p t_g$$

Onde:

DVI = distância de visibilidade necessária ao longo da via principal (m)

V_p = velocidade diretriz da via principal (km/h)

t_g = intervalo de tempo entre veículos da via principal aceitos por veículos procedentes da via secundária (s)

A Tabela 34 adiante contém os valores de DVI (b) para os casos da prática.

Cabe observar que, depois que se insere na via principal, o veículo proveniente da via secundária está sujeito ao mesmo greide da via principal. Por esta razão, não há necessidade de ajustamentos do intervalo de tempo “ t_g ” ao greide da via principal. Contudo, para o caso particular em que uma CVC proveniente da via secundária entra na via principal perto de uma curva côncava, com greide superior a +3%, recomenda-se considerar o ajustamento de “ t_g ” ao greide da via principal, se este for maior que o greide da via secundária.

Se a distância de visibilidade ao longo da via principal, incluindo os ajustamentos necessários, não puder ser atendida, deve-se analisar a possibilidade de regulamentar, com adequada sinalização, a exigência de menor velocidade na via principal nas aproximações da interseção.

➤ *Caso B2: Giro à direita, a partir da via secundária*

O giro à direita, da via secundária para a principal, deve atender ao triângulo de visibilidade de partida para o tráfego da via principal que se aproxima pela esquerda (Figura 62), considerando sempre o mesmo ponto de partida na via secundária do Caso B1. Observações de campo indicam que, para girar à direita, os motoristas geralmente aceitam intervalos de tempo um pouco menores que os admitidos para giros à esquerda. Os intervalos de tempo entre veículos da via principal aceitos pelos motoristas da via secundária constam da Tabela 35 adiante.

➤ *Caso B3: Travessia, a partir da via secundária*

Na maioria dos casos, o triângulo de visibilidade de partida para giros à esquerda e à direita é suficiente para atender ao tráfego que atravessa a via principal (Tabelas 33 e 34). Entretanto, é conveniente verificar a disponibilidade de distância de visibilidade para movimentos de cruzamento, nos seguintes casos:

- Quando não são permitidos giros à esquerda e à direita e a travessia é a única manobra permitida;
- Quando o veículo deve atravessar largura equivalente a mais de seis faixas de tráfego;
- Quando volumes substanciais de CVC atravessam a rodovia e greides fortes, após a travessia, podem provocar retenção de veículos na interseção.

Observações dos intervalos de tempo entre veículos que desejam girar à direita ou atravessar a via principal a partir da via secundária permitiram preparar a Tabela 35.

**Tabela 34 – Caso B1 - Distâncias de Visibilidade em Interseções Controladas pela Sinalização
“Parada Obrigatória”
(Giro à esquerda a partir da via secundária)**

Veículo de projeto	Distâncias de visibilidade necessárias para um veículo parado girar à esquerda em uma via de duas faixas e dois sentidos de tráfego, sem canteiro central (m)								
	Velocidade diretriz da via principal (km/h)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110
<i>Aproximações com greide até 3%</i>									
VP	65	85	105	125	145	165	190	210	230
CO/O	80	105	130	160	185	210	240	265	290
CA	95	130	160	190	225	255	290	320	350
BT7	100	135	165	200	235	265	300	335	365
BT9	115	150	190	230	265	305	345	380	420
BTL	130	170	215	255	300	340	385	430	470
<i>Aproximações com greide de 4%</i>									
VP	65	85	105	130	150	170	195	215	235
CO/O	80	110	135	160	190	215	245	270	295
CA	105	135	170	205	240	275	310	340	375
BT7	105	140	180	215	250	285	320	355	390
BT9	120	160	200	240	280	320	365	405	445
BTL	135	180	225	270	315	360	405	450	495
<i>Aproximações com greide de 5%</i>									
VP	65	90	110	130	155	175	200	220	240
CO/O	85	110	140	165	195	220	250	275	305
CA	105	140	175	210	245	280	315	350	380
BT7	110	145	180	215	255	290	325	360	400
BT9	125	165	205	245	285	325	370	410	450
BTL	135	180	230	275	320	365	410	455	500
<i>Aproximações com greide de 6%</i>									
VP	70	90	115	135	160	180	205	225	250
CO/O	85	110	140	170	195	225	255	280	310
CA	105	140	175	210	245	280	320	355	390
BT7	110	145	185	220	255	295	330	365	405
BT9	125	165	205	250	290	330	375	415	455
BTL	140	185	230	275	325	370	415	460	510

Tabela 35 – Casos B2 e B3 – Intervalos Aceitos (gaps) para Giros à Direita e Travessias

Veículo de projeto	Intervalo entre veículos na via principal na velocidade de projeto t_g (s)
Carro de passeio (VP)	6,5
Caminhão/Ônibus (CO/O)	8,5
Carreta (CA)	10,5
Bitrem – 7 eixos (BT7)	10,9
Bitrem – 9 eixos (BT9)	12,5
Bitrem longo (BTL)	14,1

Fonte: AASHTO e Comportamento de Caminhões em Interseções em Nível – Demarchi S.H.; Setti J.R. e Widmer J.A.
 Obs: Intervalos de tempo necessários para um veículo parado girar à direita ou atravessar uma rodovia de duas faixas e dois sentidos de tráfego, sem canteiro central.

- Se, na aproximação pela rodovia secundária, o greide for ascendente e maior que 3%, adicionar 0,1 segundos para cada 1% de greide. (Por exemplo, para greide de 4%, acrescentar 0,4 segundos).
- No caso de travessia, se a rodovia principal tiver mais de duas faixas, deve-se acrescentar 0,7 segundo para carreta/vanderléia/bitrem 7 eixos, 0,9 segundo para rodotrem curto, e 1,1 segundo para rodotrem/bitrem 9 eixos, para cada faixa a mais a ser atravessada ou canteiro central estreito que não puder abrigar o veículo de projeto.

A distância de visibilidade na interseção à esquerda e à direita ao longo da via principal (distância “b” na Figura 62) é determinada pela mesma fórmula utilizada no Caso B1:

$$DVI = 0,278 V_p t_g$$

Onde:

DVI = distância de visibilidade necessária ao longo da via principal (m)

V_p = velocidade diretriz da via principal (km/h)

t_g = intervalo de tempo entre veículos da rodovia principal aceitos por veículos procedentes da via secundária (s)

A Tabela 36 contém os valores de DVI (b) para os casos da prática.

Tabela 36 – Casos B2 e B3 - Distâncias de Visibilidade (b) em Interseções Controladas pela Sinalização “Parada Obrigatória”

(Giro à direita ou travessia, a partir da via secundária)

Veículo de projeto	Distâncias de visibilidade necessárias para um veículo parado girar à direita ou atravessar uma via de duas faixas e dois sentidos de tráfego, sem canteiro central (m)								
	Velocidade diretriz da via principal (km/h)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110
<i>Aproximações com greide até 3%</i>									
VP	55	70	90	110	125	145	165	180	200
CO/O	70	95	120	140	165	190	215	235	260
CA	90	115	145	175	205	235	265	290	320
BT7	90	120	150	180	210	240	275	305	335
BT9	105	140	175	210	245	280	315	350	380
BTL	120	155	195	235	275	315	355	390	430
<i>Aproximações com greide de 4%</i>									
VP	55	75	90	110	130	145	165	185	200
CO/O	80	105	135	160	185	215	240	265	295
CA	90	120	150	180	210	240	275	305	335
BT7	95	125	155	190	220	250	285	315	345
BT9	110	145	180	215	250	285	325	360	395
BTL	120	160	200	240	280	320	365	405	445
<i>Aproximações com greide de 5%</i>									
VP	55	75	95	110	130	150	170	185	205
CO/O	80	110	135	160	190	215	245	270	295
CA	90	120	155	185	215	245	275	305	335
BT7	95	125	160	190	220	255	285	315	350
BT9	110	145	180	215	255	290	325	360	400
BTL	120	160	205	245	285	325	365	405	445
<i>Aproximações com greide de 6%</i>									
VP	55	75	95	115	130	150	170	190	210
CO/O	80	110	135	165	190	220	245	270	300
CA	95	125	155	185	215	245	280	310	340
BT7	95	130	160	190	225	255	290	320	350
BT9	110	145	180	220	255	290	330	365	400
BTL	125	165	205	245	285	325	370	410	450

➤ *Caso B4: Quando há canteiro central na via principal*

Quando o canteiro central não tem a largura necessária para a proteção do veículo de projeto (não for suficiente para abrigá-lo com folga de 1 m, na frente e atrás), para que o veículo possa girar à esquerda, deve-se dispor de visibilidade à direita e à esquerda, a partir do ponto de espera na via secundária. Se a largura não for suficiente para abrigar o veículo, deve ser transformada em número de faixas a serem atravessadas, para aumentar o tempo do intervalo “ t_g ”. Por exemplo, um canteiro central de 7,2 m deve ser considerado como duas faixas adicionais a serem atravessadas na determinação do ajustamento a ser feito aos valores dos intervalos (gaps) críticos. Aplica-se então a fórmula $DVI = 0,278 V_p t_g$, tanto para o caso de giros à esquerda (Caso B1) como de travessia da via principal (Caso B3). Para giro à direita aplica-se o (Caso B2), sem alteração.

Se a largura for suficiente para abrigar com folga de 1 m (na frente e atrás) o veículo de projeto, analisam-se independentemente as duas pistas da rodovia principal. Para a primeira pista, analisa-se o giro à direita e a travessia (Casos B2 e B3). Para a segunda pista, analisa-se o giro à esquerda (Caso B1) e a travessia (Caso B3).

– *Caso C: Interseção controlada pela sinalização “Dê a Preferência” na via secundária*

➤ *Caso C1: Travessia, a partir da via secundária*

O comprimento do lado do triângulo de aproximação, correspondente à via secundária para acomodar a manobra de travessia em uma interseção com sinal de “Dê a Preferência”, é dado pela distância “a” da Figura 61. Observações de campo mostram que os veículos da via secundária que não param obrigatoriamente na interseção desaceleram até 60% da velocidade diretriz.

Assim sendo, deve-se dispor de tempo suficiente para que o veículo da via secundária possa:

- Deslocar-se do ponto de decisão até a interseção, com desaceleração de $1,5 \text{ m/s}^2$, até atingir 60% da velocidade de projeto da via secundária, e prosseguir com velocidade constante até atingir a interseção;
- Atravessar e sair da interseção com a mesma velocidade.

A distância de visibilidade “b” do triângulo de aproximação deve ser calculado pelas equações:

$$t_g = t_a + \frac{W + L_a}{0,167 V_s}$$
$$b = 0,278 V_p t_g$$

Onde:

t_g = tempo para atingir e atravessar a via principal (s)

b = distância de visibilidade necessária ao longo da via principal (m)

t_a = tempo transcorrido pelo veículo da via secundária, entre o ponto de decisão e a via principal, quando não para na mesma (s). Este valor é fornecido em função da velocidade de projeto da via secundária, pela Tabela 37 e deverá ser ajustado de acordo com o greide da aproximação.

w = largura da interseção a ser atravessada (m)

L_a = comprimento do veículo de projeto (m)

V_s = velocidade diretriz da via secundária (km/h)

V_p = velocidade diretriz da via principal (km/h)

Os comprimentos de aproximação da via secundária, em função da sua velocidade diretriz, os tempos de percurso na via secundária (t_a) e os tempos de travessia da via principal (t_g) são apresentados na Tabela 37. Os valores de “ t_g ” devem ser iguais ou maiores que o tempo necessário para atravessar a via principal, a partir da posição do veículo parado, de acordo com os valores constantes da Tabela 35.

Tabela 37 – Caso C1 - Tempos de Percurso na Rodovia Secundária e Tempos de Travessia da Via Principal em Interseções Controladas pela Sinalização “Dê a Preferência” (Travessia a partir da via secundária)

Via secundária			Tempos para atingir e atravessar a via principal – t_g (s)											
			Veículo de projeto											
Veloc. diretriz (km/h)	Extensão da aprox. “a” (m)	Tempo de percurso t_a (s)	VP		CO/O		CA		BT7		BT9		BTL	
			t_g calc.	t_g proj.	t_g calc.	t_g proj.	t_g calc.	t_g proj.	t_g calc.	t_g proj.	t_g calc.	t_g proj.	tg calc.	tg proj.
20	20	3,2	7,1	7,1	9,0	9,0	10,9	10,9	11,3	11,3	12,8	12,8	14,3	14,3
30	30	3,6	6,2	6,5	7,5	8,5	8,7	10,5	9,0	10,9	10,0	12,5	11,0	14,1
40	40	4,0	5,9	6,5	6,9	8,5	7,9	10,5	8,0	10,9	8,8	12,5	9,6	14,1
50	55	4,4	6,0	6,5	6,7	8,5	7,5	10,5	7,6	10,9	8,3	12,5	8,9	14,1
60	65	4,8	6,1	6,5	6,7	8,5	7,4	10,5	7,5	10,9	8,0	12,5	8,5	14,1
70	80	5,1	6,2	6,5	6,8	8,5	7,3	10,5	7,4	10,9	7,9	12,5	8,3	14,1
80	100	5,5	6,5	6,5	7,0	8,5	7,4	10,5	7,5	10,9	7,9	12,5	8,3	14,1
90	115	5,9	6,8	6,8	7,2	8,5	7,6	10,5	7,7	10,9	8,0	12,5	8,4	14,1
100	135	6,3	7,1	7,1	7,5	8,5	7,8	10,5	7,9	10,9	8,2	12,5	8,5	14,1
110	155	6,7	7,4	7,4	7,8	8,5	8,1	10,5	8,2	10,9	8,5	12,5	8,7	14,1

Obs:

- i) t_a = tempo de percurso para um veículo que reduz sua velocidade antes de atravessar a rodovia principal, mas não pára.
- ii) t_g = tempo para o veículo de projeto atravessar uma rodovia de duas faixas sem canteiro central e greides de 3% ou menor.
- iii) Para valores do greide da rodovia secundária fora do intervalo -3% a +3%, os valores do tempo de percurso “ t_a ” devem ser multiplicados pelos fatores da Tabela 38. Os valores de “ t_g ” devem ser então recalculados em função dos novos valores de “ t_a ”.
- iv) t_g não deve ser menor que o necessário para atravessar a rodovia principal a partir da posição de parado, conforme Tabela 35. Os valores dessa tabela podem também ser objeto de alteração, segundo observações nela incluídas.

Se a via principal é dividida por canteiro central, com largura suficiente para armazenar o veículo de projeto para a manobra de cruzamento, deve ser considerada a visibilidade necessária para travessia de cada um dos dois sentidos de percurso, de acordo com o Caso B3. Ou seja, ao chegar à rodovia será considerada a visibilidade correspondente ao primeiro sentido de tráfego a ser atravessado; já estando no canteiro central, será considerada a visibilidade para atravessar as faixas que se seguem.

Para o caso do canteiro central não abrigar o veículo de projeto, o tempo de travessia da via principal (t_g) deve ser acrescido de 0,7 segundo vezes a largura do canteiro, dividida pela largura da faixa de tráfego considerada no projeto.

Para o caso do greide na aproximação ter valor absoluto superior a 3%, as distâncias “a” deve ser multiplicadas pelos fatores de ajustamento recomendados pela AASHTO (Tabela 38).

Tabela 38 - Fatores de Ajustamento para as Distâncias de Visibilidade em Função do Greide da Aproximação

Greide da aproximação (%)	Velocidade diretriz da via de aproximação (km/h)										
	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
- 6	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
- 5	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2
- 4	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
- 3 a + 3	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
+ 4	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
+ 5	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
+ 6	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

A Tabela 39 fornece as distâncias de visibilidade necessárias ao longo da via principal “b”, calculadas pela fórmula já apresentada $b = 0,278 V_p t_g$, para os casos dos veículos de projeto estudados.

➤ *Caso C2: Giro à esquerda ou à direita, a partir da via secundária*

O comprimento do lado do triângulo de visibilidade de aproximação ao longo da via secundária deve ser de 25 m (distância “a” da Figura 61), admitindo-se que os motoristas que desejarem girar à esquerda ou à direita, sem parar, reduzirão suas velocidades para 16 km/h.

A distância de visibilidade necessária ao longo da via principal é determinada de forma semelhante aos Casos B1 e B2, usando as mesmas fórmulas, atendendo, entretanto, aos intervalos de tempo da Tabela 40.

Tabela 39 – Caso C1 – Distâncias de Visibilidade “b” ao Longo da Via Principal em Interseções Controladas pela Sinalização “Dê a Preferência” (Travessia a partir da via secundária)

Veículo de projeto	Velocidade diretriz da via secundária (km/h)	Distâncias de visibilidade (m)								
		Velocidade diretriz da via principal (km/h)								
		30	40	50	60	70	80	90	100	110
VP	20	60	80	100	120	140	160	175	195	215
	30 - 110	60	80	105	125	145	165	185	205	225
CO/O	20	75	100	125	150	175	200	225	250	275
	30 - 110	70	95	120	140	165	190	215	235	260
CA	20	90	120	150	180	215	245	275	305	335
	30 - 110	90	115	145	175	205	235	265	290	320
BT7	20	95	125	155	190	220	250	280	315	345
	30 - 110	90	120	150	180	210	240	275	305	335
BT9	20	105	145	180	215	250	285	320	355	395
	30 - 110	105	140	175	210	245	280	315	350	380
BTL	20	120	160	200	240	280	320	360	400	440
	30 - 110	120	155	195	235	275	315	355	390	430

Obs: Os valores do quadro foram determinados para greides do intervalo -3% a +3%. Para greides fora desse intervalo, devem ser ajustados os valores de “t_a” em função da Tabela 38 e então recalculados os valores de “t_g” e de “b”.

Tabela 40 – Caso C2 - Intervalos Aceitos para Giros à Direita e à Esquerda

Veículo de Projeto	Intervalo entre veículos na via principal, na velocidade de projeto t _g (s)
Carro de passeio (VP)	8,0
Caminhão/Ônibus (CO/O)	10,0
Carreta (CA)	12,0
Bitrem – 7 eixos (BT7)	12,5
Bitrem – 9 eixos (BT9)	14,3
Bitrem longo (BTL)	16,1

Fonte: AASHTO e Comportamento de Caminhões em Interseções em Nível – Demarchi S.H.; Setti J.R. e Widmer J.A.

Obs: Intervalos de tempo necessários para giros à esquerda e à direita em uma rodovia de duas faixas e dois sentidos, sem canteiro central.

- Quando a rodovia apresentar maior número de faixas, deve-se adicionar 0,7 segundo para carreta/vanderléia/bitrem 7 eixos, 0,9 segundo para rodotrem curto e 1,1 segundo para rodotrem/bitrem 9 eixos, para cada faixa a mais a ser atravessada pelo veículo que gira à esquerda, atendendo aos diferentes comprimentos dos veículos.
- Para giros à direita não há necessidade de ajustamentos.

A Tabela 41 fornece os valores calculados para o caso de duas faixas, segundo os tipos de veículos considerados.

Tabela 41 – Caso C2 – Distâncias de Visibilidade ao Longo da Via Principal em Interseções Controladas pela Sinalização “Dê a Preferência” (Giro à esquerda ou à direita, a partir da via secundária)

Veículo de projeto	Distâncias de visibilidade ao longo da rodovia principal para um veículo girar à esquerda ou à direita, a partir da via secundária (m)								
	Velocidade diretriz da rodovia principal (km/h)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110
VP	65	90	110	135	155	180	200	220	245
CO/O	85	110	140	165	195	220	250	280	305
CA	100	135	165	200	235	265	300	335	365
BT7	105	140	175	210	245	280	315	350	380
BT9	120	160	200	240	280	320	360	400	435
BTL	135	180	225	270	315	360	405	450	490

Obs: Valores para rodovia principal com duas faixas e dois sentidos, sem canteiro central.

Considerando que os veículos provenientes da via secundária podem parar antes de atravessar ou se inserir na via principal, devem ser atendidos os triângulos de visibilidade para o caso de parada obrigatória. Os triângulos de aproximação do Caso C2 já atendem a essa exigência.

Cumpramos ressaltar que o sinal “Dê a Preferência” geralmente exige maior distância de visibilidade que o sinal de “Parada Obrigatória”, especialmente no caso de interseções de quatro ramos em que são previstos cruzamentos. Se a distância de visibilidade for insuficiente para o sinal “Dê a Preferência”, deve ser considerada a utilização de “Parada Obrigatória”. Se a visibilidade disponível não atende a uma dessas soluções, deve-se verificar a possibilidade de impor velocidades menores com regulamentação adequada ou adotar outro sistema de controle de tráfego na interseção.

– *Caso D: Interseções controladas pela sinalização “Parada Obrigatória” em todas as correntes de tráfego*

Em interseções deste tipo, o primeiro veículo parado de cada aproximação deve ser visível pelos motoristas dos primeiros veículos parados das demais aproximações. Vale ressaltar que somente a

impossibilidade de conseguir visibilidade que acomode outra solução justifica a aplicação deste tipo de interseção, o que raramente acontece. Para este caso, não tem importância que veículo de projeto está sendo adotado, é indiferente se foi adotado um carro de passeio ou um CVC de qualquer dimensão.

– *Caso E: Giros à esquerda, a partir da via principal*

Todos os locais de uma via em que é permitido girar à esquerda, cruzando o tráfego oposto, devem ter suficiente distância de visibilidade para permitir a manobra de giro. Os motoristas necessitam de visibilidade suficiente para decidir quando é segura a manobra de giro à esquerda através das faixas de tráfego da corrente oposta. A distância de visibilidade necessária ao longo da via principal é calculada pela fórmula já apresentada $b = 0,278 V_p t_g$, a partir dos intervalos de tempo indicados na Tabela 42. A Tabela 43 contém os valores calculados para o caso de duas faixas, para os veículos de projeto considerados.

Tabela 42 – Caso E - Intervalos Aceitos para Giros à Esquerda da Via Principal

Veículo de Projeto	Intervalo entre veículos na via principal na velocidade de projeto t_g (s)
VP	5,5
CO/O	6,5
CA	7,5
BT7	7,8
BT9	8,9
BTL	10,0

Fonte: AASHTO e Comportamento de Caminhões em Interseções em Nível – Demarchi S.H.; Setti J.R. e Widmer J.A.

Obs: Se os veículos têm que atravessar mais que uma faixa de trânsito, no giro à esquerda, deve-se adicionar 0,7 segundo para carreta/vanderléia/bitrem 7 eixos, 0,9 segundo para rodotrem curto, e 1,1 segundo para rodotrem/bitrem 9 eixos, para cada faixa a mais a ser atravessada, atendendo aos diferentes comprimentos dos veículos.

Tabela 43 – Caso E - Distâncias de Visibilidade ao Longo da Via Principal em Interseções Controladas pela Sinalização “Parada Obrigatória”
(Giros à esquerda a partir da via principal)

Veículo de projeto	Distâncias de visibilidade necessárias para os veículos que giram à esquerda da via principal (m)								
	Velocidade diretriz da via principal (km/h)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110
VP	45	60	75	90	105	120	140	155	170
CO/O	55	70	90	110	125	145	165	180	200
CA	65	85	105	125	145	165	190	210	230
BT7	65	85	110	130	150	175	195	215	240
BT9	75	100	125	150	175	200	225	245	270
BTL	85	110	140	165	195	220	250	280	305

Obs: Valores para rodovia principal com duas faixas e dois sentidos, sem canteiro central. Para outras condições, o intervalo de tempo (gap) deve ser ajustado e a distância de visibilidade recalculada.

Deve-se verificar os problemas que podem ser criados nas interseções localizadas em curva horizontal ou em curva vertical convexa, ou quando há canteiro central com obstruções à visibilidade.

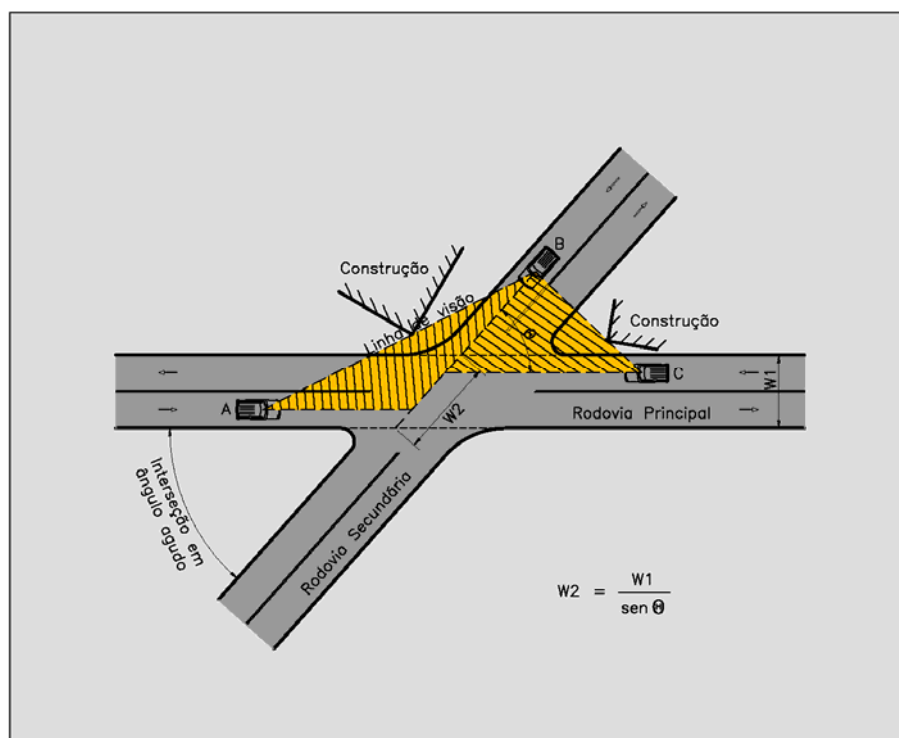
No caso de interseções de quatro ramos em vias de pista dupla com canteiro central, veículos opostos girando à esquerda podem bloquear a visão do tráfego que se aproxima.

d) Efeito da escondidade

A Figura 63 mostra os triângulos de aproximação da interseção para o caso de escondidade com ângulo α . Para ângulos menores que 60° , é necessário ajustar as distâncias de visibilidade.

Em uma interseção oblíqua, os comprimentos percorridos para manobras de giro e de cruzamento são aumentados. Os novos comprimentos são calculados dividindo as larguras totais das faixas e canteiros (w_1) pelo seno do ângulo da interseção. Se esses valores representarem um acréscimo superior ao de uma faixa normal de tráfego (3,60 m), calcula-se o número adicional de faixas a serem atravessadas dividindo o novo comprimento por 3,60 e adota-se o número inteiro de faixas, para efeito de ajustamento dos intervalos de tempo (gaps) apresentados no Caso B.

Figura 63 – Triângulo de Visibilidade em Interseções Escondas



e) Conclusões e recomendações

Em interseções, deve-se dispor de maiores distâncias de visibilidade de parada, uma vez que maior número de conflitos é esperado do que em um trecho livre de interferências. Nos ramais de acesso das vias transversais, deve-se ter suficiente visibilidade do tráfego da via principal, que permita que um veículo, ao iniciar uma manobra de travessia ou de incorporação à via principal, possa concluí-la com segurança.

Cabe ressaltar que os veículos de carga mais longos e pesados (CVC), de crescente participação no tráfego, são de ocorrência recente e não foram considerados nos projetos de quase todas as interseções existentes. Como já observado, pesquisas feitas no País contêm elementos que permitiram o dimensionamento das distâncias de visibilidade necessárias para atender à ocorrência desses veículos. É de toda conveniência, entretanto, que se procedam pesquisas mais extensas, cobrindo as diversas regiões do País, principalmente as rodovias em que mais circulam as CVC, para que se obtenham resultados mais precisos e confiáveis.

Recomenda-se que todas as interseções a serem projetadas e que apresentarem incidência significativa de CVC, obedeçam às distâncias de visibilidade determinadas. Quando não for possível proporcionar distância adequada de visibilidade, as velocidades de aproximação devem ser controladas e reduzidas em função da distância de visibilidade disponível, ou outro tipo de controle

deve ser utilizado no cruzamento. Convém salientar que, se houver imposição legal para aumentar a relação potência/peso nos veículos de maior porte, que estão sendo introduzidos no tráfego, as distâncias de visibilidade necessárias deverão ser reduzidas.

Deve-se observar, ainda, que o sinal “Dê a Preferência” geralmente exige maior distância de visibilidade que o sinal de “Parada Obrigatória”, especialmente no caso de interseções de quatro ramos, em que são previstos cruzamentos. Se a distância de visibilidade for insuficiente para o sinal “Dê a Preferência”, deve ser considerada a utilização de “Parada Obrigatória”.

5.4 ALINHAMENTO HORIZONTAL

5.4.1 Raios mínimos

No projeto de curvas horizontais é necessário estabelecer uma relação adequada entre a velocidade de projeto e a curvatura, bem como a relação conjunta destes elementos com a superelevação.

Os raios mínimos de curvatura horizontal são os menores raios das curvas que podem ser percorridas com a velocidade diretriz e à taxa máxima de superelevação, em condições aceitáveis de segurança e de conforto.

Ao percorrer uma curva, um veículo é sujeito à ação da força centrífuga, que é contrabalançada pelo atrito entre os pneus e a superfície da rodovia. O coeficiente de atrito correspondente é chamado de coeficiente de atrito transversal e a experiência mostra que seu valor varia com a velocidade no intervalo de 0,50, para 30 km/h, a 0,35, para 100 km/h, para o caso de pneus novos e pavimento de concreto em bom estado, molhado. Esses valores são inferiores para pneus lisos e pavimento menos rugoso.

Não é conveniente, entretanto, que as curvas sejam projetadas com base no máximo atrito lateral disponível. A parcela do atrito lateral que pode ser usada, com conforto e segurança pela grande maioria dos motoristas, é função do grau de desconforto provocado pela ação da força centrífuga.

A velocidade em uma curva em que a força centrífuga provoca claro desconforto para o motorista pode ser aceita como uma base para controle do máximo coeficiente de atrito transversal admissível. Para velocidades baixas, os motoristas são mais tolerantes com o desconforto, permitindo-se utilizar uma parcela maior do atrito disponível no projeto das curvas.

Atendendo a todas essas considerações, as normas em vigor fixaram os coeficientes de atrito transversal a serem utilizados para determinação dos raios mínimos admissíveis para diferentes velocidades. A experiência acumulada com base em diversos estudos existentes para trechos de

baixa velocidade, complementada por estudos mais recentes elaborados por Bonneson (*Superelevation Distribution Methods and Transition Designs – NCHRP 439 – TRB – 2000*), a partir de novos dados coletados em inúmeras curvas horizontais, concluíram pela conveniência de recomendar novos valores de coeficientes de atrito para uso no projeto de curvas horizontais, conforme apresentados no Manual da AASHTO. Os valores máximos admissíveis de coeficientes de atrito transversal recomendados constam das Tabelas 44 a 46, a seguir.

Tabela 44 – Valores Máximos Admissíveis de Coeficientes de Atrito Transversal para Vias em Geral (DNIT)

Velocidade diretriz (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Coeficiente de atrito transversal (f_{\max})	0,20	0,18	0,16	0,15	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12

Tabela 45 – Valores Máximos Admissíveis de Coeficientes de Atrito Transversal para Vias em Geral (AASHTO)

Velocidade diretriz (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Coeficiente de atrito transversal (f_{\max})	0,28	0,23	0,19	0,17	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11

Tabela 46 - Valores Máximos Admissíveis de Coeficientes de Atrito Transversal para Ramos de Interseções (DNIT)

Velocidade diretriz (km/h)	30	40	50	60	70	80
Coeficiente de atrito transversal (f_{\max})	0,28	0,23	0,19	0,17	0,15	0,14

Os valores de f são mais elevados para ramos com velocidades até 60 km/h, pois, nesse caso, os motoristas estão predispostos a maiores acelerações centrífugas, além de haver maior presença de sinalização de advertência.

Os raios mínimos podem ser calculados diretamente pela seguinte fórmula (ver dedução no *Manual de Projeto de Interseções – DNIT, 2005*)

$$R_{\min} = \frac{V^2}{127 (e_{\max} + f_{\max})} \quad (3-12)$$

Onde:

R_{min} = raio mínimo da curva (m)

V = velocidade diretriz (km/h)

e_{max} = máxima taxa de superelevação adotada (m/m)

f_{max} = máximo coeficiente de atrito transversal admissível entre o pneu e o pavimento (adimensional)

O raio de projeto, normalmente, é o raio do eixo da rodovia. Entretanto, a fórmula se refere ao centro de gravidade do veículo, que é aproximadamente o centro da faixa de tráfego mais interna. A fórmula não leva em conta a largura da rodovia nem a localização do raio de projeto. Por questão de consistência com os raios definidos para os ramos de giro e para levar em conta o fato do motorista utilizar a faixa de tráfego mais interna o raio usado para o projeto de curvas horizontais deve ser medido na borda interna da faixa mais interna, especialmente no caso de pistas largas com raios pequenos.

No caso de rodovias de pista simples, a diferença entre o raio do eixo e o do centro de gravidade é muito pequena, podendo ser usado o raio do eixo.

Os valores recomendados para o projeto geométrico das vias integrantes do Sistema Arterial Principal e dos ramos que as interconectam, em função da taxa máxima de superelevação, encontram-se resumidos na Tabela 47.

Cabe ressaltar que esses valores foram calculados com base nos coeficientes de atrito transversal das Normas do DNIT. Observe-se que os valores determinados para vias expressas e arteriais conduzem a raios maiores que os recomendados pela AASHTO para velocidades mais baixas (inferiores a 70 km/h) e raios menores, para velocidades superiores a 80 km/h. Para velocidades inferiores a 70 km/h, se houver restrições urbanísticas, operacionais, topográficas ou econômicas podem ser usados raios mínimos um pouco menores, atendendo sempre aos valores máximos admissíveis de coeficientes de atrito transversal recomendados pela AASHTO. Por outro lado, para as velocidades superiores a 80 km/h, por razões de segurança, é desejável que os raios mínimos sejam calculados usando os coeficientes de atrito da AASHTO. Como critério geral, deve-se procurar utilizar valores superiores aos mínimos, que se aplicam essencialmente em condições limites.

Tabela 47 - Valores dos Raios Mínimos, em Função das Taxas Máximas de Superelevação (m)

Vias Expressas e Arteriais Primárias							
e máx (%)	Velocidade diretriz (km/h)						
	50*	60	70	80	90	100	110
4 *	100	150	205	280	355	465	595
6	90	135	185	250	320	415	530
8	80	125	170	230	290	375	475
10	75	115	155	210	265	345	435
12	70	105	145	195	245	315	400
Ramos							
e máx (%)	Velocidade diretriz (km/h)						
	30	40	50	60	70	80	
0	25	55	105	170	260	360	
2	25	50	95	150	230	315	
4	25	50	85	135	205	280	
6	20	45	80	125	185	250	
8	20	40	75	115	170	230	
10	20	40	70	105	155	210	
12	20	35	65	100	145	195	

*Somente vias arteriais

No caso de ângulos centrais (AC) pequenos, iguais ou menores que 5°, os raios deverão ser suficientemente grandes para proporcionar os desenvolvimentos circulares mínimos (D) obtidos pela fórmula a seguir:

$$D \geq 30(10 - AC)$$

$$AC \leq 5^{\circ}$$

Onde:

 D = desenvolvimento (m) AC = ângulo central (graus)

Não é necessária curva horizontal para $AC < 0^{\circ} 15'$. Devem, entretanto, ser evitados, tanto quanto possível, traçados que incluam curvas com ângulos centrais tão pequenos.

5.4.2 Superelevação

Dá-se o nome de superelevação à declividade transversal de que a pista é dotada nas curvas, com o objetivo de contrabalançar a atuação da aceleração centrífuga. Corresponde ao valor da tangente do ângulo formado pela reta de maior declive da seção com o plano horizontal. Usualmente é expressa em percentagem.

Os principais critérios a serem fixados quanto à superelevação compreendem:

- Necessidade de superelevação;
- Valores mínimos e máximos de superelevação;
- Valores de superelevação para raios acima dos mínimos;
- Efeito do greide;
- Transição da superelevação;
- Concordância das rampas de superelevação.

Esses critérios referem-se especialmente a trechos contínuos de vias pavimentadas. Os tópicos de caráter mais geral, tais como os referentes à conceituação da superelevação e às taxas limite admissíveis, aplicam-se também a ramos de interseções. Os critérios específicos para interseções não são aqui abordados e se encontram no *Manual de Projeto de Interseções* do DNIT.

a) Necessidade de superelevação

Para cada velocidade diretriz considerada existe um valor de raio para o qual a aceleração centrífuga é tão pequena que pode ser desprezada, tratando-se o trecho como se fosse em tangente, seja porque o valor teoricamente seria muito pequeno, seja por questões de aparência ou por implicarem desnecessariamente em mudança do sentido da declividade transversal da pista. Os valores se encontram indicados na Tabela 48, a seguir. Curvas com raios acima dos indicados não necessitam de superelevação.

Tabela 48 - Valores de R acima dos quais a superelevação é dispensável

V (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	≥100
R (m)	450	800	1250	1800	2450	3200	4050	5000

Convém salientar que os valores apresentados devem ser encarados, essencialmente, como indicadores de ordem de grandeza, sendo desejáveis para fins de conforto e segurança, e levando

ainda em conta a aparência visual, não se justificando tentativas de definição precisa. Para decidir se uma curva, com raio no entorno de um dos valores da tabela, deve ser ou não dotada de superelevação, é necessário usar o bom senso técnico, levando em consideração as características gerais do projeto e a categoria da via. Cabe acrescentar que, admitindo valores maiores do atrito transversal, é possível percorrer sem superelevação curvas com raios bem menores, conforme verificado na experiência prática diária em ruas convencionais.

b) Valores mínimos e máximos de superelevação

Os valores da superelevação, por motivos de ordem técnica e prática, só podem variar dentro de certos limites. Esses limites são estabelecidos com base em critérios próprios, que refletem as características operacionais dos veículos rodoviários.

– Valores mínimos de superelevação admissível

Para possibilitar a drenagem das águas pluviais, a seção transversal da pista em tangente é dotada de declividade transversal, seja em um único sentido (seção com caimento único), seja em dois sentidos, a partir da linha de coroamento. Evidentemente, por considerações de coerência, a declividade mínima de uma pista superelevada deve ser igual à declividade transversal fixada para seção normal em tangente.

A taxa mínima de superelevação aplicável é determinada, atendendo às necessidades de drenagem. Os valores mínimos aceitos variam entre 1,5% e 2,5%. Normalmente, adota-se o valor de 2% como o mínimo recomendável para pavimentos de alta qualidade, sem meios-fios. Taxas maiores são necessárias onde houver meios-fios, para evitar acúmulo de água na faixa externa.

A forma da seção transversal varia. Utiliza-se frequentemente uma forma parabólica, para vias de uma pista e dois sentidos de tráfego, mas também se adotam seções planas para cada uma das faixas.

– Valores máximos de superelevação admissível

As taxas máximas de superelevação utilizadas nas rodovias são controladas por quatro fatores: condições climáticas (frequência de chuvas); condições do terreno (plano, ondulado, montanhoso); tipo de área (rural, urbana); e frequência de veículos muito lentos, cuja operação possa ser prejudicada por taxas de superelevação muito elevadas. A consideração conjunta desses fatores leva à conclusão de que não existe uma taxa máxima de superelevação que seja de aplicação generalizada. No entanto, é desejável adotar somente uma taxa máxima para uma área de mesmo clima e tipo de uso do solo, de modo a promover consistência do projeto.

Um projeto consistente uniformiza o relacionamento dos elementos do alinhamento da rodovia com suas características técnicas. Essa uniformidade ajuda os motoristas a desenvolver suas habilidades de percepção e reação. A ausência de uniformidade não leva à formação de uma reação instintiva às condições da rodovia, aumentando a pressão sobre o motorista e atuando negativamente sobre a segurança. Vias com projetos consistentes são mais seguras.

A maior taxa de superelevação de uso comum é 10%, embora se use até 12% em alguns casos. A prática corrente não recomenda que se adote mais que 12%. A taxa de 8% é reconhecida como a máxima razoável. Valores reduzidos de atrito lateral em pavimentos com lama, óleo ou poças d'água, ou o efeito de aquaplanagem resultante da combinação de altas velocidades com pequenas camadas de água recomendam que não se ultrapasse o valor de 8%, de um modo geral. Esse limite reduz a probabilidade de que motoristas mais lentos tenham a sensação de atrito lateral negativo, que pode resultar em maior esforço para manter a direção, piorando as condições de operação.

Onde o tráfego congestionado ou extenso desenvolvimento marginal provoca restrição das velocidades, é prática comum reduzir as taxas máximas para 4% ou 6%. De forma semelhante, uma taxa baixa ou ausência de superelevação é empregada em áreas de interseções onde há a tendência de dirigir devagar devido a cruzamentos, movimentos de giro, sinais de advertência e semáforos. Nessas áreas é difícil inclinar pavimentos para fins de drenagem sem criar superelevação negativa para alguns movimentos.

Em resumo, recomenda-se:

- Adotar várias taxas para superelevação máxima, em função das diversas condições encontradas;
- Não exceder a taxa de 12%;
- Adotar taxas de 4% a 6% para trechos urbanos em áreas sem maiores restrições;
- Considerar a conveniência de eliminar a superelevação em áreas urbanas de baixa velocidade, sujeitas a restrições mais severas.

A superelevação máxima adotada deve, desejavelmente, ser mantida para um mesmo trecho. O valor adotado servirá de base para a determinação das taxas de superelevação, para raios acima do mínimo.

➤ *Vias Expressas*

No caso de vias expressas primárias e secundárias, a taxa máxima normal de superelevação deve ser de 8%. Entretanto, pode ser de 10% em alguns casos específicos, onde os níveis de serviço forem

permanentemente altos. Mesmo onde for necessário e conveniente considerar uma curva de raio inferior ao mínimo normal (por exemplo, ao aproveitar um traçado existente) ou o aumento espontâneo de velocidade em greides descendentes de maior extensão, o valor adotado não deve ultrapassar 12%. Em áreas onde houver fatores condicionando os desníveis admissíveis entre as bordas da pista, a taxa de superelevação pode ser limitada a 6%.

➤ *Vias Arteriais*

No caso de vias arteriais primárias, estas geralmente cruzarão áreas já urbanizadas, muitas vezes incorporando o alargamento de uma via existente. Nesses casos, é desejável manter os dois meios-fios laterais na mesma cota, usando as bordas externas das pistas como eixo de rotação. A taxa máxima de superelevação admissível será função do canteiro central disponível para absorver a diferença de nível nas bordas internas das duas pistas, sendo desejável que a taxa de superelevação seja fixada em pelo menos 4% e, sempre que possível, em 6%.

O valor máximo da taxa de superelevação nas vias arteriais também pode estar condicionado por severas restrições urbanísticas, operacionais, topográficas ou econômicas, tais como:

- Grande possibilidade do fluxo de tráfego operar a velocidades bem abaixo da velocidade diretriz, devido à frequência de veículos comerciais, condições de rampa, interseções em nível e congestionamento;
- Intensidade do uso do solo adjacente;
- Comprimento de transição da superelevação com viabilidade prática, principalmente nos casos de curvas reversas e pistas com muitas faixas;
- Poupar estruturas existentes e reduzir os custos de construção e manutenção.

Em qualquer caso, porém, é desejável proporcionar pelo menos uma mesma inclinação transversal para todos os raios, caindo para o lado interno das curvas e de valor absoluto igual ao dos trechos em tangente.

Trechos novos em áreas não ocupadas, ou em condições favoráveis, podem levar em conta as considerações feitas para as vias expressas e ser fixado o máximo em 8%, ressalvadas as observações constantes dos demais parágrafos anteriores.

Os valores máximos recomendados para o projeto das vias do Sistema Arterial Principal encontram-se resumidos na Tabela 49.

Tabela 49 - Taxas Máximas de Superelevação

Categoria da via	$e_{\text{máx}}$
Vias expressas	8%
Vias arteriais primárias	6%

c) Valores de superelevação para raios acima dos mínimos

– *Vias arteriais urbanas de baixa velocidade*

Em trechos urbanos, onde a velocidade for baixa e variável, o uso da superelevação nas curvas horizontais pode ser minimizado. Onde a necessidade de atrito transversal exceder o valor disponível para a velocidade de projeto, deve-se prover superelevação dentro dos limites da declividade normal da seção transversal e da máxima admissível.

Embora a superelevação seja vantajosa para a operação do tráfego, vários fatores frequentemente se juntam para torná-la impraticável em áreas urbanas de baixa velocidade. Esses fatores incluem:

- Áreas pavimentadas de grande largura;
- A necessidade de compatibilizar com as cotas de propriedade adjacente;
- Considerações relativas à drenagem da superfície;
- O desejo de manter operação com baixa velocidade;
- Frequência de ruas transversais, travessas e acessos.

Por essa razão, curvas horizontais em vias urbanas de baixa velocidade são frequentemente projetadas sem superelevação, equilibrando a força centrífuga apenas com o atrito transversal. Para o tráfego que está percorrendo uma curva à esquerda, a declividade transversal normal da pista é uma superelevação negativa, mas para raios grandes o atrito transversal necessário para equilibrar a força centrífuga e a componente da gravidade é pequeno.

Onde a superelevação for aplicada em vias urbanas de baixa velocidade com restrições urbanísticas e operacionais devem ser utilizados os coeficientes de atrito transversal “f” recomendados na Tabela 45. Esses coeficientes provêm uma margem razoável de segurança para baixas velocidades e resultam em valores de superelevação menores que os normalmente empregados. Os coeficientes variam de 0,28, para 30 km/h, a 0,17, para 60 km/h. Os raios mínimos correspondentes aos valores de superelevação admitidos são calculados utilizando os valores de “f” na fórmula padrão 3-12 (subseção 5.4.1), cujos resultados são apresentados na Tabela 50.

Os fatores que frequentemente tornam impraticável a aplicação de superelevação em vias urbanas de baixa velocidade, muitas vezes surgem quando se pretende aplicar superelevação na reconstrução dessas vias. Por essa razão, vias urbanas de baixa velocidade devem manter as superelevações existentes, a não ser nas curvas que apresentam um passado de acidentes. Em tais casos, deve-se prover as curvas de superelevações que atendam às recomendações da Tabela 50.

A linha correspondente a -2,0% apresenta os raios mínimos, que são atendidos por uma seção com coroamento normal de 2,0%, para o tráfego que está percorrendo uma curva à esquerda. Da mesma forma, a linha -1,5% fornece os raios mínimos para um coroamento de 1,5%. Curvas mais fechadas não devem conter declividade transversal adversa e devem ser superelevadas, de acordo com os valores indicados na referida tabela.

Para curvas horizontais com raios requerendo entre 1,5% e 2,5% de superelevação, pode-se obter um ajustamento adequado, mantendo a forma da seção transversal normal e efetuando seu giro em torno do seu centro ou da sua borda. Esse ajustamento torna desnecessário mudar os *screeds* usados na construção de pavimentos rígidos. Este método de atender a inclinações adversas resulta em uma declividade maior na borda mais baixa do pavimento, que pode ser vantajosa para a drenagem. Entretanto, o tráfego operando no lado mais alto da pista não tem os mesmos benefícios que resultariam de uma seção plana em toda a largura da pista. Em uma curva que necessite uma superelevação superior a 2,5%, deve ser usada uma seção plana para toda a pista.

– *Vias expressas e arteriais urbanas de alta velocidade*

Uma vez fixada a taxa máxima de superelevação para um determinado projeto e estabelecido o máximo coeficiente de atrito transversal admissível (função da aceleração centrífuga e, portanto, da velocidade diretriz), obtém-se o valor do raio mínimo (ver fórmula padrão do raio). Para raios maiores que o mínimo, a aceleração centrífuga diminui e não há mais necessidade de manter essa superelevação máxima. Com efeito, na hipótese do motorista ficar permanentemente submetido aos valores máximos de aceleração centrífuga (e, conseqüentemente, de atrito transversal), mesmo para valores de raios acima do mínimo, os valores da superelevação poderiam baixar rapidamente e logo atingir valores nulos ou negativos. Considerações de coerência e de conforto de viagem recomendam que, à medida que os raios aumentem, não só os valores da superelevação “e” mas, também, os do coeficiente de atrito transversal “f” decresçam gradualmente, até atingir a taxa mínima de superelevação admissível, conforme a hipótese adotada no *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais* do DNER. Esse decréscimo gradual deve ser feito segundo uma relação do segundo grau entre as taxas de superelevação e os raios de curvatura.

Tabela 50 – Raios Mínimos e Superelevação para Vias Urbanas de Baixa Velocidade

e (%)	V _{dir} = 30 km/h R (m)	V _{dir} = 40 km/h R (m)	V _{dir} = 50 km/h R (m)	V _{dir} = 60 km/h R (m)
-6,0	32	74	151	429
-5,0	31	70	141	386
-4,0	30	66	131	351
-3,0	28	63	123	322
-2,8	28	62	122	316
-2,6	28	62	120	311
-2,4	28	61	119	306
-2,2	27	61	117	301
-2,0	27	60	116	189
-1,5	27	59	113	183
0	25	55	104	167
1,5	24	51	96	153
2,0	24	50	94	149
2,2	23	50	93	148
2,4	23	50	92	146
2,6	23	49	91	145
2,8	23	49	90	143
3,0	23	48	89	142
3,2	23	48	89	140
3,4	23	48	88	139
3,6	23	47	87	138
3,8	22	47	86	136
4,0	22	47	86	135
4,2	22	46	85	134
4,4	22	46	84	132
4,6	22	46	83	131
4,8	22	45	83	130
5,0	21	45	82	129
5,2	21	45	81	128
5,4	21	44	81	127
5,6	21	44	80	125
5,8	21	44	79	124
6,0	21	43	79	123

Obs: Superelevação pode ser opcional em vias urbanas de baixa velocidade

Assim, estabelecida a taxa máxima de superelevação para um trecho, haverá apenas um gráfico de relação entre raio de curva e superelevação correspondente, a ser selecionado entre os gráficos das Figuras 64 a 68 apresentadas a seguir. Para cada taxa máxima de superelevação há um conjunto de curvas, cada uma delas correspondendo a uma velocidade diretriz. Para uma determinada velocidade diretriz a curva correspondente estabelece a relação entre o raio e a superelevação a ser adotada.

Por coerência, os gráficos de superelevação foram limitados inferiormente pelo valor de 2%, levando em conta as necessidades de drenagem, correspondente a mais usual inclinação transversal em tangente. Onde o valor em tangente diferir de 2%, os gráficos devem sofrer os ajustes correspondentes.

Na leitura gráfica dos valores de superelevação, é suficiente a precisão de 0,1%.

d) Efeito do greide

Em greides extensos e elevados os motoristas tendem a trafegar com maior velocidade nas descidas. Além disso, recentes pesquisas têm revelado que, tanto nas descidas como nas subidas, as forças de frenagem e de tração, respectivamente, provocam redução do coeficiente de atrito transversal, sendo necessário complementá-lo com acréscimo no valor da superelevação nos greides superiores a 5%.

Esse ajustamento é particularmente importante em vias com grande volume de caminhões e em curvas com maior solitação de atrito transversal.

No caso de vias com pista dupla com superelevações independentes, e em ramos de sentido único, esses ajustamentos podem ser feitos sem problemas. Os valores indicados nas Figuras 64 a 68 podem ser aplicados admitindo velocidades um pouco superiores nas descidas. Devido ao fato de que os veículos tendem a reduzir suas velocidades nas subidas, o ajustamento da superelevação pode ser feito não reduzindo as velocidades nas subidas.

Em rodovias de pista simples e dois sentidos de tráfego e rodovias de múltiplas faixas sem separação das pistas por sentido, o ajustamento para o greide pode ser feito admitindo velocidade um pouco maior para as descidas e adotando o mesmo para todo o trecho, tanto nas subidas como nas descidas. A superelevação maior nas subidas pode ajudar a combater a perda de atrito transversal, devida às forças de tração. Em subidas longas, a superelevação adicional pode superar a força centrífuga nos veículos mais lentos (grandes CVC), invertendo o sentido da força de atrito. Esse efeito é pequeno, devido à baixa velocidade do veículo, que permite ajustamentos da direção, e pela maior experiência e treinamento dos motoristas de caminhão. De um modo geral, aconselha-se seguir a prática comum de não efetuar ajustamentos nesses tipos de rodovias.

Figura 64 – Gráfico de Superelevação (em $\alpha_{\max} = 4\%$)

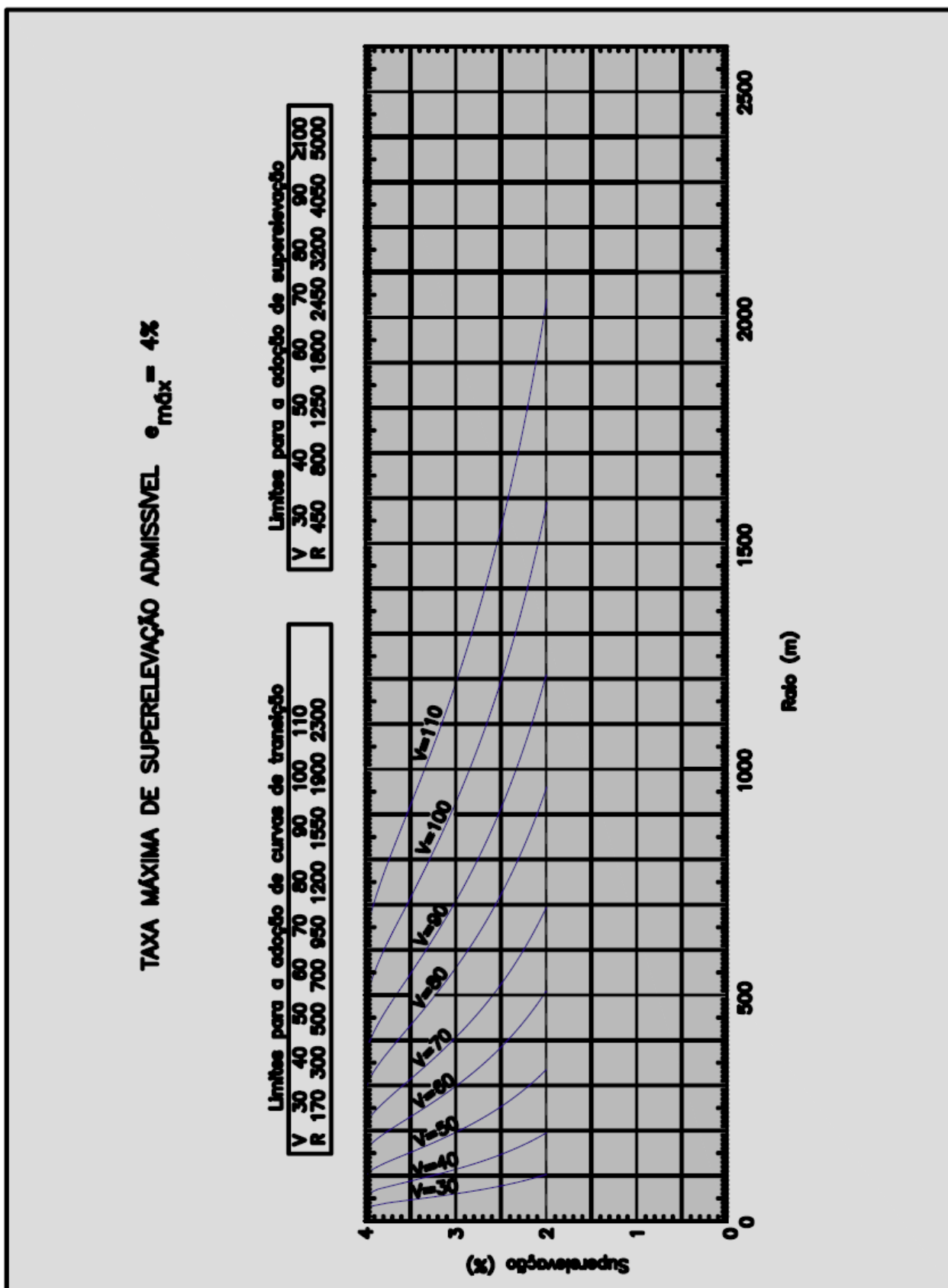


Figura 65 – Gráfico de Superelevação (em $\alpha_{\max} = 6\%$)

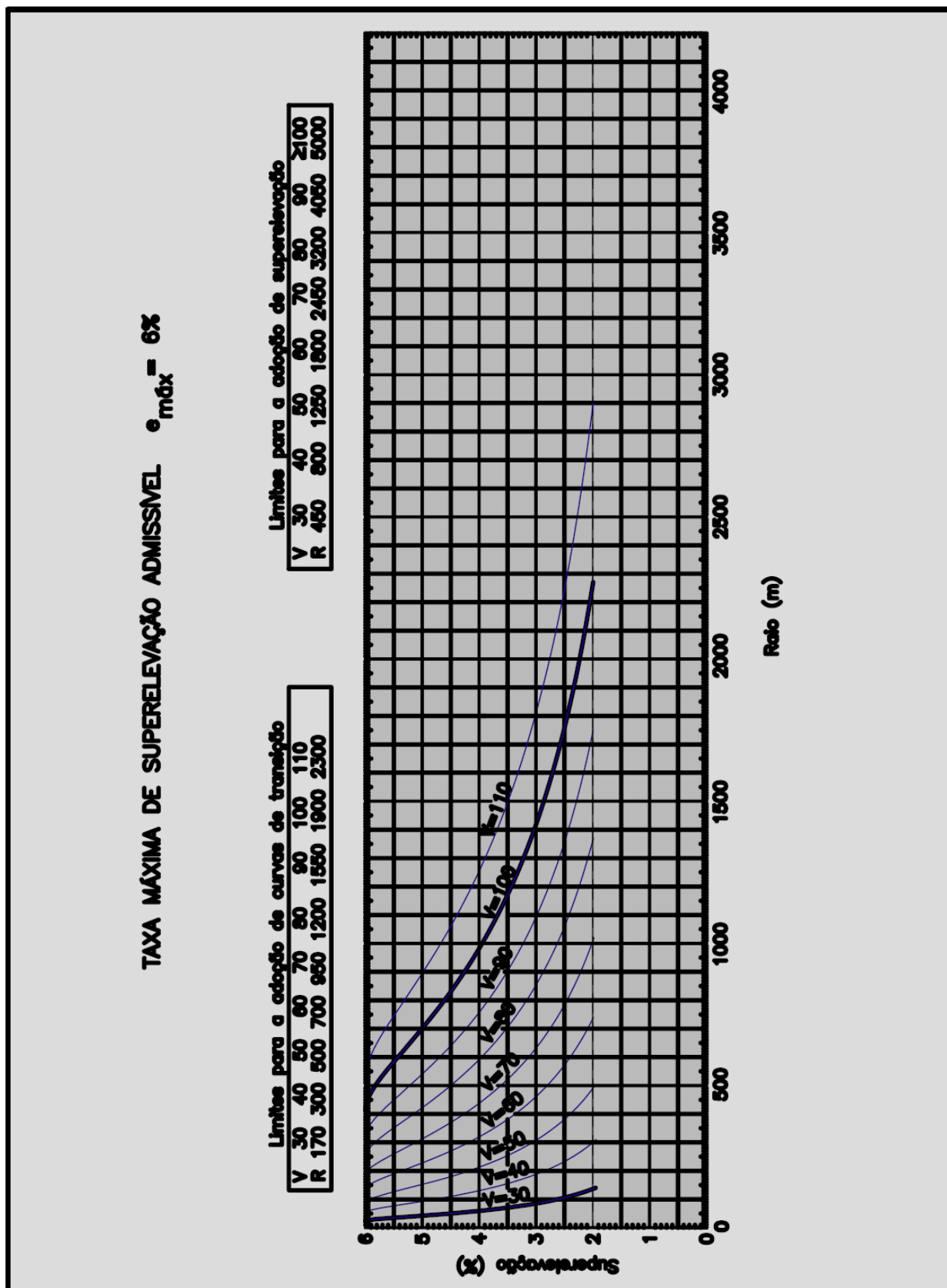


Figura 66 – Gráfico de Superelevação (em $\alpha_{\max} = 8\%$)

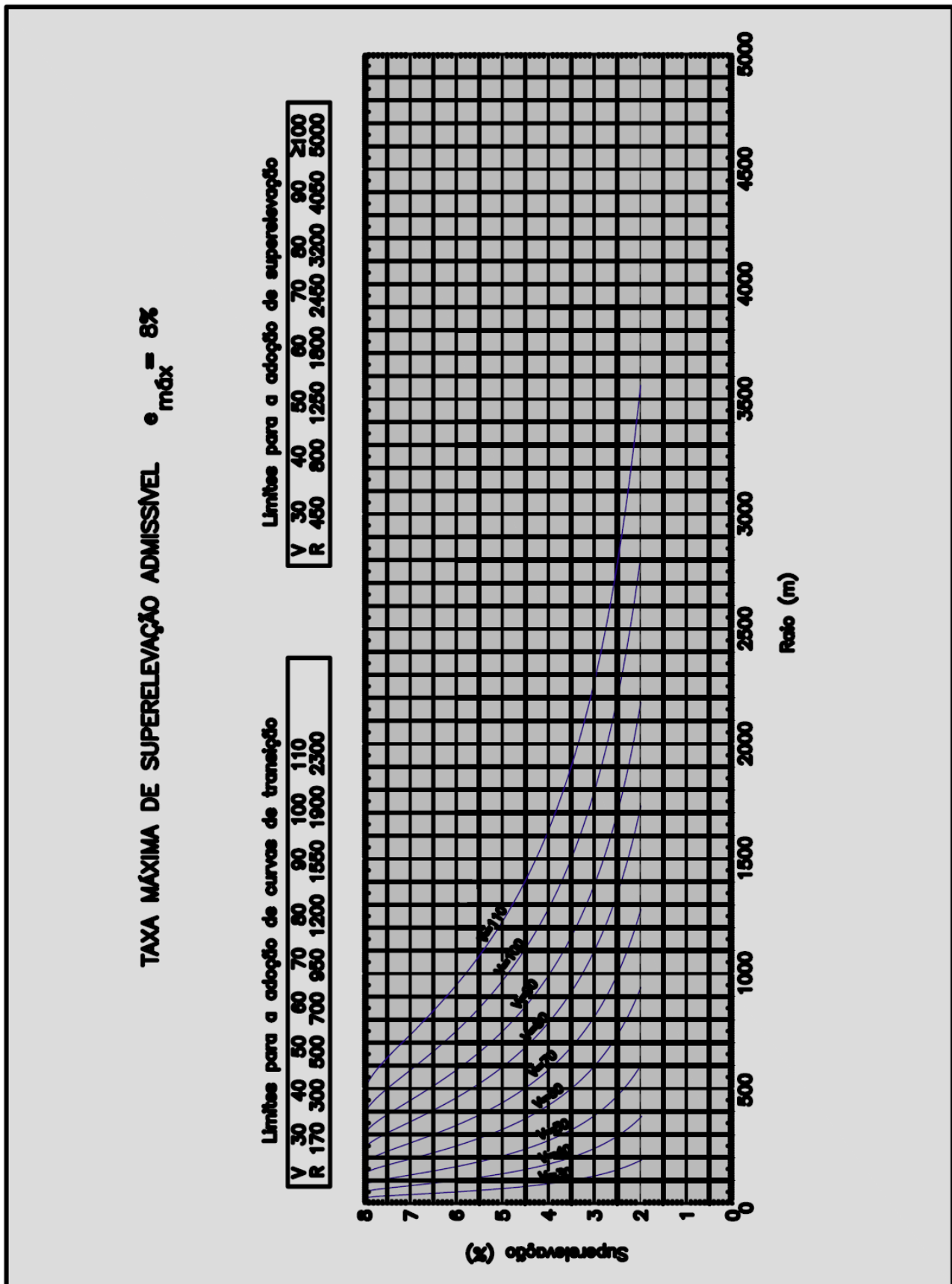


Figura 67 – Gráfico de Superelevação (em_{áx} = 10%)

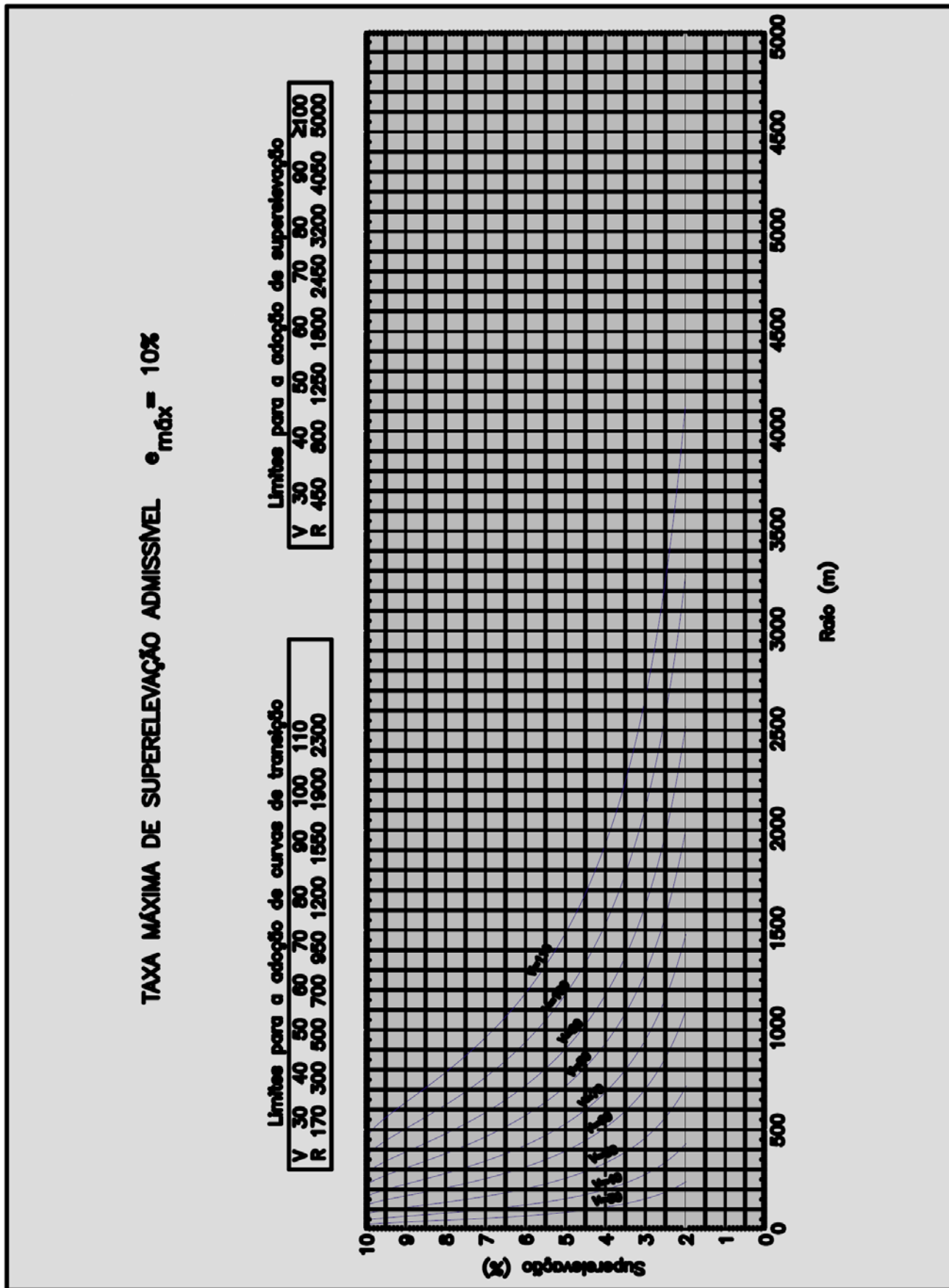
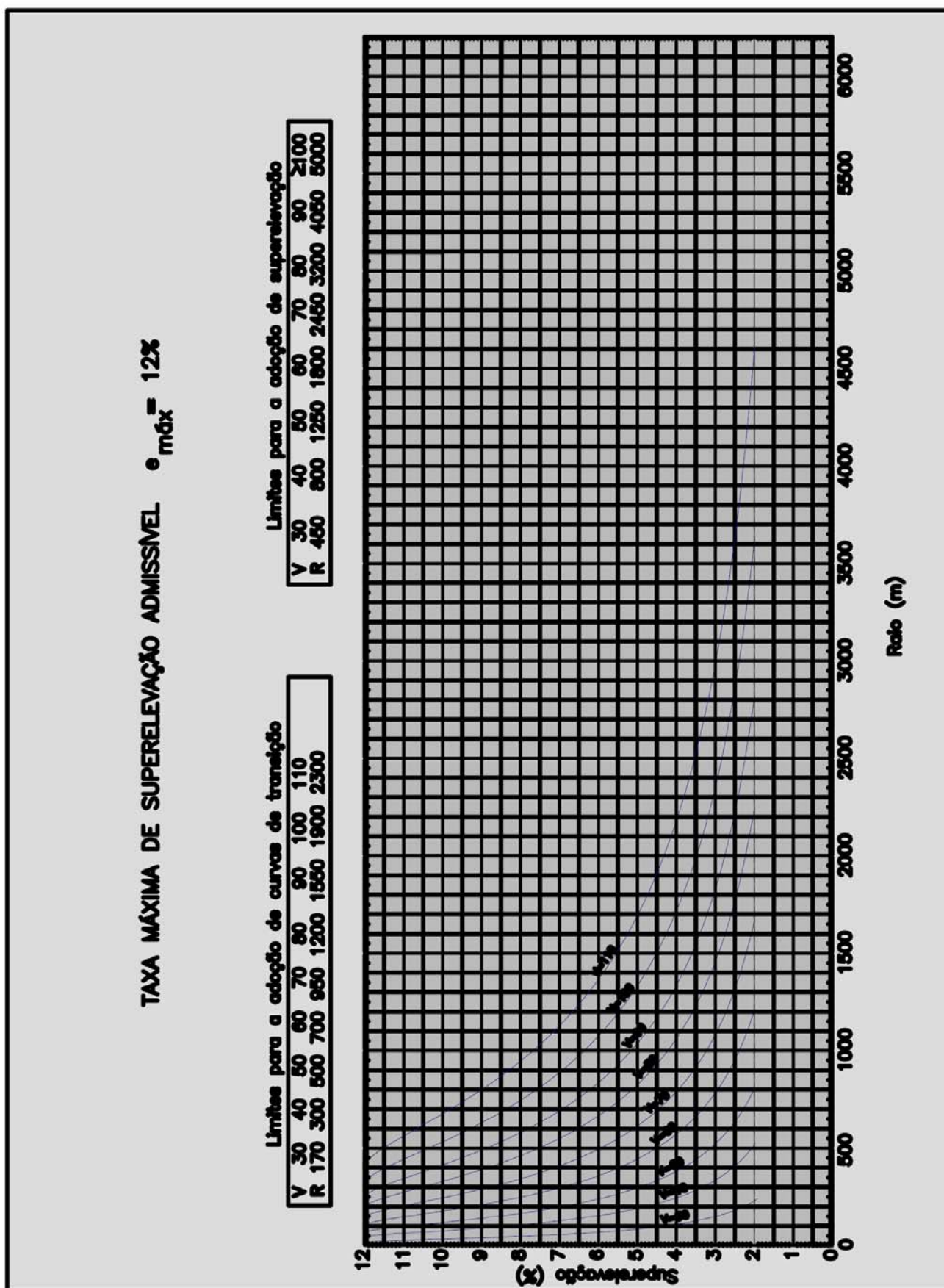


Figura 68 – Gráfico de Super elevação (emáx = 12%)



e) Transição da superelevação

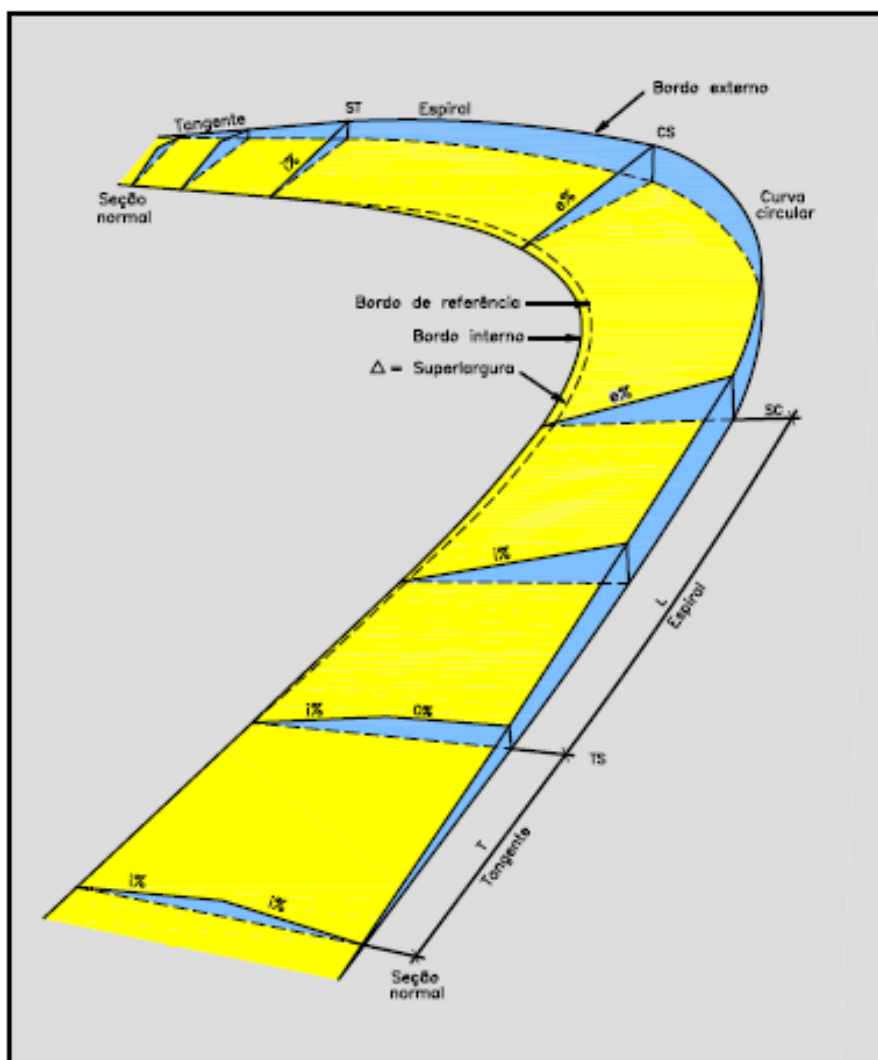
– *Variação da seção da pista na implantação da superelevação*

Nos trechos em tangente, a seção transversal da pista de rolamento de uma rodovia de pista simples apresenta uma conformação em que as duas faixas de trânsito são inclinadas em torno do eixo para as bordas, que se situam em cotas inferiores, para escoamento das águas para fora da rodovia. Normalmente essas inclinações são de 2%.

Nos trechos em curva, a seção transversal da pista se apresenta normalmente com declividade constante no valor da superelevação, inclinada para a borda interna da curva.

Para efetuar o giro da superfície do pavimento da pista em tangente para a curva, com objetivo de atingir a superelevação desejada, são estabelecidos dois comprimentos de transição, conforme ilustra a Figura 69.

Figura 69 – Variação da Seção da Pista na Implantação da Superelevação



➤ *Transição em tangente T*

Denomina-se comprimento de transição da tangente T a extensão que antecede o comprimento de transição da superelevação e ao longo da qual se processa a rotação da pista, ou parte dela, até torná-la horizontal. Por extensão de conceito, mantém-se a designação também nos casos em que a pista tem declividade num único sentido.

➤ *Transição em curva L*

Por definição, o comprimento de transição da superelevação L inicia no ponto onde toda ou parte da pista tem sua seção no plano horizontal e termina no ponto onde for atingida a superelevação final (e %), a ser mantida constante no trecho circular. Se a pista em tangente tem declividade transversal num único sentido, correspondente ao lado interno da curva que se segue, a definição mantém sua validade, considerando-se ter havido um giro fictício da pista, desde sua situação hipotética prévia com a pista horizontal, até a situação com a efetiva declividade transversal em tangente.

Para manter a mesma taxa de variação da superelevação nos trechos em T (em tangente) e L (em curva), faz-se:

$$T = \frac{Ldt}{e}$$

Onde:

T = comprimento de transição da tangente (m)

L = comprimento de transição da superelevação (m)

dt = declividade transversal da pista em tangente (%)

e = superelevação mantida no trecho circular (%)

Para o valor usual dt = 2% tem-se:

$$T = \frac{2L}{e}$$

Nas rodovias em pista dupla, é comum que, nos trechos em tangente, as pistas apresentem inclinação constante dt para a borda externa a partir da borda interna. A transição da superelevação, nesse caso, é semelhante ao caso de pista simples, com a diferença que a pista gira por inteiro até atingir inclinação de 0%. As fórmulas se mantêm inalteradas.

Os valores de "L" e "e" são tratados adiante, nesta alínea "e".

➤ *Posição do eixo de rotação*

O eixo de rotação é uma linha fictícia longitudinal à pista, mantendo constante em cada trecho seu afastamento horizontal e vertical do eixo da rodovia. Em torno dele a pista gira ao longo do comprimento de transição da superelevação.

A posição do eixo de rotação tem influência sobre diversos elementos de projeto. De um modo geral, o eixo de rotação pode ser disposto em diversas situações, conforme pode ser visualizado nas Figuras 70 e 71. A posição a ser escolhida em cada caso decorrerá da consideração conjunta de todos os fatores intervenientes.

Pista simples

Normalmente o eixo de rotação utilizado para implantação da superelevação coincidirá com o eixo (linha de centro) da rodovia. Essa solução resulta em menores variações altimétricas das bordas e conseqüentemente menores diferenças entre rampas do eixo e bordas na transição da superelevação. Há casos, no entanto, em que é mais vantajoso utilizar uma das bordas como eixo de rotação.

Pode ser recomendável o uso da borda interna, quando:

- Por motivos de melhoria das condições de drenagem, deseja-se manter as cotas da borda interna;
- Para aproveitar uma superfície em revestimento primário, já consolidada pelo tráfego, deseja-se impedir cortes da superfície;
- O uso do solo adjacente desaconselha a redução das cotas da borda interna;
- Após longa tangente em nível, deseja-se realçar o início de uma curva.

Pode ser recomendável o uso da borda externa, quando:

- Uma forte rampa de bordo pode ser esteticamente desaconselhável, principalmente se iniciar em uma estrutura de ponte ou viaduto. A rampa resultante, na borda interna, é menos perceptível para o motorista;
- O uso do solo adjacente desaconselha a elevação das cotas da borda externa.

Pista dupla

Para rodovia de pista dupla, há três situações possíveis, em função da largura do canteiro central, assim considerada a largura da separação física não trafegável, acrescida de acostamentos internos, faixas de segurança e faixas de conversão à esquerda.

Caso I (Canteiro < 7m) – Interseções, em geral, e obras-de-arte com estruturas independentes e espaço central coberto. Em princípio, o eixo de rotação coincidirá com o eixo do canteiro central. No caso particular de uso de barreira rígida no eixo do canteiro central, pode ser mais vantajoso escolher para eixo de rotação as bordas adjacentes ao canteiro e, de preferência, na mesma cota. Desse modo, evitar-se-á excessiva assimetria dos dois lados da barreira.

Caso II (7m < Canteiro < 12m) – Em princípio, deve-se optar por eixos de rotação independentes para cada pista, coincidentes com as bordas adjacentes ao canteiro, para reduzir diferenças de cotas entre as pistas. A necessidade de atender às cotas do solo adjacente poderá implicar em adotar para eixos de giro as bordas externas; nesse caso deve ser verificado o reflexo nas cotas das bordas internas.

Caso III (Canteiro > 12m) – Os eixos de rotação podem igualmente coincidir com de pista adjacentes ao canteiro ou com as bordas de pista opostas ao canteiro, quando então a largura do canteiro absorverá as diferenças de cotas. Tratando-se de canteiros largos, com dimensões variáveis, as pistas devem ser tratadas como pistas independentes.

Figura 70 – Métodos de Giro de Acordo com a Posição do Eixo de Rotação (Declividade transversal em dois sentidos)

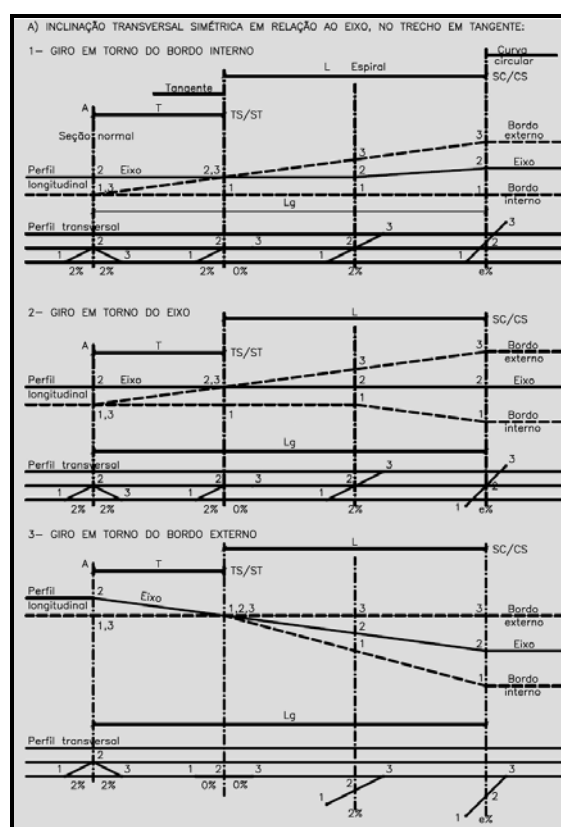
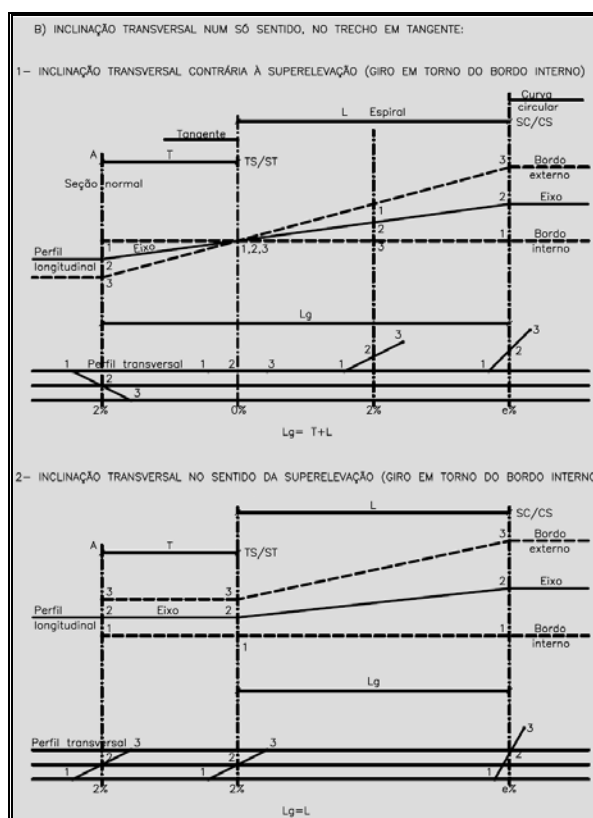


Figura 71 – Métodos de Giro de acordo com a Posição do Eixo de Rotação (Declividade transversal em um único sentido)



– *Curvas de transição*

A variação da conformação da seção transversal da rodovia, desde a situação básica em tangente, até atingir o valor total da superelevação adotado para a curva circular, é realizada ao longo de um trecho dito de transição.

De fato, todo veículo rodoviário em movimento, ao passar de uma trajetória retilínea para uma trajetória circular, percorre uma trajetória de transição, com curvatura crescente. Ao longo dessa trajetória verifica-se um gradual crescimento da aceleração centrífuga, a ser contrabalançada pela superelevação.

Admitindo, como é prática corrente, que a superelevação varie linearmente ao longo desta curva de transição e que o veículo percorra essa curva com velocidade constante, a clotóide é a curva que proporciona perfeito equilíbrio entre o crescimento da superelevação e o crescimento da aceleração centrífuga, sendo adotada como padrão para projetos rodoviários. Esta curva está disponível nos modernos sistemas computadorizados para projeto de rodovias e costuma constituir a opção básica.

Considerações de ordem prática levam a dispensar o uso da clotóide, nos casos em que se revela de pouca relevância, quando:

- A trajetória descrita pelos veículos no trecho de transição puder ser acomodada dentro do conjunto tangente - curva circular sem maior dificuldade;
- Os comprimentos de clotóide forem pequenos e praticamente se confundirem com o conjunto tangente - curva circular que substituem;
- For pequeno o crescimento da aceleração centrífuga.

Existem vários critérios visando orientar o estabelecimento do limite de emprego de curvas de transição. Pode-se citar, a título ilustrativo:

- Que o afastamento (reco) entre circunferência e tangente (ΔR ou p) seja superior a 0,30 m;
- Que o ângulo central do segmento de clotóide (S_C) seja superior a $3^\circ 11'$;
- Que a curva requeira uma superelevação igual ou inferior a 3%.

Para fins de projetos viários comuns, recomenda-se o critério associado à aceleração centrífuga. Por esse critério, dispensa-se o uso de curva de transição quando a aceleração centrífuga a que o veículo é submetido na curva circular, for igual ou inferior a $0,4 \text{ m/s}^2$, ou seja, quando $R \geq 0,193V^2$, conforme valores da Tabela 51. Cabe observar que a AASHTO adota uma aceleração centrífuga de $1,3 \text{ m/s}^2$ como limite, baseada no fato de que não há aumento de segurança com a adoção de aceleração menor, permitindo, assim, raios bem menores que os apresentados na tabela.

Tabela 51 - Valores dos Raios Acima dos Quais Podem ser Dispensadas Curvas de Transição

V(km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
R(m)	170	300	500	700	950	1200	1550	1900	2300

– *Comprimento de transição da superelevação*

➤ *Comprimento mínimo*

Teoricamente, a adoção de uma superelevação para a pista visa a contrabalançar total ou parcialmente a aceleração transversal atuando sobre o veículo, em decorrência de sua trajetória circular. Conseqüentemente, à variação da curvatura em planta, entre a situação em tangente e a trajetória circular, correspondem as pertinentes variações da aceleração transversal e da superelevação.

Portanto, o comprimento da curva de transição não deve ser inferior ao comprimento de transição da superelevação L , determinado de acordo com os critérios a seguir. Em princípio, o valor a ser

adotado deve atender simultaneamente a todos os critérios, sendo desejável a adoção de valores superiores ao valor mínimo determinado.

- Critério da taxa máxima de variação da aceleração centrífuga

A taxa máxima de variação da aceleração centrífuga C é um valor empírico que indica o conforto e a segurança durante o percurso da transição L_{\min} . Deve atender à expressão:

$$C = -0,009V + 1,5$$

Onde:

C = taxa de variação da aceleração centrífuga (m/s^3)

V = velocidade diretriz (km/h)

O valor de L_{\min} é calculado pela expressão:

$$L_{\min} = \frac{V^3}{46,656CR} - \frac{eV}{0,367C}$$

Onde:

L_{\min} = comprimento de transição da superelevação (m)

e = superelevação plena na curva (m/m)

R = raio da curva (m)

A taxa de variação da aceleração centrífuga mede o grau de desconforto do motorista durante o percurso da curva de transição e os valores adotados são considerados os máximos admissíveis que atendem a condições adequadas de conforto e segurança.

O segundo termo da expressão de L_{\min} pode ser desprezado, por ser muito pequeno em relação ao primeiro.

- Critério do comprimento mínimo absoluto de L

Valores muito pequenos para o comprimento de transição da superelevação não têm eficácia prática, prejudicam a aparência da rodovia e conduzem a perfis íngremes, para as bordas da pista. Adotam-se como valores mínimos absolutos os comprimentos correspondentes ao percurso, durante cerca de 2 segundos, com a velocidade diretriz da rodovia.

Os valores mínimos absolutos constam da Tabela 52.

Tabela 52 - Comprimentos Mínimos Absolutos de L

V (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
L (m)	20	25	30	35	40	45	50	55	60

Critério da fluência ótica - No caso de concordância entre tangentes e curvas com raios grandes, da ordem de 800 e 1000 m, para destacar a transição de alinhamento, recomenda-se que o comprimento da transição atenda à condição complementar:

$$L_{\min} > \frac{R}{9}$$

Onde:

L_{\min} = comprimento da transição da superelevação (m)

R = raio da curva circular (m)

- Critério da máxima rampa de superelevação admissível

A diferença de greides entre o eixo da pista e a borda mais afastada, pela superelevação (rampa de superelevação), não deve ultrapassar os valores constantes da Tabela 53, para garantir valores confortáveis e seguros para a velocidade de giro do veículo em torno do eixo de rotação.

Tabela 53 - Rampas de superelevação admissíveis parapiostas simples de 2 faixas com eixo de rotação no centro

V (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
r (%)	0,75 (1:133)	0,70 (1:143)	0,65 (1:154)	0,60 (1:167)	0,55 (1:182)	0,50 (1:200)	0,47 (1:213)	0,44 (1:227)	0,41 (1:244)

Os comprimentos mínimos da transição da superelevação, neste caso, são calculados pela seguinte expressão:

$$L_{\min} = \frac{d \cdot e}{r}$$

Onde:

L_{\min} = comprimento mínimo de transição da superelevação (m)

d = distância do eixo de rotação (no centro da pista) à borda da pista, igual à largura de uma faixa de rolamento (m)

e = taxa de superelevação na curva circular (%)

r = rampa de superelevação admissível (%)

Nos casos em que a distância entre a borda mais desfavorável e o eixo de rotação for superior à largura de uma faixa de rolamento (pistas com mais de 2 faixas, pistas com eixo de rotação na borda etc.), a adoção dos mesmos valores admissíveis para a rampa de superelevação conduziria a valores maiores, para o comprimento mínimo de transição da superelevação, muitas vezes impraticáveis. Nessa hipótese, os comprimentos de transição e as rampas de superelevação básicas (correspondentes às pistas de 2 faixas) são majorados segundo o número de faixas rotacionadas, critério válido para qualquer situação relativa entre borda e eixo de rotação (Tabela 54). Convém observar que os valores recomendados de k resultam em maiores rampas de superelevação.

Tabela 54 - Fatores de Majoração do Comprimento de Transição para o Número de Faixas Rotacionadas

Número de faixas rotacionadas	1	2	3	4
Fatores de majoração (k)	1,00	1,50	2,00	2,50

A fórmula geral para o cálculo do comprimento mínimo de transição da superelevação, por esse critério, é:

$$L_{\min} = \frac{d}{r} \cdot e(k)$$

Onde:

L_{\min} = comprimento mínimo de transição da superelevação (m)

d = distância do eixo de rotação à borda mais afastada da pista de rolamento (m)

e = taxa de superelevação na curva circular (%)

k = fator de majoração (adimensional)

r = rampa de superelevação admissível em pistas simples, com eixo de rotação no centro da pista – Tabela 53

➤ *Comprimento máximo*

O valor máximo do comprimento de transição da superelevação é condicionado por três critérios.

- Critério do máximo afastamento (recuo) entre circunferência e tangente

Problemas de segurança foram constatados em curvas espirais longas (em relação ao comprimento da curva circular). Esses problemas surgem quando o comprimento da espiral é tão longo que provoca dúvidas quanto ao grau de curvatura da concordância circular que se aproxima. Um comprimento satisfatório para a espiral que reduz a probabilidade de ocorrência de enganos dessa natureza é dado pela fórmula:

$$L_{,máx} = \sqrt{24 (p_{máx}) R}$$

Onde:

$L_{,máx}$ = comprimento máximo da espiral (m)

$p_{máx}$ = máximo afastamento lateral entre a tangente e a curva circular (m)

R = raio da curva circular (m)

O valor do afastamento lateral de 1,00 m é recomendado para $p_{máx}$. Esse valor é coerente com os afastamentos laterais resultantes da forma natural de dirigir da maioria dos motoristas. Também provê um equilíbrio razoável entre o comprimento da espiral e o raio da curva.

- Critério do máximo ângulo central da clotóide

Considerações de ordem prática recomendam limitar o comprimento da clotóide ao valor do raio da curva de concordância, o que corresponde ao ângulo central de transição de 28° 39' (S_c).

$$L_{máx} = R$$

Onde:

$L_{máx}$ = valor máximo do comprimento da clotóide (m)

R = raio da curva circular (m)

- Critério do tempo de percurso

Recomenda-se que o tempo de percurso da transição seja limitado a 8 segundos, o que corresponde a:

$$L_{máx} = 2,2 V$$

Onde:

$L_{m\acute{a}x}$ = valor máximo do comprimento da transição da superelevação (m)

V = velocidade diretriz (km/h)

Para rodovias de padrão mais elevado, este critério pode ser desconsiderado.

➤ *Critérios complementares*

Além dos critérios expostos para determinar valores limites para a transição da superelevação há outras considerações de ordem prática, que são abordadas no Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do DNER.

De um modo geral, os valores dos comprimentos de transição da superelevação para projeto devem ser arredondados para valores múltiplos de 10 m, objetivando a uniformidade e padronização dos valores.

Admite-se, em circunstâncias especiais, de maior complexidade, como curvas reversas concordadas por clotóides sucessivas (curva em S) ou curvas de raio múltiplo onde os arcos circulares sejam concordados por clotóides, que sejam adotados valores fracionários.

➤ *Transição da superelevação sem curva de transição*

Nesta hipótese, a transição da superelevação deve ser executada ao longo do comprimento de transição calculado, dispondo-se de 60% a 70% desse comprimento na tangente que precede o PC. Se houver conveniência, pode haver pequenos deslocamentos longitudinais, para fazer com que os pontos notáveis coincidam com estacas inteiras ou +10.

f) Concordância das rampas de superelevação

No projeto em perfil adotam-se, normalmente, quebras de greide com diferença de rampas de 0,5%, sem utilização de curvas verticais de concordância. Para quebras angulares de rampas de superelevação inferiores a 0,5%, não há, pois, necessidade de efetuar concordâncias complementares.

Para o caso de rampas maiores deve-se complementar o projeto normal em perfil com detalhes do arredondamento a ser efetuado na implantação da rodovia. Recomenda-se, nesses arredondamentos, utilizar parábolas de eixo vertical com os comprimentos da Tabela 55.

Tabela 55 – Comprimentos das Curvas de Arredondamento

Velocidade diretriz (km/h)	40 – 60	80 - 110
Comprimento da concordância vertical (m)	10	20

Convém ressaltar que mais importante do que a rígida obediência aos valores recomendados é a obtenção de um perfil contínuo e fluente, esteticamente agradável, para as bordas da pista. Este será mais facilmente assegurado, se as cotas da borda forem estabelecidas, desenhando (em escala mais deformada que o habitual) o perfil teórico da borda, interpolando graficamente a concordância e lendo as cotas resultantes, especialmente quando a transição da superelevação coincidir com uma concordância vertical do greide da rodovia.

5.4.3 Superlargura

a) Considerações gerais

A largura da pista de uma via é determinada em função das larguras máximas dos veículos que a utilizam e das suas velocidades.

A determinação dessa largura é feita somando as larguras máximas dos veículos e as distâncias de segurança entre veículos e entre veículos e as bordas do pavimento.

Quando se está em uma curva, como o veículo é rígido e não pode acompanhar a curvatura da via, é necessário aumentar a largura da pista para que permaneça a distância mínima entre veículos que existia no trecho em tangente. Além disso, o motorista tem maior dificuldade de avaliar distâncias transversais em curva, o que exige algum aumento das distâncias de segurança consideradas em tangente.

A esse acréscimo de largura necessário nas curvas de uma rodovia, para manter as condições de conforto e segurança dos trechos em tangente, dá-se o nome de superlargura.

b) Dimensionamento

No que tange ao dimensionamento, os requisitos de ordem geométrica decrescem rapidamente de importância com o aumento do valor dos raios, enquanto que a parcela que reflete as influências dinâmicas sobre o motorista, de caráter empírico, decresce muito lentamente. Essas duas circunstâncias requerem que sejam fixados limites para a aplicação de superlargura às pistas rodoviárias.

A consideração da superlargura, tanto no projeto como na construção, demanda um aumento de custo e trabalho que só é compensado pela eficácia desse acréscimo na largura da pista. Em consequência, valores pequenos de superlargura não têm influência prática e não devem ser considerados. Para esse fim, adota-se um valor mínimo de 0,40 m.

De um modo geral, só se justifica a adoção de superlargura para valores relativamente pequenos de raios, que normalmente só são frequentes em vias urbanas sujeitas a sérias condicionantes de traçado, em rodovias de classes II ou III ou em rodovias situadas em regiões topograficamente muito adversas. Também a existência de acostamentos pavimentados contribui para reduzir a necessidade de superlargura da pista principal.

Na fixação dos parâmetros, deve ser levada em conta a participação de caminhões no tráfego da rodovia, em alguns casos bastante elevada, o que aumenta sensivelmente a probabilidade desses veículos se cruzarem em uma curva, situação tanto mais perigosa, considerando a inércia e a menor dirigibilidade consequente de sua grande massa, que requerem larguras de pista adequadas para uma operação segura.

Os valores, fórmulas e cálculos a seguir referem-se a trechos contínuos de rodovias, aos quais se aplicam os mais elevados critérios e onde predomina o intuito de proporcionar elevadas condições de segurança e conforto de viagem.

Em ramos de interseções, admitem-se condições mais restritas a respeito de liberdade de operação e de dirigibilidade, geralmente com a adoção de raios menores para as conversões. Em consequência, os critérios para determinação das larguras de pistas são diferentes. Estes critérios constam do *Manual de Projeto de Interseções – DNIT, 2005*.

– *Pistas de duas faixas*

➤ *Veículos rígidos*

As fórmulas desenvolvidas para levar em conta a necessidade de superlargura variam conforme o grau de detalhamento e aprofundamento dos critérios empregados em sua dedução, embora os resultados obtidos se situem na mesma ordem de grandeza.

As fórmulas a serem empregadas para os veículos rígidos, já ajustadas para o caso de pistas de 2 faixas, são as seguintes (Figura 72):

$$S = L_T - L_B$$

$$L_T = \{2 (G_C + G_L) + G_{BD}\} + FD$$

Onde:

S = superlargura total da pista

L_T = largura total em curva de pista de 2 faixas de rolamento

L_B = largura básica estabelecida para a pista em tangente

G_C = gabarito estático do Veículo de Projeto em curva

G_L = gabarito (folga) lateral do Veículo de Projeto em movimento

G_{BD} = gabarito requerido pelo percurso do balanço dianteiro do Veículo de Projeto em curva

FD = folga dinâmica. Folga transversal adicional para considerar a maior dificuldade em manter a trajetória do veículo em curvas, determinada de forma experimental e empírica

Desdobrando as parcelas da fórmula acima, obtém-se:

$$G_c = L_v + (R - \sqrt{R^2 - E^2})$$

Onde:

L_v = largura física do Veículo de Projeto, em m. (Para Veículo de Projeto CO, adota-se $L_v = 2,60\text{m}$)

E = distância entre eixos do Veículo de Projeto, em m. (Para o Veículo de Projeto CO, adota-se $E = 6,10\text{m}$)

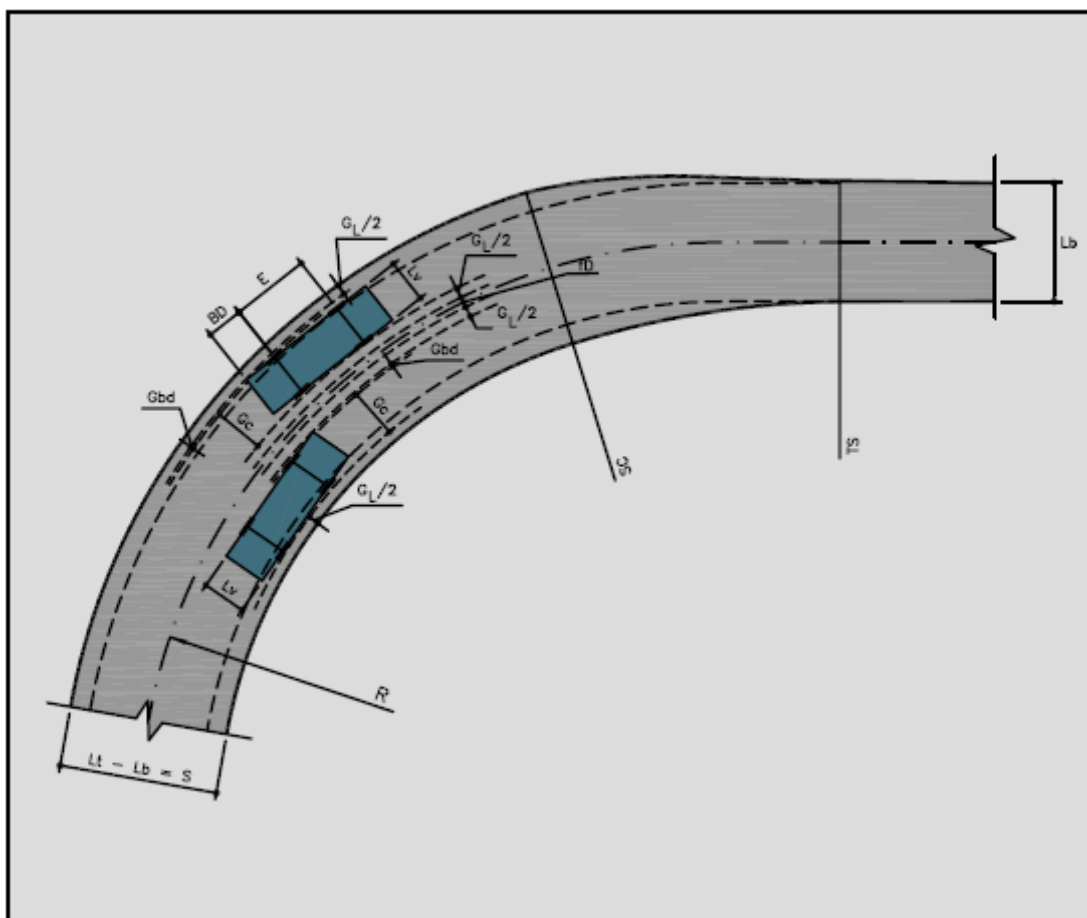
R = raio da curva, em m

Os valores de G_L a serem adotados são os seguintes, em função da largura da pista de rolamento em tangente L_B :

Tabela 56 - Gabaritos Laterais do Veículo de Projeto em Movimento

L_B (m)	6,00/6,40	6,60/6,80	7,00/7,20
G_L (m)	0,60	0,75	0,90

Figura 72 – Elementos Intervinentes no Cálculo da Superlargura



E ainda:

$$G_{BD} = \sqrt{R^2 + BD(2E + BD)} - R$$

Onde:

BD = balanço dianteiro do Veículo de Projeto, em m. (Para o Veículo de Projeto CO, adota-se BD = 1,20m)

E, R, como já definidos.

Quanto à folga dinâmica (FD), pode ser calculada através da expressão:

$$FD = \frac{V}{10\sqrt{R}}$$

Onde:

V = velocidade diretriz, em km/h

R = raio de curva, em m

➤ *Veículos articulados (CVC)*

No caso das CVC, a superlargura depende do raio da curva, do número e localização dos pontos de articulação (pino – rei / quinta roda) e das distâncias entre eixos das unidades que compõem o veículo. O procedimento para o cálculo de superlargura, considerando as CVC, envolve uma certa complexidade e se encontra detalhadamente exposto no *Estudo dos Impactos do Bitrem nas Rodovias Federais Brasileiras – DNIT, 2009*.

A Tabela 57 mostra os valores dos raios acima dos quais é dispensável a superlargura. As Tabelas 58 a 62 apresentam os valores de superlargura arredondados para emprego nos projetos viários. Deve ser observado que a necessidade de superlargura aumenta com o porte do veículo e com a redução da largura básica da pista em tangente.

Os arredondamentos foram feitos para valores múltiplos de 0,10 m, em coerência com a ordem de grandeza das larguras de pista usualmente adotadas e com as imprecisões e o caráter empírico dos fatores intervenientes no cálculo da superlargura.

As tabelas foram elaboradas para as larguras de pista de 6,00 m, 6,60 m e 7,20 m, consideradas representativas, respectivamente, das pistas com larguras de 6,00/6,40 m, 6,60/6,80 m e 7,00/7,20 m, para os veículos de projeto CO e O. Para os veículos CA, BT9 e BTL foram calculadas apenas para as larguras de 6,60 m e 7,20 m. Essas tabelas cobrem a quase totalidade das situações encontradas na prática. Cabe observar que a superlargura exigida pelo veículo BT7 é coberta pela do CA e a exigida pelo CG é praticamente igual à do BTL. Os valores foram calculados para velocidades diretrizes entre 30 km/h e 110 km/h e raios compreendidos entre o raio mínimo e o raio limite prático para a adoção de superlargura. Os elementos fornecidos devem ser utilizados em projetos novos e de melhoramentos, para atender às exigências de maiores larguras nas curvas e orientar soluções que atendam esses veículos.

Convém ressaltar que, embora a pista de 6,00 m, por razões de segurança, seja inadequada para veículos com 2,60 m de largura, existe grande número de vias com essa largura de pista que são trafegadas pelos veículos dos tipos CO e O, motivo pelo qual são apresentadas superlarguras para esses casos. Considera-se inadmissível, nas rodovias com pistas de 6,00 m, a ocorrência de número expressivo de veículos de grandes dimensões, razão pela qual não foram determinadas superlarguras para CVC.

Difícilmente será necessário ou justificável interpolar valores para raios intermediários, especialmente tendo em vista que os próprios valores das tabelas já são arredondados e que os raios

utilizados no cálculo são valores médios representativos da curvatura da pista, não se referindo especialmente à borda ou centro do veículo considerado.

Observe-se que os veículos acrescentados ao conjunto de Veículos de Projeto constantes das normas em vigor, para substituir o veículo SR (semi-reboque de 16,8 m de comprimento), como representativos da atual realidade brasileira, exigem maior superlargura nos trechos em curva que a necessária para o SR, sobretudo as grandes CVC.

**Tabela 57 - Valores dos Raios Acima dos quais é Dispensável a Superlargura
Pistas de 2 Faixas (m)**

Velocidade Diretriz (km/h)	Larg. de Pista de 6,00 m		Largura de Pista de 6,60 m					Largura de Pista de 7,20 m				
	Veículos de projeto		Veículos de projeto					Veículos de projeto				
	CO	O	CO	O	CA	BT9	BTL	CO	O	CA	BT9	BTL
30	3.000	3.000	340	450	600	700	1.000	130	195	260	330	450
40	3.000	3.000	400	550	700	800	1.000	160	220	290	370	500
50	3.000	3.000	550	700	800	1.000	1.000	190	260	330	400	550
60	3.000	3.000	600	800	1.000	1.000	1.500	220	300	380	450	600
70	3.000	3.000	800	1.000	1.000	1.000	1.500	290	340	400	500	600
80	3.000	3.000	1.000	1.000	1.000	1.500	1.500	310	390	450	550	700
90	-	-	1.000	1.000	1.500	1.500	2.000	360	400	500	600	800
100	-	-	1.000	1.500	1.500	2.000	2.000	400	500	550	600	800
110	-	-	1.500	1.500	2.000	2.000	2.500	450	550	600	700	900

**Tabela 60 - Valores de Superlargura para Projetos de Curvas em Trechos Contínuos – Pistas de 2 Faixas (m)
Veículo de Projeto CA – 18,60 m**

Raio (m)	Largura de Pista de 6,60 m									Largura de Pista de 7,20 m								
	Velocidade diretriz (km/h)									Velocidade diretriz (km/h)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	30	40	50	60	70	80	90	100	110
25	5,4									5,1								
30	4,5									4,2								
35	3,9									3,6								
40	3,4									3,1								
45	3,1	3,2								2,8	2,9							
50	2,8	2,9								2,5	2,6							
55	2,6	2,7								2,3	2,4							
60	2,4	2,5								2,1	2,2							
65	2,2	2,3								1,9	2,0							
70	2,0	2,2	2,3							1,7	1,9	2,0						
80	1,8	1,9	2,0							1,5	1,6	1,7						
90	1,6	1,7	1,8							1,3	1,4	1,5						
100	1,5	1,6	1,7							1,2	1,3	2,0						
105	1,4	1,5	1,6	1,7						1,1	1,2	1,3	1,4					
110	1,4	1,5	1,6	1,7						1,1	1,2	1,3	1,6					
120	1,3	1,4	1,5	1,6						1,1	1,1	1,2	1,3					
130	1,2	1,3	1,4	1,5						0,9	1,0	1,1	1,2					
140	1,1	1,2	1,3	1,4						0,8	0,9	1,0	1,1					
145	1,1	1,3	1,3	1,4	1,4					0,8	0,9	1,0	1,1	1,1				
150	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4					0,8	0,9	0,9	1,0	1,1				
160	1,0	1,1	1,2	1,3	1,3					0,7	0,8	0,9	1,0	1,0				
170	1,0	1,1	1,1	1,2	1,3					0,7	0,8	0,8	0,9	1,0				
180	0,9	1,0	1,1	1,2	1,2					0,6	0,7	0,8	0,9	0,9				
190	0,9	1,0	1,0	1,1	1,2					0,6	0,7	0,7	0,8	0,9				
195	0,9	0,9	1,0	1,1	1,2	1,2				0,6	0,6	0,7	0,8	0,9	0,9			
200	0,9	0,9	1,0	1,1	1,1	1,2				0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9			
210	0,8	0,9	1,0	1,0	1,1	1,2				0,5	0,6	0,7	0,7	0,8	0,9			
220	0,8	0,9	0,9	1,0	1,1	1,1				0,5	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8			
230	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	1,1				0,5	0,5	0,6	0,7	0,7	0,8			
240	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,1				0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,8			
245	0,7	0,8	0,9	0,9	1,0	1,1	1,1			0,4	0,5	0,6	0,6	0,7	0,8	0,9		
250	0,7	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1			0,4	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8		
260	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	1,1			0,4	0,5	0,5	0,6	0,7	0,7	0,8		
270	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,1				0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,8		
280	0,7	0,7	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0				0,4	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7		
290	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0				0,4	0,5	0,5	0,6	0,7	0,7		
300	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0					0,5	0,5	0,6	0,6	0,7		
310	0,6	0,7	0,7	0,8	0,9	0,9	1,0					0,4	0,5	0,6	0,6	0,7		
315	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0				0,4	0,5	0,5	0,6	0,7	0,7	
320	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0			0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7
330	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0				0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	
340	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0					0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	
350	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0					0,4	0,5	0,5	0,6	0,7	
360	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9					0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	
370	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9					0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	
380	0,5	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9					0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	
390	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9						0,4	0,5	0,5	0,6	
400	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9					0,4	0,5	0,5	0,6	0,6
450	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9						0,4	0,5	0,5	0,6
500	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8							0,4	0,5	0,5
550	0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8								0,4	0,5
600	0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7	0,7	0,7									0,4
700		0,4	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7									
800			0,4	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6									
900				0,4	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6									
1000				0,4	0,4	0,5	0,5	0,5	0,6									
1500							0,4	0,4	0,5									
2000									0,4									
2500																		
3000																		

**Tabela 61 - Valores de Superlargura para Projetos de Curvas em Trechos Contínuos – Pistas de 2 Faixas (m)
Veículo de Projeto BT9 – 25,00 m**

Raio (m)	Largura de Pista de 6,60 m									Largura de Pista de 7,20 m								
	Velocidade diretriz (km/h)									Velocidade diretriz (km/h)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	30	40	50	60	70	80	90	100	110
25	7,3									7,0								
30	6,1									5,8								
35	5,2									4,9								
40	4,6									4,3								
45	4,1	4,2								3,8	3,9							
50	3,7	3,8								3,4	3,5							
55	3,4	3,5								3,1	3,2							
60	3,1	3,2								2,8	2,9							
65	2,9	3,0								2,6	2,7							
70	2,7	2,8	2,9							2,4	2,5	2,6						
80	2,4	2,5	2,6							2,1	2,2	2,3						
90	2,1	2,2	2,3							1,8	1,9	2,0						
100	1,9	2,0	2,1							1,6	1,7	1,8						
105	1,8	1,9	1,0	2,1						1,5	1,6	1,7	1,8					
110	1,8	1,9	2,0	2,1						1,5	1,6	1,7	1,8					
120	1,6	1,7	1,8	1,9						1,3	1,4	1,5	1,6					
130	1,5	1,6	1,7	1,8						1,2	1,3	1,4	1,5					
140	1,4	1,5	1,6	1,7						1,1	1,2	1,3	1,4					
145	1,4	1,5	1,5	1,6	1,7					1,1	1,2	1,2	1,3	1,4				
150	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7					1,0	1,1	1,2	1,3	1,4				
160	1,3	1,3	1,4	1,5	1,6					1,0	1,0	1,1	1,2	1,3				
170	1,2	1,3	1,8	1,4	1,5					0,9	1,0	1,0	1,1	1,2				
180	1,1	1,2	1,3	1,4	1,4					0,8	0,9	1,0	1,1	1,1				
190	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4					0,8	0,9	0,9	1,0	1,1				
195	1,1	1,1	1,2	1,3	1,3	1,4				0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	1,1			
200	1,0	1,1	1,2	1,3	1,3	1,4				0,7	0,8	0,9	1,0	1,0	1,1			
210	1,0	1,1	1,1	1,2	1,3	1,3				0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0			
220	1,0	1,0	1,1	1,2	1,2	1,3				0,7	0,7	0,8	0,9	0,9	1,0			
230	0,9	1,0	1,1	1,1	1,2	1,3				0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0			
240	0,9	1,0	1,0	1,1	1,2	1,2				0,6	0,7	0,7	0,8	0,9	0,9			
245	0,9	1,0	1,0	1,1	1,1	1,2	1,3			0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0		
250	0,9	0,9	1,0	1,1	1,1	1,2	1,3			0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0		
260	0,8	0,9	1,0	1,0	1,1	1,2	1,2			0,5	0,6	0,7	0,7	0,8	0,9	0,9		
270	0,8	0,9	0,9	1,0	1,1	1,1	1,2			0,5	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9		
280	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1	1,2			0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,9		
290	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	1,1	1,1			0,5	0,5	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8		
300	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1			0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8		
310	0,7	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1			0,4	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8		
315	0,7	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1	1,1		0,4	0,5	0,5	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	
320	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,1	1,1		0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	
330	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1		0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	
340	0,7	0,7	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1			0,4	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	
350	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,1			0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,8	
360	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0			0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	
370	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0			0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	
380	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0				0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	
390	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0				0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	
400	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0			0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7
450	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9				0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6
500	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,9					0,4	0,5	0,5	0,5	0,6
550	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9						0,4	0,5	0,5	0,5
600	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8							0,4	0,5	0,5
700	0,4	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,7								0,5	0,5
800		0,4	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7									0,4
900			0,4	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6									
1000			0,4	0,4	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6									
1500						0,4	0,4	0,5	0,5									
2000								0,4	0,4									
2500																		
3000																		

**Tabela 62 - Valores de Superlargura para Projetos de Curvas em Trechos Contínuos – Pistas de 2 Faixas (m)
Veículo de Projeto BTL – 30,00 m**

Raio (m)	Largura de Pista de 6,60 m									Largura de Pista de 7,20 m								
	Velocidade diretriz (km/h)									Velocidade diretriz (km/h)								
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	30	40	50	60	70	80	90	100	110
25	10,6									10,3								
30	8,7									8,4								
35	7,4									7,1								
40	6,5									6,2								
45	5,8	5,9								5,5	5,6							
50	5,2	5,4								4,9	5,1							
55	4,7	4,9								4,4	4,6							
60	4,4	4,5								4,1	4,2							
65	4,0	4,2								3,7	3,9							
70	3,8	3,9	4,0							3,5	3,6	3,7						
80	3,3	3,4	3,5							3,0	3,1	3,2						
90	3,0	3,1	3,2							2,7	2,8	2,9						
100	2,7	2,8	2,9							2,4	2,5	2,6						
105	2,6	2,7	2,8	2,9						2,3	2,4	2,5	2,6					
110	2,5	2,5	2,6	2,7						2,2	2,2	2,3	2,4					
120	2,3	2,4	2,4	2,5						2,0	2,1	2,1	2,2					
130	2,1	2,2	2,3	2,4						1,8	1,9	2,0	2,1					
140	2,0	2,0	2,1	2,2						1,7	1,7	1,9	1,9					
145	1,9	2,0	2,1	2,1	2,2					1,6	1,7	1,8	1,8	1,9				
150	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2					1,5	1,6	1,7	1,8	1,9				
160	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1					1,4	1,5	1,6	1,7	1,8				
170	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0					1,3	1,4	1,5	1,6	1,7				
180	1,6	1,6	1,7	1,8	1,9					1,3	1,3	1,4	1,5	1,6				
190	1,5	1,6	1,6	1,7	1,8					1,2	1,3	1,3	1,4	1,5				
195	1,5	1,5	1,6	1,7	1,7	1,8				1,2	1,2	1,3	1,4	1,4	1,5			
200	1,4	1,5	1,6	1,6	1,7	1,8				1,1	1,2	1,3	1,3	1,4	1,5			
210	1,4	1,4	1,5	1,6	1,7	1,7				1,1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,4			
220	1,3	1,4	1,5	1,5	1,6	1,7				1,0	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4			
230	1,3	1,3	1,4	1,5	1,5	1,6				1,0	1,0	1,1	1,2	1,2	1,3			
240	1,2	1,3	1,4	1,4	1,5	1,6				0,9	1,0	1,1	1,1	1,2	1,3			
245	1,2	1,3	1,3	1,4	1,5	1,5	1,6			0,9	1,0	1,0	1,1	1,2	1,2	1,3		
250	1,2	1,3	1,3	1,4	1,4	1,5	1,6			0,9	1,0	1,0	1,1	1,1	1,2	1,3		
260	1,1	1,2	1,3	1,3	1,4	1,5	1,5			0,8	0,9	1,0	1,0	1,1	1,2	1,2		
270	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4	1,4	1,5			0,8	0,9	0,9	1,0	1,1	1,1	1,2		
280	1,1	1,1	1,2	1,3	1,3	1,4	1,4			0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	1,1	1,1		
290	1,1	1,1	1,2	1,2	1,3	1,3	1,4			0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1		
300	1,0	1,1	1,1	1,2	1,3	1,3	1,4			0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	1,1		
310	1,0	1,1	1,1	1,2	1,2	1,3	1,3	1,4		0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1	
315	1,0	1,0	1,1	1,2	1,2	1,3	1,3	1,4		0,7	0,7	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1	
320	1,0	1,0	1,1	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4		0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,1	
330	0,9	1,0	1,1	1,1	1,2	1,2	1,3	1,3		0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	
340	0,9	1,0	1,0	1,1	1,1	1,2	1,2	1,3		0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	
350	0,9	1,0	1,0	1,1	1,1	1,2	1,2	1,4		0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	
360	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1	1,1	1,2	1,3		0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	
370	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1	1,1	1,2	1,2		0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	
380	0,8	0,9	0,9	1,0	1,1	1,1	1,2	1,2		0,5	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	
390	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1	1,1	1,2		0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	
400	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1	1,1	1,2	1,2	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9
450	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1	1,1	0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8
500	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	1,0		0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,7
550	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	1,0			0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7
600	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,9	0,9				0,4	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
700	0,5	0,6	0,6	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8					0,4	0,5	0,5	0,5	0,5
800	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7	0,7	0,7	0,8						0,4	0,4	0,4	0,5
900	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7	0,7	0,7									0,4
1000	0,4	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7									
1500				0,4	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5									
2000							0,4	0,4	0,5									
2500									0,4									
3000																		

– *Pistas com mais de duas faixas*

No caso em foco, caberia majorar proporcionalmente os valores de superlargura, para considerar a maior largura da pista.

A experiência prática revela, entretanto, que a soma das folgas já contidas na largura básica das faixas de rolamento, especialmente considerando a improbabilidade de emparelhamento de 3 ou 4 caminhões ou ônibus, ainda mais com as dimensões máximas do Veículo de Projeto (principalmente a distância entre eixos), reduziria em parte as necessidades de superlargura.

O critério recomendado, nesta hipótese, é o de multiplicar os valores tabelados por 1,25, no caso de pistas com três faixas e por 1,50, no caso de pistas com quatro faixas, arredondando conforme conveniente.

No caso de pistas de duas faixas dotadas de faixas auxiliares (3ª faixa ascendente, faixas de aceleração, desaceleração, conversão, entrelaçamento) é dispensável considerar essa faixa no cômputo da superlargura, especialmente quando acompanhada por acostamento ou faixa de segurança pavimentada.

c) Disposição da superlargura

– *Pistas de duas faixas*

A superlargura adotada pode ser disposta metade para cada lado da pista (alargamento simétrico) ou integralmente de um só lado da pista (alargamento assimétrico), convindo realçar que o veículo, ao se posicionar para percorrer a curva, tende a se deslocar para o lado interno da mesma sem previamente procurar compensar tal tendência com um leve movimento para o lado externo.

➤ *Alargamento simétrico da pista (Figura 73)*

Quando a curva em foco é dotada de curva de transição (e todas as curvas que requerem superlargura possuem raios que requerem também curvas de transição), deve ser aproveitada, sempre que possível, a gradual passagem de tangente para curva circular para, também, introduzir a superlargura, cujo valor total deve ser mantido ao longo do trecho circular. Neste caso, deve ser aplicada metade da superlargura para cada lado da pista.

Se o eixo projetado se situa no centro da pista em tangente, continuará no centro da pista no trecho de transição e no trecho circular. Igual consideração se aplica à sinalização horizontal e mesmo, por motivos de condução ótica, à junta longitudinal de construção da pavimentação (especialmente de placas de concreto).

Alargamento assimétrico da pista (Figura 74)

Em alguns casos, conviém alargar a pista para um só lado, desejavelmente correspondendo ao lado interno da curva. Esses casos ocorrem condicionados por problemas executivos ou de aproveitamento da faixa de domínio, bem como por ocasião do emprego de curva circular simples sem transição. O eixo de projeto se situará assimetricamente em relação ao centro da pista. Por sua vez, a sinalização horizontal deve ser disposta no centro da pista alargada e não coincidente com o eixo do projeto. Consideração análoga, igualmente por motivos de condução ótica, deve ser desejavelmente aplicada à junta longitudinal de construção do pavimento.

Figura 73 – Exemplo de Superlargura Obtida por Alargamento Simétrico da Pista

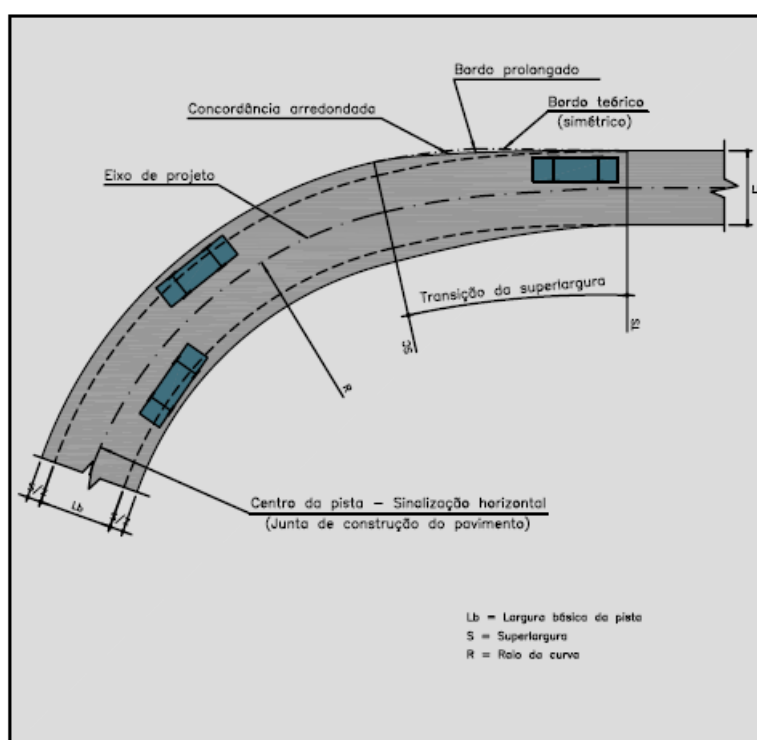
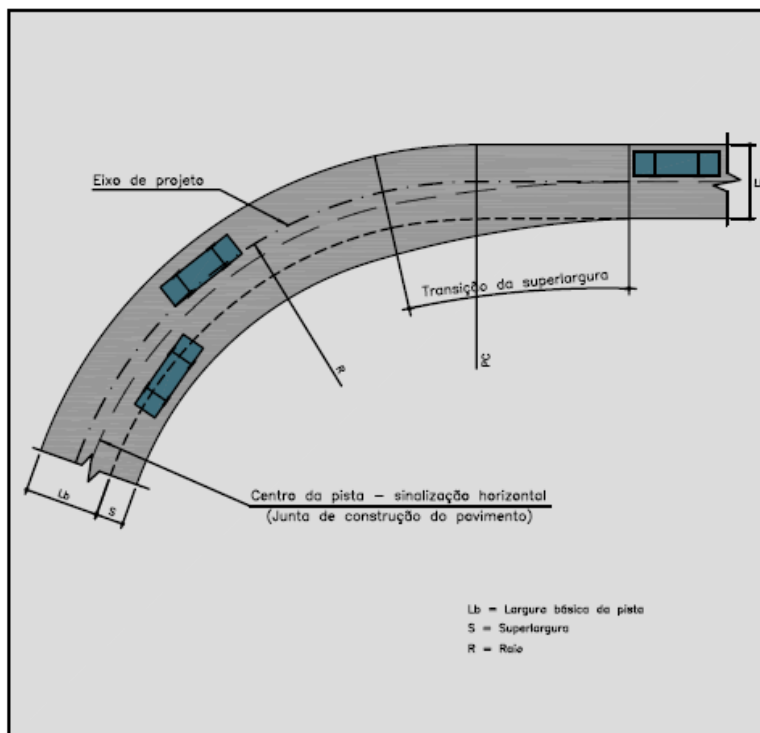


Figura 74 – Exemplo de Superlargura Obtida por Alargamento Assimétrico da Pista



– *Pistas com mais de duas faixas*

São aqui abordados critérios adicionais, a serem considerados em pistas com largura maior que a usual.

Em termos amplos, pistas desse tipo abrangem dois casos:

- Pistas de mão dupla, com quatro ou mais faixas de rolamento;
- Pistas de mão única, normalmente constituindo uma das pistas de uma rodovia com duas ou mais pistas, frequentemente dotadas de canteiro central.

Em ambos os casos, em linhas gerais, valem os princípios enunciados anteriormente. A superlargura total deve ser distribuída pelas faixas de rolamento em proporções iguais. Sinalização horizontal e juntas de construção do pavimento devem coincidir com os limites entre as faixas de rolamento.

No caso de pistas de mão única separadas por canteiro central (Figura 75), usualmente este deve ter sua largura mantida constante, seja por considerações de ordem estética, seja por não se dispor de largura suficiente para estreitá-lo. Nessas situações, o alargamento da pista para proporcionar a superlargura deve ser assimétrico, para o lado oposto ao canteiro central.

Ocorrendo, ainda, a existência de via marginal, separada da pista principal por um canteiro lateral, sendo rigidamente fixa a largura disponível de domínio, como no caso em trechos com urbanização adjacente, as possibilidades de disposição de superlargura devem ser cuidadosamente estudadas, utilizando então, judiciosamente, as disponibilidades de canteiro central, acostamento e canteiro lateral.

Cabe observar que, normalmente, não há necessidade de prever larguras diferentes para as faixas de rolamento nos lados internos e externos da curva, mesmo no caso de raios sensivelmente pequenos, sendo consideradas irrelevantes as diferenças que seriam obtidas.

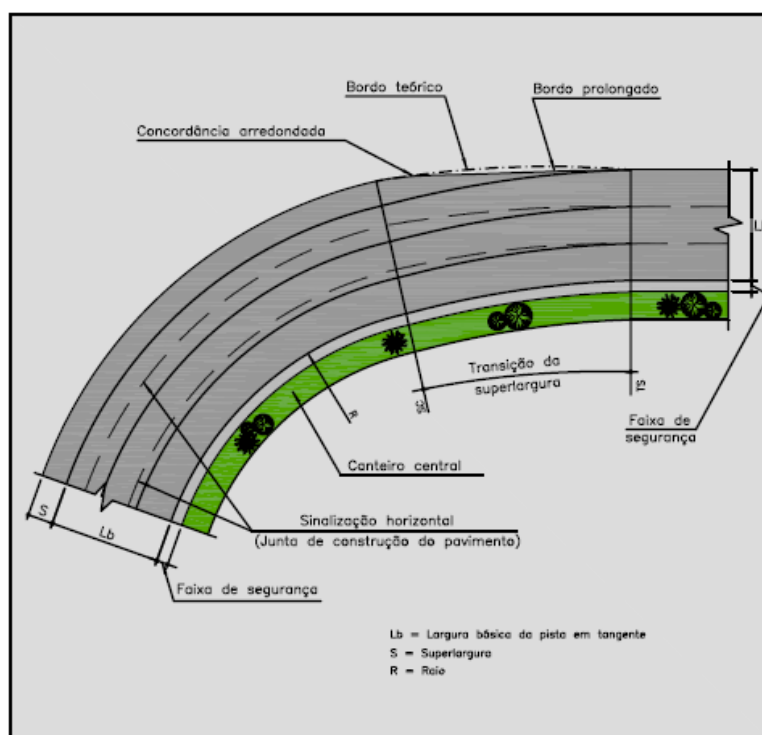
d) Transição da superlargura

Em complemento aos processos descritos para implantação da superlargura cabem algumas observações de caráter geral.

No caso de curvas circulares dotadas de transição, o alargamento deve ser feito ao longo dos trechos de transição. No TS (passagem da tangente para a curva de transição), o alargamento será nulo; no SC (passagem da curva de transição para a curva circular), será atingido o valor máximo do alargamento. Entre esses dois extremos deve-se adotar variação linear.

Por motivos de aparência visual, bem como por constituir uma trajetória antinatural, é desejável evitar-se um alinhamento sinuoso (reverso) para a borda da pista do lado externo da curva no trecho inicial da curva de transição quando do alargamento simétrico da pista. Assim, deve ser prolongado o alinhamento tangente dessa borda da pista, até o ponto onde intercepta o alinhamento simétrico (em relação à borda do lado interno) primitivamente obtido para a borda, em decorrência do simples crescimento linear da largura da pista. A consequente insuficiência (de pequena monta) de superlargura no trecho inicial da transição pode, normalmente, ser desprezada, tendo em vista o próprio comprimento do veículo, especialmente se os comprimentos de transição forem longos e adequados à velocidade diretriz e a extensão onde se verifica essa insuficiência for uma fração da transição total.

Figura 75 – Exemplo de Superlargura em Pistas Separadas por Canteiro Central



No caso de curvas circulares simples, embora se tratando de elementos desvinculados, por uma questão de coerência e para evitar multiplicidade de critérios, faz-se coincidir a transição da superlargura e a transição da superelevação. Ademais, os comprimentos de transição da superelevação proporcionam, também, transições adequadamente suaves para a largura da pista.

Geralmente, o alargamento da pista de rolamento para obtenção da superlargura obedece a uma taxa de variação linear. Porém, onde se verificar uma combinação geométrica desfavorável, por exemplo, em trechos (geralmente situados em regiões montanhosas) onde forem adotadas curvas com raios muito pequenos e curvas de transição mínimas, bem como uma pista de rolamento com largura reduzida, pode ser conveniente estabelecer um critério que permita obter grandes alargamentos, já no início do trecho de transição entre tangente e curva circular.

Em qualquer situação, é desejável, por motivos de aparência visual, suavizar as quebras do alinhamento das bordas das pistas nos pontos de início e término do alargamento, introduzindo curvas de arredondamento de extensões não inferiores a 10 m.

5.4.4 Gabarito horizontal

Rodovias com acostamentos e canteiros centrais largos e taludes suaves têm sua segurança muito favorecida e proporcionam uma sensação de liberdade que aumenta o conforto de dirigir. Postes,

pilares, árvores, dispositivos de drenagem, defensas, muretas, muros (principalmente de arrimo), prédios, placas de sinalização, guarda-corpos, meios-fios, taludes de corte, cercas vivas etc., quando situados muito próximos da pista, constituem pontos de perigo em potencial e de restrição psicológica. Essas restrições estimulam os motoristas a se afastarem, contribuindo para diminuir a capacidade da via. De fato, muitos motoristas se desviam de sua trajetória normal ou reduzem abruptamente sua velocidade naqueles locais onde se verificam restrições ao percurso, sejam reais ou apenas aparentes. Obstáculos de pequena altura e obstáculos contínuos exercem menores influências e restrições sobre o motorista, sendo menos perigosos e exigindo menores afastamentos.

Não devem ser permitidos quaisquer obstáculos, inclusive protuberâncias rochosas, ou defensas, invadindo o acostamento. Outrossim, as larguras estabelecidas para os elementos da seção transversal não devem sofrer reduções para acomodar obstáculos laterais. A situação mais desejável é aquela em que qualquer obstáculo se encontra suficientemente afastado (0,50 m como mínimo absoluto) da borda da largura normal pavimentada (pista + acostamento), de modo a evitar que um veículo descontrolado colida com o obstáculo. Nos casos onde for absolutamente inexecutável, por motivos técnicos e/ou econômicos, atender a esse critério, poderão ser adotados acostamentos menores, distando ainda sua borda no mínimo, 0,50 m do obstáculo. Quando houver defensas protegendo um obstáculo fixo, devem se situar afastadas do obstáculo o suficiente para atender à sua deflexão em caso de batida. Essas recomendações se aplicam, também, a eventuais faixas auxiliares, acrescentadas por motivo de entrecruzamento ou capacidade ou para facilitar os movimentos de desaceleração/aceleração em interseções.

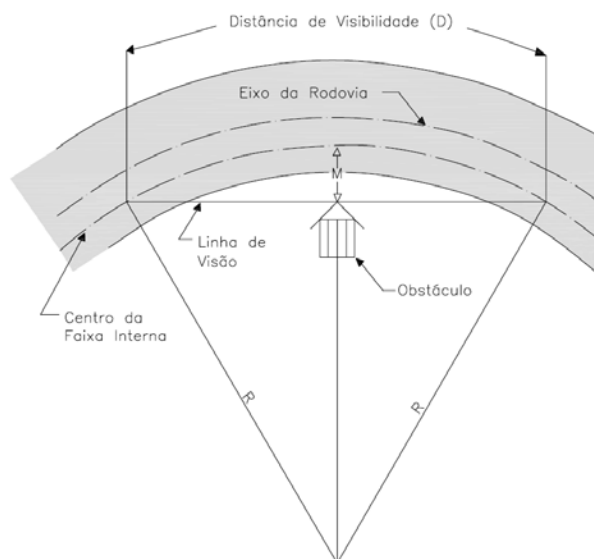
Para atender às necessidades de visibilidade em curva, podem ser necessários maiores afastamentos. Em curvas, a linha de visão do motorista deve poder acompanhar, sem obstruções visuais, a corda do arco de curva, até interceptar a pista em um ponto à frente do veículo a uma distância igual à distância de visibilidade de parada ou, onde for o caso, à distância de visibilidade de ultrapassagem (Figura 76). A Figura 76A trata do caso de um obstáculo isolado e a Figura 76B corresponde ao caso especial de obstrução constituída por taludes de corte no lado interno da curva. Admitindo pouca ou nenhuma curvatura vertical, em trechos curvos normalmente a linha de visão do motorista é mais próxima do talude de corte no ponto médio entre o motorista e o objeto. Desta forma, o afastamento necessário pode ser obtido a uma altura de 0,84 m (média das alturas dos olhos do motorista (1,08 m) e de um objeto sobre a pista (0,60 m)).

A distância de visibilidade horizontal pode ser medida com um gabarito, conforme indicado na Figura 77. A obstrução do talude de corte é definida por uma linha ligando pontos do talude de corte à altura de 0,84 m acima da superfície de rolamento. Para verificação numérica deve-se dispor

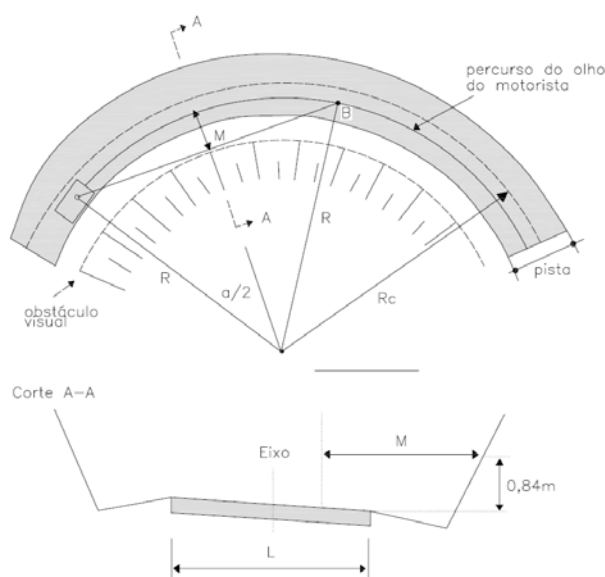
do projeto horizontal e considerar a posição do motorista no centro da faixa mais próxima do obstáculo.

No caso do trecho se situar em uma curva vertical convexa, é necessário que se verifique separadamente se a distância de visibilidade vertical já está atendida, conforme consta da Figura 77.

Figura 76 – Distância de Visibilidade em Curvas Horizontais

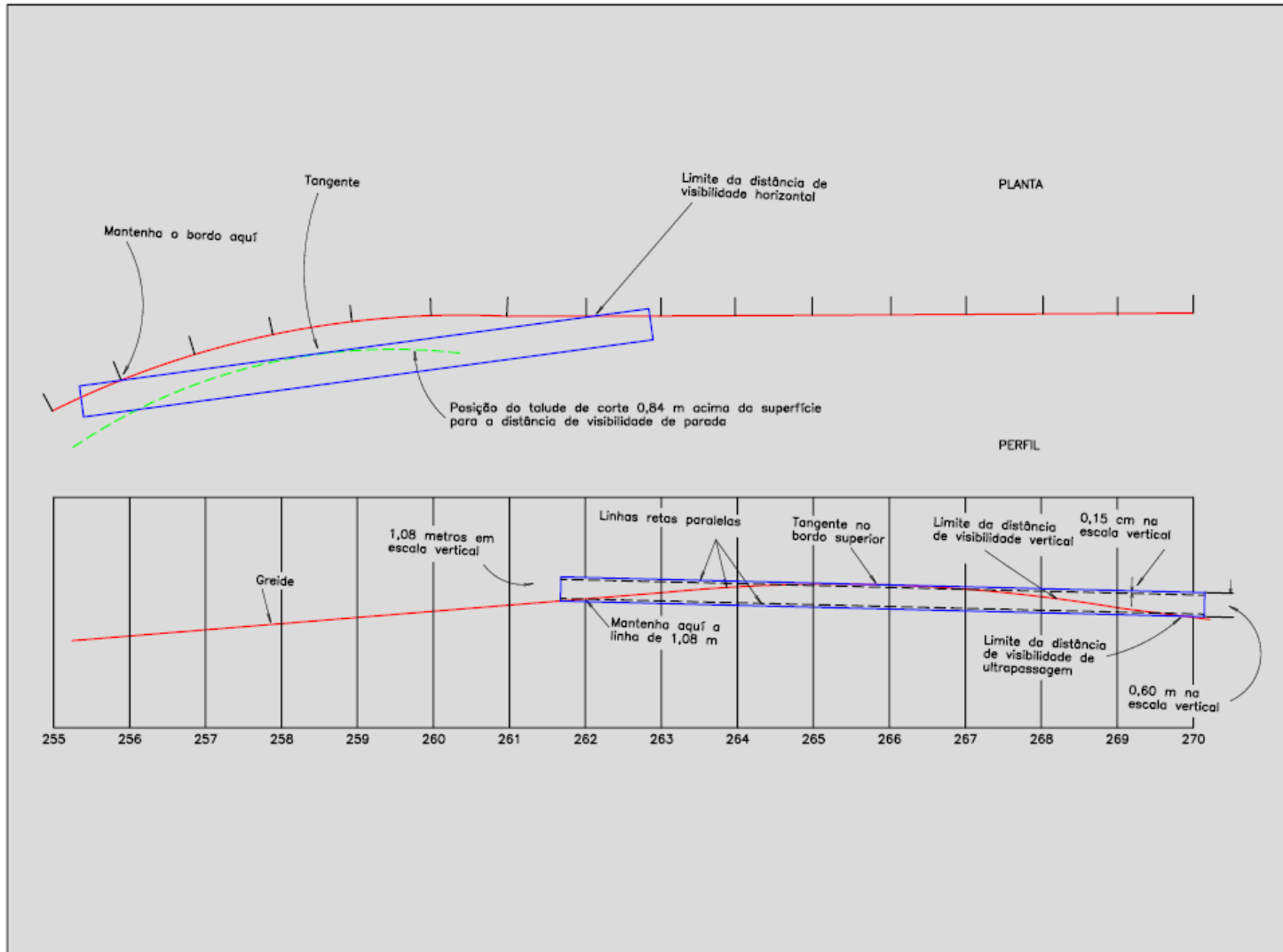


A – Obstrução Lateral Causada por Obstáculo Isolado



B – Obstrução Lateral Causada por Talude de Corte

Figura 77 – Utilização do Gabarito de Visibilidade



A Tabela 63 orienta sobre os valores mínimos a serem adotados para assegurar um adequado afastamento de obstáculos fixos nos trechos em tangente.

Tabela 63 – Afastamentos Mínimos dos Obstáculos Fixos em Trechos em Tangente

Obstáculos	Afastamentos (m)
– <i>Obstáculos isolados (pilares, postes, protuberâncias rochosas etc.).</i>	
• Afastamento da borda do acostamento ou do meio-fio	0,50 (i/ii)
– <i>Obstáculos contínuos (muros, paredes, barreiras etc.)</i>	
• Afastamento da borda do acostamento ou do meio-fio	0,30 (i/ii)
– <i>Obstáculos isolados ou contínuos, com fluxo de pedestres</i>	
• Afastamento da borda do acostamento ou do meio-fio	1,50 (iii)
– <i>Meio-fio intransponível contínuo</i>	
• Afastamento da borda da pista de rolamento	0,30 (iv)
– <i>Meio-fio intransponível sem continuidade – idem</i>	0,50
– <i>Viadutos e elevados</i>	
• Afastamento de prédios vizinhos	4,00
– <i>Viadutos e elevados com pistas superpostas - idem</i>	6,00

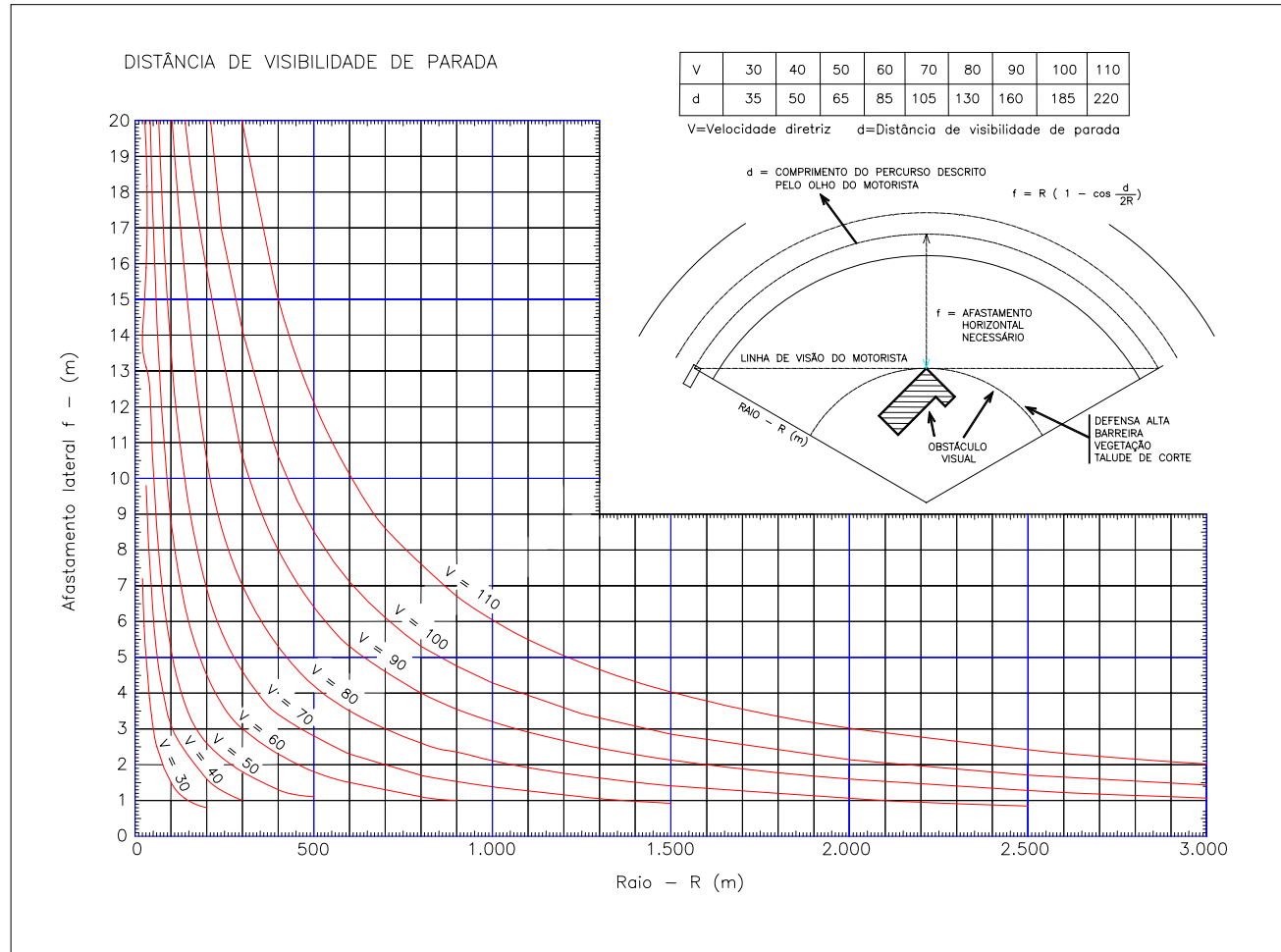
Obs: Para trechos curvos, verificar as necessidades específicas, empregando a Figura 78.

- i) Em casos especiais, os obstáculos podem se situar na borda do acostamento.
- ii) Em caso de não haver acostamento nem meio-fio adotar 0,50 m de afastamento.
- iii) De preferência, dimensionar em função do fluxo.
- iv) Não inferior, porém, à largura da sarjeta.

A Figura 78 apresenta, em forma de gráfico, os afastamentos necessários para os diversos raios de curvatura, considerando as distâncias mínimas de visibilidade de parada. Os valores dos afastamentos da linha horizontal de visão derivam do esquema geométrico e da equação constantes da figura. Os valores assim obtidos só se aplicam no caso do desenvolvimento circular ser superior à distância de visibilidade: motorista e objeto situados ambos no trecho circular. Em caso contrário (um ou outro dos elementos citados se encontram na tangente, ou outra curva, que antecede ou sucede a curva em foco), os valores necessários podem ser menores e devem ser verificados graficamente em planta. Em qualquer hipótese, porém, os valores a adotar não podem ser inferiores aos da Tabela 63.

Onde houver acostamentos, estes muitas vezes proporcionam o afastamento necessário. Onde tal não ocorrer, outras medidas devem ser tomadas, tais como, por exemplo, alargar os cortes, afastar

**Figura 78 – Afastamento Lateral de Obstáculos em Curvas Horizontais
(Distância mínima de visibilidade de parada)**



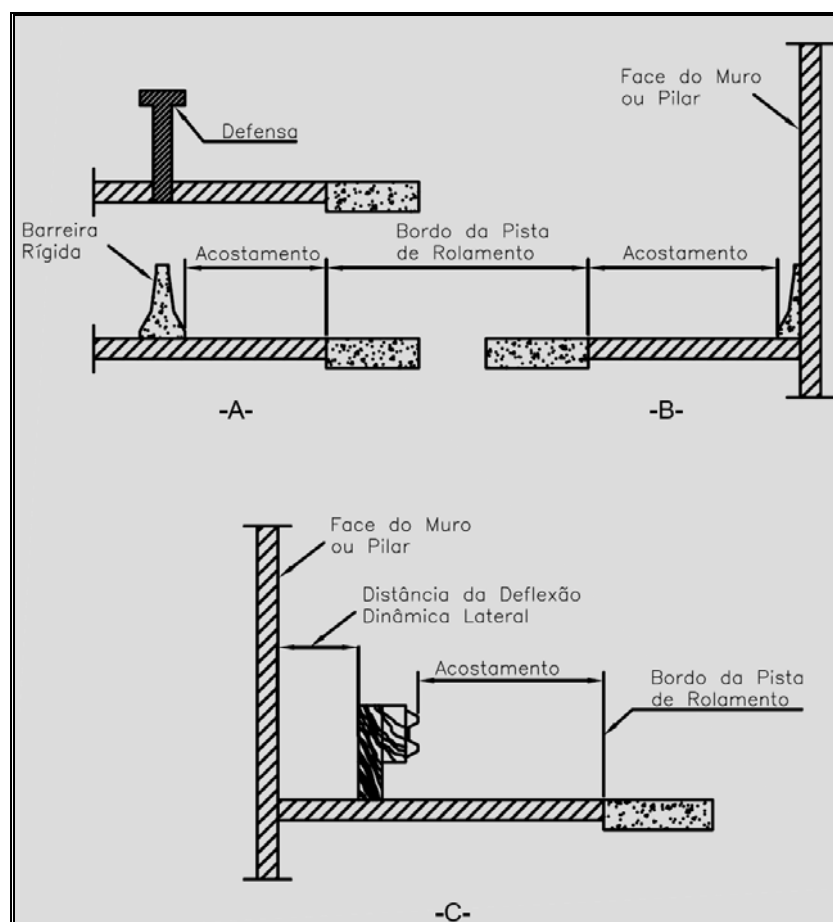
obstáculos, adotar raios de curva maiores ou, no caso de pistas duplas, deslocar nos trechos curvos a defesa ou separador situados no canteiro em direção ao centro da curva.

Os critérios a seguir referem-se principalmente a passagens inferiores e a situações restritas.

a) Vias expressas

Os aspectos estruturais influenciam o projeto geométrico desde sua concepção e devem ser definidos já no estágio inicial de projeto. Além dos fatores de segurança, estética e interferência com a drenagem, a largura total da plataforma, a esconsidade e o custo da solução estrutural e construtiva influem na escolha da forma e disposição dos vãos dos viadutos e, portanto, no número e localização dos pilares. A Figura 79 mostra a disposição dos elementos da seção transversal em passagens inferiores. A borda externa do acostamento dista da face do pilar a largura da barreira de concreto integrada ao muro ou pilar à direita. Meios-fios contínuos ficam situados na borda do acostamento.

Figura 79 - Elementos da Seção Transversal em Passagens Inferiores



Geralmente, as larguras estabelecidas para os elementos da seção transversal não devem sofrer reduções para acomodar obstáculos laterais. Nos casos onde esta necessidade não for contornável, por razões técnicas e econômicas, os acostamentos podem ser reduzidos até seus valores mínimos, distando ainda sua borda cerca de 0,50 m do obstáculo.

No caso de passagens subterrâneas ou túneis, ou ainda de longos muros de arrimo, embora sendo desejável manter as larguras dos acostamentos, estes podem ser reduzidos até 0,50 m de cada lado. Entretanto, deve-se frisar que essa situação mínima não é desejável. Em qualquer caso, obstáculo de caráter contínuo deve distar pelo menos 0,30 m do limite da faixa designada como acostamento, de preferência 0,80 m, mesmo na ausência de meio-fio. Sobre viadutos, aplicam-se considerações análogas.

Trechos de vias expressas sobre viadutos devem proporcionar um afastamento mínimo entre o guarda-corpo do viaduto e os prédios adjacentes, de modo a permitir:

- Espaço para manutenção e reparos dos viadutos e das edificações;
- Espaço para evitar dano por fogo;
- Espaço para instalar escadas e outros equipamentos para combate de incêndios em andares mais elevados, a partir da rua.

Nos trechos em curva, o espaço deve ser suficiente para garantir a distância de visibilidade necessária. Um afastamento de 4,00 a 6,00 m é recomendado para atender a essas necessidades. Sem essa distância, o uso de equipamentos de combate ao fogo, tais como escadas elevadas mecanicamente, pode ser prejudicado. Algumas dessas unidades podem ser operadas a partir da via elevada. No caso de estruturas com pistas superpostas, é desejável um afastamento superior a 6,00 m.

b) Vias arteriais

Em princípio, valem as recomendações descritas para vias expressas. As principais diferenças se referem à presença normal de meios-fios e calçadas para pedestres e à ausência de acostamentos.

A reserva de espaço livre lateral deve ser incluída no projeto das vias urbanas arteriais, sempre que for viável. Em trechos com meios-fios, essa reserva é frequentemente inexequível, principalmente em áreas densamente desenvolvidas ou com restrições de faixa de domínio. Nessas áreas, um espaço livre de 0,5 m (ou mais largo, se possível) entre a face do meio-fio e qualquer obstáculo deve ser mantido. Esse valor mínimo deve ser de 1,0 m, próximo a curvas de giro de interseções e

saídas ou entradas na via, pois normalmente é suficiente para que os balanços dianteiro e traseiro de um caminhão não atinjam um obstáculo.

Meios-fios convencionais contínuos devem ficar afastados pelo menos 0,30 m da borda da pista. Trechos de meios-fios dispostos intermitentemente ficam afastados de 0,60 m. Calçadas entre meios-fios e muros de arrimo ou guarda-corpos, em condições restritas, mas com previsão de circulação normal de pedestres, deverão ter uma largura mínima de 1,50 m. Devem ser dimensionadas, de preferência, em função do fluxo de pedestres. Pilares devem ficar pelo menos 0,50 m afastados do limite da calçada.

c) Ramos

Ramos de uma faixa e muitos dos de duas faixas geralmente não devem ter nem acostamentos nem calçadas. Os afastamentos devem, então, se referir à borda da superfície trafegável do ramo. Faces de pilares devem, desejavelmente, manter um afastamento de 1,50 m da borda. Tratando-se de muros de arrimo ou cortes íngremes, estes devem distar, pelo menos, 0,80 m, em tangente. Havendo acostamentos, prevalecem as observações feitas para vias expressas.

No que se refere ao atendimento de ultrapassagens, cabe observar que a distância mínima de visibilidade de ultrapassagem, em uma via de duas faixas e dois sentidos de percurso, é cerca de quatro vezes a distância de visibilidade de parada. Para atender a esses valores, as áreas de visão desimpedida na parte interna das curvas teriam larguras muito acima das exigidas para simples parada. A equação apresentada na Figura 78 pode ser aplicada, mas tem valor prático limitado, exceto em curvas muito longas. Uma tabela organizada a partir dessa equação serviria apenas para demonstrar que só se podem conseguir distâncias de visibilidade de ultrapassagem em curvas de raios muito elevados.

5.5 ALINHAMENTO VERTICAL

5.5.1 Rampas

As características de cada tipo de via devem ser tais que estimulem os motoristas a manter um padrão uniforme de operação em todos os seus trechos. Os valores e as extensões das rampas podem influenciar diretamente as características operacionais de uma via urbana.

Em áreas densamente urbanizadas, as condicionantes urbanísticas restringem de tal maneira o traçado em planta, que muitas vezes o greide resultante deve ser simplesmente aceito. Porém, em áreas de menor densidade e sempre que for viável, as rampas devem ser as mais suaves possíveis.

Mesmo assim, rampas íngremes curtas podem tornar-se necessárias para diminuir a extensão de obras-de-arte importantes, poupar aquelas existentes ou possibilitar um arranjo mais favorável de cruzamentos sucessivos em desnível. Onde não for possível contornar a necessidade de rampas mais íngremes em maiores extensões, deve ser procedida uma análise da capacidade específica para o trecho, objetivando determinar a necessidade de uma faixa de rolamento adicional.

a) Vias expressas

No caso de vias expressas, a rampa máxima desejável será de 3%. Onde forem necessárias rampas mais íngremes, estas não devem ultrapassar os 5%. Entretanto, em trechos onde a conjugação de fatores topográficos e urbanísticos, ou ainda o fato desse trecho anteceder uma via de padrão inferior, impuserem uma redução da velocidade diretriz e conseqüentemente dos raios de curvatura, a rampa máxima pode ser de 6%, respeitada a coerência com os outros elementos de projeto. Por sua vez, a questão da rampa mínima prende-se essencialmente ao aspecto de drenagem da pista, principalmente quando esta é limitada lateralmente por meios-fios. A rampa mínima desejável é de 0,5%. O valor mínimo absoluto da rampa pode ser de 0,35%. Fica contornada assim a influência de recalques diferenciais, de desnivelamentos construtivos e do desgaste natural da superfície de rolamento. Casos extremos podem ser considerados, desde que atendidas as dificuldades adicionais de drenagem da pista.

b) Vias arteriais

Nos casos de vias arteriais, por se situarem geralmente em áreas urbanizadas ou aproveitarem vias já existentes, há menos oportunidades de suavizar o greide. Mesmo assim, havendo possibilidades, é desejável que este fique limitado a 5% ou, no máximo, a 6%, onde a velocidade diretriz for da ordem de 80 km/h. Para velocidades de 60 a 50 km/h, em terrenos planos e ondulados os valores podem atingir 7-8 e 8-9%, respectivamente. Entretanto, é desejável, em qualquer caso, não ultrapassar os 6%, uma vez que valores mais elevados já causam sensíveis restrições de capacidade, baixam o padrão global da via e afetam significativamente os serviços de ônibus que certamente a utilizam. Nessas condições, a extensão da rampa deve ser reduzida ao mínimo possível e devem ser esgotadas as possibilidades de utilizar um percurso menos acidentado para a implantação da arterial, ou de operá-la em duas vias de mão única. No caso de mão dupla, deve ser cuidadosamente determinada a necessidade de divisão assimétrica da faixa de domínio disponível, para proporcionar maior largura de pista no sentido ascendente.

c) Ramos

No caso de interconexões, são admissíveis condições mais severas de projeto, em consequência da maior predisposição do motorista em aceitar uma rampa mais acentuada, combinada a um traçado menos fluente. A escolha da rampa máxima está condicionada, em cada caso, às velocidades de projeto fixadas para o ramo e à composição do tráfego. Valores mais elevados que os apresentados na Tabela 65 são admissíveis em curtas extensões, por exemplo, se contribuírem para aceleração ou desaceleração dos veículos onde for necessário ou, ainda, se o ramo tiver volumes muito baixos e reduzida participação de veículos comerciais.

Entretanto, são desejáveis valores de rampa tão baixos quanto possam ser justificáveis, principalmente em ramos com velocidades de projeto mais altas e elevados volumes de tráfego, com uma alta percentagem de veículos comerciais, objetivando minimizar as condições, já por si, mais restritas de projeto, sem, outrossim, alongar demasiadamente o ramo. As condições em planta e perfil influenciam-se mutuamente e sua conjugação deve ser otimizada. Assim, por exemplo, um greide muito íngreme, especialmente quando descendente, não deve anteceder imediatamente um local de parada obrigatória ou as curvas mais fechadas do ramo.

Para ramos direcionais ou com velocidades iguais ou superiores a 70 km/h ou, ainda, ramos em geral com maior participação de caminhões e ônibus, deverão valer as condições gerais de vias expressas, com valores máximos até 5%, de preferência até 4%.

Ramos semidirecionais, geralmente associados a velocidades diretrizes de 50-60 km/h, terão rampa máxima até 6%. Aqui devem, de preferência, ser enquadradas também as alças, com velocidades diretrizes geralmente de 40 km/h, para compensar o ângulo central muito grande.

Em princípio, os greides dos ramos devem estar diretamente relacionados com a velocidade de projeto. Essa velocidade, porém, é uma indicação geral dos padrões que devem ser usados, devendo o greide de um ramo que tem velocidade diretriz elevada ser mais suave que o greide dos ramos com velocidade diretriz baixa. Como critério geral, recomenda-se que os greides em aclive dos ramos com velocidades de projeto de 70 a 80 km/h sejam limitados em 3 a 5%. Quando for exigido pelas condições topográficas, podem ser utilizados greides mais fortes do que os recomendados. Nos ramos de mão única com greides em declive, devem ser mantidos os mesmos limites, que podem ser 2% maiores em casos especiais.

Para maiores detalhes deve ser consultado o *Manual de Projeto de Interseções* do DNIT, em sua edição mais recente.

A Tabela 64, a seguir, resume os valores máximos recomendados para as diferentes categorias de vias urbanas, em função da velocidade diretriz e tipo de terreno. A Tabela 65, por sua vez, apresenta as rampas máximas para os ramos de interseções em função da velocidade de projeto. É importante frisar que, na medida do possível, esses valores máximos deverão ser evitados. A rampa mínima necessária para fins de drenagem deve ser de 0,35% e, desejavelmente, de 0,5%, especialmente no caso de pistas dotadas de meios-fios.

Tabela 64 - Rampas Máximas para Vias Urbanas (%)

Categoria da via	Relevo	Velocidade diretriz (km/h)						
		50	60	70	80	90	100	110
Vias expressas *	Plano				4	4	3	3
	Ondulado				5	5	4	4
	Montanhoso				6	6	6	5
Vias arteriais	Plano	8	7	6	6			
	Ondulado	9	8	7	7			
	Montanhoso	11	10	9	9			

*Greides 1% mais elevados podem ser adotados em terreno montanhoso ou em áreas urbanas com faixas de domínio muito restritas.

Tabela 65 – Rampas Máximas para Ramos (Critério geral)

Velocidade de projeto (km/h)	30-40	40-50	50-70	70-80
Rampa máxima	6% - 8%	5% - 7%	4% - 6%	3% - 5%

Obs:

- i) Em casos especiais, nos ramos de mão única em declive, os valores podem ser 2% maiores.
- ii) Quando as condições topográficas exigirem, greides mais fortes que os recomendados podem se usados.

5.5.2 Curvas verticais

A função das curvas verticais é concordar as tangentes verticais dos greides. Normalmente, são adotadas parábolas simples do 2º grau. Essas parábolas são definidas pelo seu parâmetro de curvatura K, que traduz a taxa de variação da declividade longitudinal na unidade do comprimento, estabelecida para cada velocidade. O valor de K representa o comprimento da curva no plano horizontal, em metros, para cada 1% de variação na declividade longitudinal. Os comprimentos L das curvas de concordância vertical são obtidos multiplicando os valores do parâmetro K pela diferença algébrica A, em percentagem, das rampas concordadas, ou seja, $L = K A$. Para facilidade de cálculo e locação, os valores adotados para L são geralmente arredondados para múltiplos de 20 m.

Convém observar que não se costuma usar parábolas compostas em trechos contínuos, mas apenas em interseções, em casos especiais. Caso surja a conveniência de sua aplicação, pode ser consultado o *Manual de Projeto de Interseções* do DNIT, que contém os elementos necessários para projeto.

Os valores de K podem ser estabelecidos levando em conta diferentes critérios, os quais são apresentados a seguir.

a) Critério da distância de visibilidade de parada

Com relação aos critérios a serem adotados para a determinação da distância de visibilidade de parada, convém fazer as seguintes observações.

A altura dos olhos do motorista constante do *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais* – DNER, 1999 é de 1,10 m, mas o Manual já mencionava o valor sugerido pela AASHTO de 1,07 m como mais representativo dessa altura, para atender à tendência de redução das alturas dos veículos. A altura do objeto constante do Manual é de 0,15 m. Esse baixo valor, que era recomendado pela AASHTO nas suas edições mais antigas, representava uma avaliação empírica de possíveis objetos a serem encontrados na rodovia. Atualmente a AASHTO recomenda que se adote o valor de 0,60 m, altura média das lâmpadas traseiras dos veículos. Esse valor foi baseado no trabalho de Fambro, Fitzpatrick e Koppa (*Determination of Stopping Sight Distances – NCHRP Report 400*, 1997), o qual indica que virtualmente não ocorrem acidentes envolvendo objetos na faixa de 0,10 a 0,15 m e que a maioria das colisões envolve objetos de pelo menos 0,60 m de altura incluindo, predominantemente, outros veículos e, em menor número, pedestres, ciclistas e animais.

A base para a seleção de 0,60 m para a altura do objeto foi a identificação do tamanho do objeto que potencialmente pode ser encontrado na rodovia e na habilidade de um motorista em perceber e reagir em tais situações. Considera-se que a altura de 0,60 m é representativa de um objeto que envolve risco para o motorista e pode ser reconhecido a tempo de parar antes de atingi-lo. Objetos menores que 0,60 m resultariam em concordâncias verticais mais longas sem benefícios de segurança devidamente comprovados. A altura menor que 0,60 m pode aumentar substancialmente os custos de construção, por exigir em muitos casos escavação adicional para as curvas verticais mais longas. É duvidoso que a habilidade do motorista em perceber situações envolvendo risco de colisão seja aumentada, porque as distâncias de visibilidade de parada para alta velocidade são muito grandes e estão além da capacidade da maioria dos motoristas detectarem pequenos objetos.

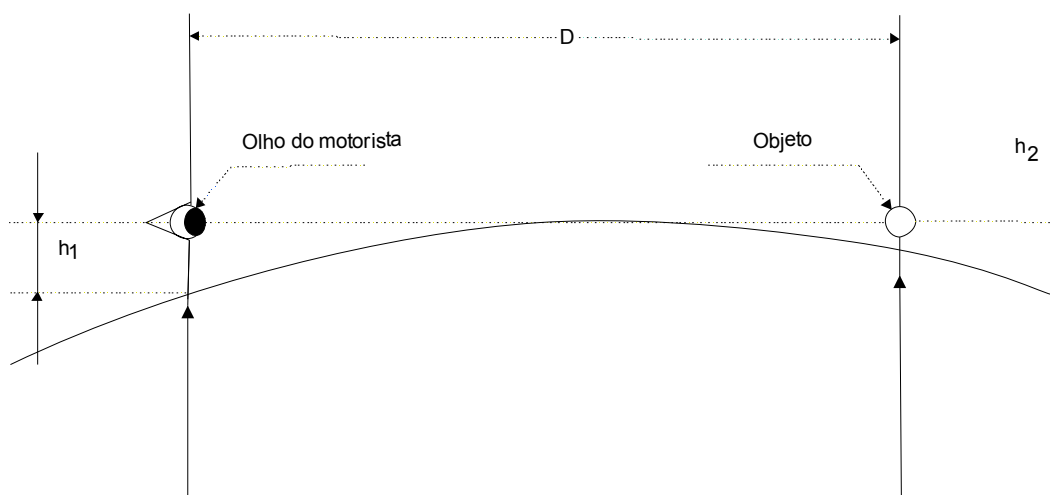
O valor de 1,08 m, para os olhos do motorista, atualmente adotado pela AASHTO, é sugerido para substituir o valor atual de 1,10 m.

Comparando os valores finais atualmente recomendados pela AASHTO com os constantes do *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais* do DNER, verifica-se que os comprimentos mínimos das curvas verticais convexas preconizados pela AASHTO são em torno de 14% inferiores aos valores mínimos do Manual. Para as curvas verticais côncavas, os comprimentos da AASHTO são, entretanto, 27% superiores aos valores mínimos do DNER. A razão dessa divergência é que a menor altura do objeto, adotada pelo DNER, supera o efeito da maior distância de visibilidade de parada da AASHTO, na determinação do comprimento da curva convexa e não tem nenhuma influência no da curva côncava.

– *Curvas verticais convexas*

O critério recomendado para as curvas verticais convexas requer que um motorista com um campo de visão situado a 1,08 m acima do plano da pista enxergue um objeto situado sobre a pista com 0,60 m de altura. Nessas condições, o valor do comprimento da projeção horizontal da parábola de concordância é calculado pelas seguintes fórmulas, cujos parâmetros são ilustrados na Figura 80.

Figura 80 – Parâmetros Considerados na Determinação do Comprimento Mínimo da Curva Vertical Convexa



$$L_{\min} = \frac{AD^2}{100 (\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2} \quad \text{para } L_{\min} > D$$

$$L_{\min} = 2D - \frac{200 (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{A} \quad \text{para } L_{\min} < D$$

Onde:

L_{\min} = comprimento da concordância vertical necessária (m)

D = distância de visibilidade de parada adotada (m)

h_1 = altura do olho do motorista (m)

h_2 = altura do objeto situado sobre a pista (m)

A = diferença algébrica dos greides (%)

Para os valores $h_1 = 1,08$ m e $h_2 = 0,60$ m, resulta:

$$L_{min} = \frac{AD^2}{658} \quad \text{para } D < L_{min}$$

$$L_{min} = 2D - \frac{658}{A} \quad \text{para } D > L_{min}$$

Os valores de K_{min} resultantes são:

$$K_{min} = \frac{D^2}{658} \quad \text{para } D < L_{min}$$

$$K_{min} = \frac{2D}{A} - \frac{658}{A^2} \quad \text{para } D > L_{min}$$

Em trechos de rodovias sem iluminação, o trecho visível pelo motorista é o iluminado pelos faróis altos do veículo. Em certos casos, a distância mínima de visibilidade de parada usada no projeto pode exceder o comprimento realmente visível pelo motorista. De fato, as lâmpadas dos faróis têm limitações com referência à distância que podem iluminar com o nível de intensidade necessário para a visibilidade do objeto iluminado. Quando o motorista opta pelos faróis baixos, a menor intensidade luminosa associada ao ângulo do feixe luminoso dirigido para baixo restringe ainda mais o comprimento do trecho visível. Dessa forma, particularmente para velocidades elevadas, os valores mínimos adotados de distância de visibilidade de parada excedem os comprimentos visíveis com faróis baixos, independentemente de se tratar de trecho em nível ou em curva vertical. Além disso, no caso de curvas verticais convexas, a área da rodovia, além do ponto de tangência do feixe luminoso com a superfície da rodovia, se situa na sombra e recebe apenas iluminação indireta. Como a altura dos faróis é normalmente de 0,60 m, menor que a dos olhos do motorista (1,08 m), a distância de visibilidade de um objeto iluminado é dependente da altura dos faróis e não da linha de visão.

Os motoristas estão a par do fato de que a visibilidade à noite é inferior à disponível durante o dia, independentemente das características da rodovia ou rua e, portanto, têm que estar mais atentos.

– *Curvas verticais côncavas*

Durante o dia e no caso de pistas iluminadas artificialmente, não ocorrem, de modo geral, problemas de visibilidade. Recomenda-se, entretanto, por questões de conforto do passageiro, uniformidade e aparência geral, adotar os valores necessários por motivos de visibilidade, conforme abordado a seguir.

Para pistas não iluminadas, aplica-se o critério da visibilidade noturna, ou seja, a pista deve ser iluminada à distância de visibilidade de parada pelo farol do veículo, por hipótese situado a 0,60 m acima do plano da pista, admitindo que seu fecho luminoso divirja de 1° em torno do eixo longitudinal do veículo. Pressupõe-se que o farol tenha intensidade suficiente para iluminar a pista àquela distância, embora não tenha sido estabelecido um valor de iluminamento mínimo.

Nessas condições, o valor do comprimento da projeção horizontal da parábola de concordância é calculado pelas fórmulas:

$$L_{min} = \frac{AD^2}{200 (H + DT_g \alpha)} \quad \text{para } D < L_{min}$$

$$L_{min} = 2D - \frac{200 (H + DT_g \alpha)}{H} \quad \text{para } D > L_{min}$$

Onde:

L_{min} = comprimento da concordância vertical necessária (m)

A = diferença algébrica dos greides (%)

D = distância de visibilidade de parada adotada (m)

H = altura do farol do veículo (m)

α = ângulo de divergência do fecho luminoso em relação ao eixo longitudinal do veículo

Para os valores $H = 0,60$ m e $\alpha = 1^\circ$, resulta:

$$L_{min} = \frac{AD^2}{120 + 3,5 D} \quad \text{para } D < L_{min}$$

$$L_{min} = 2D - \frac{120 + 3,5 D}{A} \quad \text{para } D > L_{min}$$

Os valores de K_{min} resultantes são:

$$K_{min} = \frac{D^2}{120 + 3,5 D} \quad \text{para } D < L_{min}$$

$$K_{min} = \frac{2D}{A} - \frac{120 + 3,5 D}{A^2} \quad \text{para } D > L_{min}$$

A Tabela 66 apresenta os valores de K arredondados para números inteiros em função das velocidades diretrizes e das distâncias de visibilidade de parada para o caso de $L > D$.

Tabela 66 - Valores de K Segundo Distância de Visibilidade de Parada

Velocidade diretriz (km/h)	Distância de visib. de parada (m)	Curvas verticais convexas	Curvas verticais côncavas
30	35	2	6
40	50	4	9
50	65	7	13
60	85	11	18
70	105	17	23
80	130	26	30
90	160	39	38
100	185	52	45
110	220	74	55

As Figuras 81 e 82 apresentam gráficos que permitem obter os comprimentos mínimos das curvas verticais convexas e côncavas, em função da diferença algébrica das rampas e da velocidade. Nessas figuras, são levadas em consideração as modificações de fórmulas correspondentes às hipóteses $L_{min} > D$ e $L_{min} < D$. A curva interrompida no canto inferior esquerdo, cortando as linhas, indica onde $D = L$. Os valores arredondados de K são representados em linhas cheias.

Figura 81 – Comprimentos Mínimos das Curvas Verticais Convexas

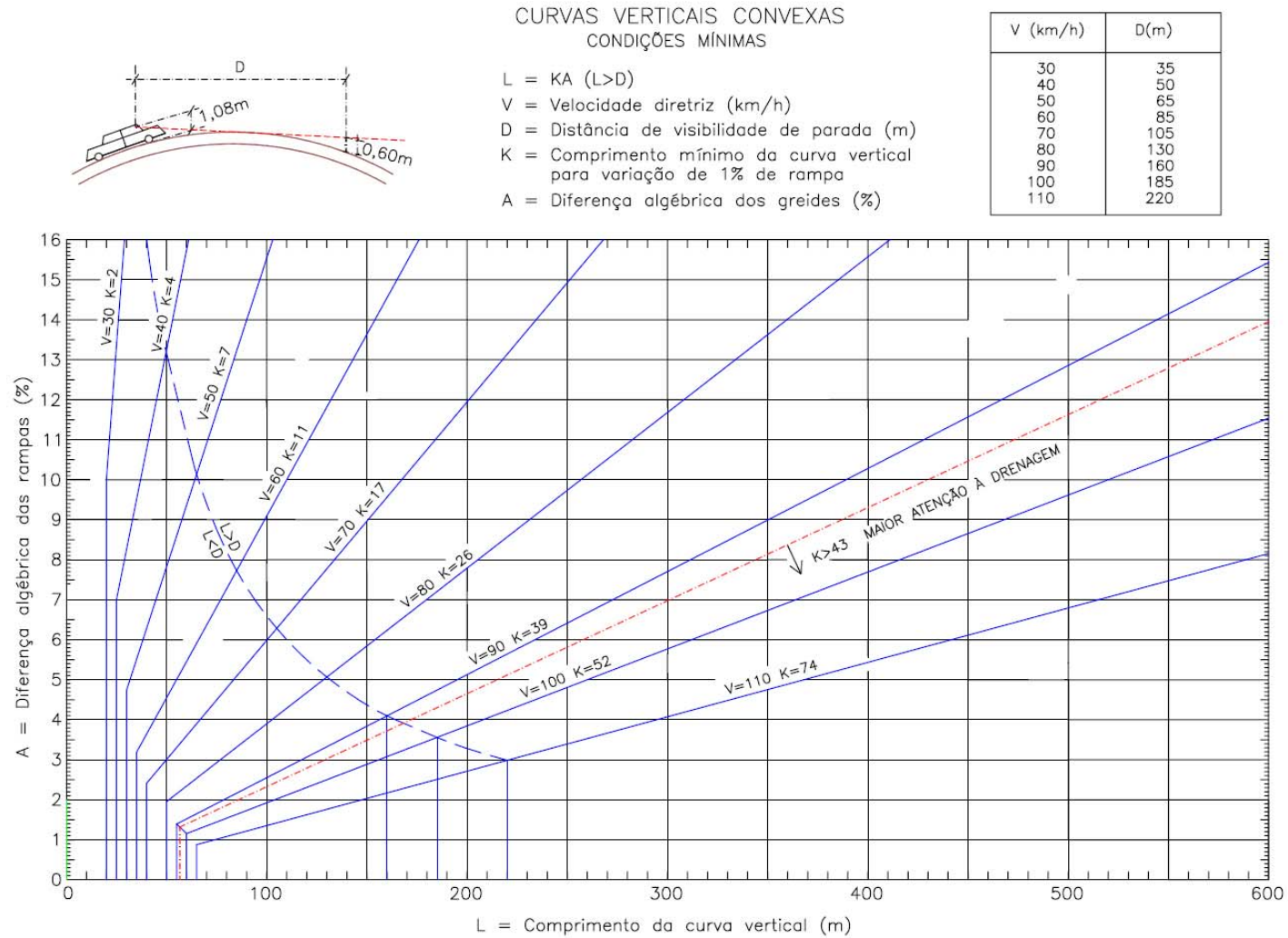
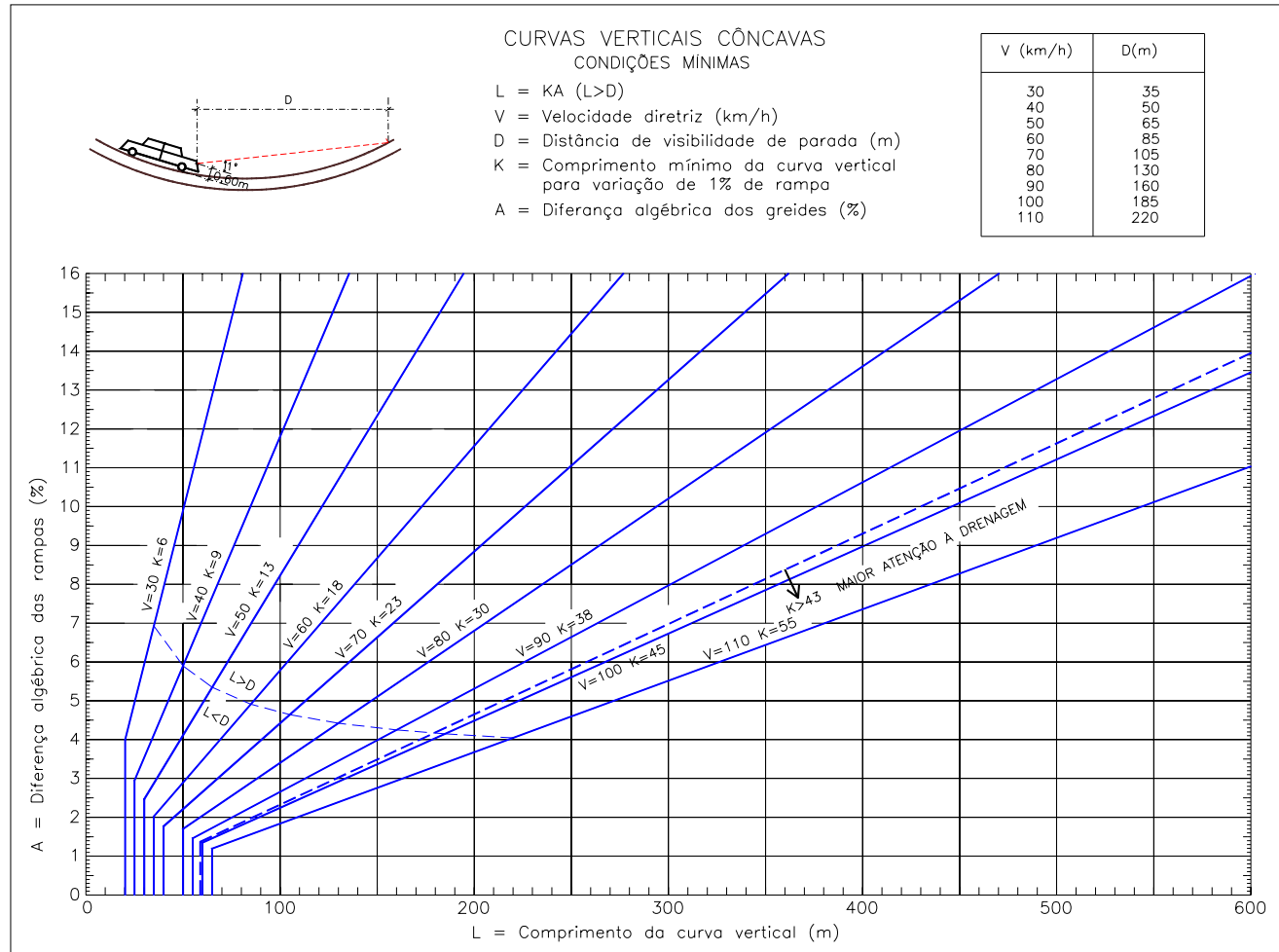


Figura 82 – Comprimentos Mínimos das Curvas Verticais Côncavas



b) Critério do mínimo valor absoluto

O comprimento mínimo das curvas verticais deve permitir ao motorista perceber a alteração de declividade longitudinal sendo percorrida. Adotando, para essa percepção, um período de tempo mínimo de 2 segundos, o comprimento mínimo L da curva vertical é dado pela fórmula a seguir, que fornece valores que também atendem a considerações de aparência geral:

$$L_{min} = 0,6 V$$

Onde:

L_{min} = comprimento da concordância vertical necessária (m)

V = velocidade diretriz (km/h)

Esses valores, arredondados para fins de projeto, foram considerados nas Figuras 81 e 82, e são apresentados como linhas verticais na parte esquerda de cada figura.

c) Critério do controle de drenagem

A concordância de rampas em sentidos opostos, mediante curvas verticais com elevados valores de K , conduz a que haja um trecho adjacente ao ponto mais baixo ou mais alto da curva com declividades muito reduzidas. Tal circunstância pode causar dificuldades de drenagem nesse trecho, principalmente, se for dotado de meios-fios ou se ocorrem recalques diferenciais que contrabalancem a declividade transversal. Considerando 0,35% o valor mínimo absoluto de rampa para fins de drenagem e limitando a 30 m a extensão do referido trecho com declividades inferiores a 0,35%, decorre que o valor de K acima do qual a drenagem deve receber maior atenção é: $30 = 0,7K$, ou seja, $K = 43$.

O critério de drenagem difere de outros pelo fato de que o comprimento que determina para a curva vertical é um valor máximo, enquanto os outros critérios fornecem valores mínimos. Cabe observar que esse valor de K não deve ser considerado um valor máximo para fins de projeto, mas apenas que, para valores maiores, a drenagem deve ser mais cuidadosamente projetada.

d) Critério da distância de visibilidade de ultrapassagem

Este critério aplica-se especialmente a curvas verticais convexas, onde as fórmulas pertinentes são as mesmas apresentadas para a distância de visibilidade de parada, adotando-se, porém, a distância de visibilidade de ultrapassagem.

Por outro lado, a consideração, onde necessária, da distância de visibilidade de ultrapassagem, geralmente conduz a valores exagerados para os comprimentos das curvas verticais, que são de difícil aplicação na prática com esse propósito exclusivo. Geralmente, só são possíveis de obter, quando for pequena a diferença algébrica das rampas e a topografia favorecer o perfil desejado.

e) Critério do conforto do passageiro

O efeito da variação da gravidade no conforto do passageiro é maior em uma curva côncava que em uma convexa, porque na côncava se somam os efeitos das acelerações da gravidade e centrífuga. Não é fácil avaliar a diferença de conforto, porque ela depende do tipo de assento do veículo, do peso do passageiro, maciez do pneu e de outros fatores. Tentativas feitas para avaliar esse grau de desconforto levaram à conclusão que em uma curva côncava a aceleração centrífuga não deve exceder $0,3 \text{ m/s}^2$. O comprimento da curva vertical para atender esse critério é dado pela equação:

$$L = \frac{AV^2}{395}$$

Onde:

L = comprimento da curva vertical côncava (m)

A = diferença algébrica dos greides (%)

V = velocidade diretriz (km/h)

O comprimento da curva vertical necessária para satisfazer esse grau de conforto, para várias velocidades, é apenas cerca de 50% do necessário para atender à distância de visibilidade, com base na área iluminada pelo veículo.

f) Critério da aparência geral

Para atender à aparência geral de uma curva vertical côncava, fazia-se uso de uma regra empírica de um comprimento mínimo de $L = 30A$ ou $K = 30$. Este valor aproximado é um controle geral para atender a valores pequenos ou intermediários de A . Comparado com a distância de visibilidade de parada, corresponde à velocidade diretriz de, aproximadamente, 80 km/h. Em rodovias de padrão mais elevado, curvas verticais mais longas são adequadas para melhorar a aparência.

g) Conclusões e recomendações

A discussão precedente evidencia que os controles de projeto, para curvas verticais côncavas, diferem das convexas, e que valores separados são necessários. A distância de visibilidade de

parada parece ser o critério mais lógico para uso geral, e os seus valores estão dentro dos limites reconhecidos na prática corrente. O uso deste critério para estabelecer valores de projeto para os comprimentos de curvas verticais é recomendado. Deve-se enfatizar que esses comprimentos são valores mínimos baseados na velocidade diretriz; curvas mais longas são desejáveis, sempre que for viável, mas deve-se dar atenção especial à drenagem, onde os valores de K são maiores que 43.

Curvas verticais côncavas menores que os comprimentos da Figura 82 podem ser justificadas por razões econômicas, em casos em que um elemento existente, tal como uma estrutura que não pode ser substituída, tem que ser respeitado pelo projeto vertical. Em certos casos, ramos de acesso podem, também, ser projetados com menores curvas verticais côncavas. Uma fonte de iluminação permanente é desejável em tais casos. Para o projeto de ruas, pode ser aceita uma tolerância de 1% no valor de A, sem utilizar curva vertical. Contudo, durante o processo de construção, ocorrem ajustes que resultam em algo equivalente à curva vertical.

Para as travessias urbanas, os valores reduzidos das curvas convexas, justificados neste Manual, devem ser utilizados, tendo em vista as maiores dificuldades de atender aos comprimentos de concordância determinados no *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais*. No caso das curvas côncavas, que exigem comprimentos maiores que os preconizados para rodovias rurais no Manual do DNER, o fato de que as áreas urbanas são usualmente iluminadas à noite, dispensando a obediência da distância de visibilidade de parada, torna os maiores valores da AASHTO recomendáveis nos trechos sem iluminação.

5.5.3 Gabarito vertical

É necessário dispor de um gabarito vertical adequado, que possibilite aos caminhões com alturas dentro dos limites legais a passagem sem restrições sob uma estrutura ou sob redes aéreas, ou por uma passagem inferior, sem necessidade de reduzirem a velocidade ou pararem, ou mesmo procurarem um itinerário de desvio. Ademais, é necessário não impedir completamente o trânsito de veículos transportando objetos de dimensões excepcionais, tais como equipamentos industriais e outros.

Os valores de gabarito vertical geralmente não restringem a visibilidade em curvas verticais côncavas. Entretanto, para diferenças algébricas de rampas muito grandes e elevados valores para a distância de visibilidade, é conveniente fazer uma verificação gráfica em trechos sob obras-de-arte especiais. Para tanto, deve-se utilizar o desenho do perfil da via, considerando uma altura dos olhos do motorista (de ônibus/caminhão) de 2,40 m e a do obstáculo a ser visto, de 0,60 m.

Independentemente das características de greide, devem ser atendidas as condições de visibilidade da sinalização vertical de placas e/ou de semáforos. Especial atenção deve ser dada aos semáforos situados logo após se passar por baixo de um viaduto.

a) Vias expressas

O maior gabarito vertical em uso no País, adotado nas rodovias e em algumas das principais vias urbanas (anéis rodoviários e vias expressas), é de 5,50 m. Vias expressas, portanto, independentemente de outras considerações, devem ter um gabarito de 5,50 m, inclusive para os ramos. É desejável, porém, que este valor seja adotado, também, em todas as vias arteriais que atuem como extensões urbanas do sistema rodoviário nacional, ou seja, os trechos viários que penetrem, cruzem ou contornem a área urbanizada, de modo a possibilitar o transporte de cargas com dimensões excepcionais.

b) Vias arteriais

Para as demais vias arteriais primárias e, desejavelmente, para todas as outras categorias de vias, o gabarito vertical deve ser de 4,50 m, especialmente se houver uma possibilidade de contornar o obstáculo ou se houver uma via paralela com gabarito de 5,50 m. Este valor, além de atender à tolerância legal em vigor, é coerente com o gabarito normalmente adotado para inúmeros viadutos e passarelas existentes. O critério condicionante a esse respeito é o de não se interromper a continuidade de todo um sistema viário em decorrência da introdução de um fator restritivo, mesmo se teoricamente correto.

Os gabaritos verticais a serem considerados para as vias urbanas encontram-se resumidos na Tabela 67 a seguir. A fim de permitir o recapeamento, a altura livre inicial deve ser acrescida de 0,10 m ou mais. O gabarito vertical deve estar presente em toda a largura pavimentada passível de utilização por veículos.

Tabela 67 - Gabarito Vertical Mínimo

Vias	Gabarito vertical (m)
Vias expressas	5,50
Vias arteriais que atuem como extensões do sistema rodoviário nacional	5,50
Outras vias arteriais	4,50

5.6 ELEMENTOS DA SEÇÃO TRANSVERSAL

Os elementos da seção transversal de uma via têm influência sobre suas características operacionais, estéticas e de segurança. Esses elementos devem ser adequados aos padrões estabelecidos de velocidade, capacidade de tráfego, nível de serviço, aparência e segurança. Os principais elementos que condicionam esses padrões são a largura e o número das faixas de rolamento, os acostamentos, o canteiro central e os taludes.

5.6.1 Faixas de rolamento

A largura da faixa de rolamento, de um modo geral, é obtida adicionando à largura do veículo de projeto adotado a largura de uma faixa de segurança, função da velocidade diretriz e do nível de conforto de viagem que se deseja proporcionar, função, por sua vez, da categoria da via. Os valores recomendados situam-se normalmente entre 3,30 e 3,60 m.

Além disso, a necessidade de obter uniformidade nas larguras das faixas, quando comparadas com trechos viários existentes que antecedem ou se seguem ao trecho em projeto, também influi na determinação da largura, que deve ser mantida em toda a sua extensão, inclusive naqueles segmentos com características tais que impliquem em uma redução da velocidade diretriz. Por outro lado, a largura das faixas pode ser reduzida ao longo de um subtrecho de transição, quando a via em projeto tiver prosseguimento através de uma via com largura de faixa inferior.

Como a largura da pista também tem influência sobre a capacidade da via, larguras reduzidas, além de proporcionarem economias muito pequenas, só encontrarão justificativa em vias situadas em regiões topograficamente adversas, com baixos volumes de tráfego e com menor participação de veículos comerciais. Por sua vez, larguras excessivas de faixas, especialmente em pistas de mão única, além de onerar a implantação da via, tendem a favorecer o surgimento de filas adicionais de veículos intercalados. Isso ocorre, principalmente, quando os volumes de tráfego se aproximam da capacidade e a velocidade é muito reduzida, caso frequente em vias urbanas, onde a participação de veículos comerciais não é elevada.

a) Vias expressas

A largura básica recomendada para o projeto de cada faixa de rolamento é de 3,60 m. Nos segmentos de transição para um trecho de padrão inferior, a largura pode ser reduzida para 3,50 m, para uma velocidade de 80 km/h.

Para fins de estudo de capacidade, deve-se ressaltar que o número de faixas por sentido de tráfego afeta a velocidade de fluxo livre de uma via expressa urbana, de acordo com a Tabela 68 que se segue.

Tabela 68 – Redução da Velocidade em Função do Número de Faixas

Número de faixas por sentido	Redução da velocidade de fluxo livre - f_N (km/h)
≥ 5	0,0
4	2,4
3	4,8
2	7,3

Fonte: HCM 2000

Cabe ressaltar que os valores dessa tabela são baseados exclusivamente em dados coletados em vias expressas urbanas e suburbanas e não refletem condições de vias expressas rurais, que normalmente apresentam duas faixas por sentido.

b) Vias arteriais

Além dos fatores anteriormente referidos, a largura da faixa de domínio disponível tem que ser considerada.

Desejavelmente, vias arteriais primárias com velocidades diretrizes da ordem de 60-80 km/h devem ter faixas com largura de 3,50 a 3,60 m. Quando as larguras de faixas são menores que 3,60 m, os motoristas são forçados a aceitar distâncias laterais entre veículos inferiores às que desejam. Com essa redução, passam a trafegar em velocidades menores. A Tabela 69 apresenta a redução da velocidade de fluxo livre em vias arteriais em função da largura média de suas faixas.

Tabela 69 – Redução da Velocidade em Função da Largura de Faixa

Largura da faixa (m)	Redução da velocidade de fluxo livre - f_{LW} (km/h)
3,60	0,0
3,50	1,0
3,40	2,1
3,30	3,1
3,20	5,6
3,10	8,1
3,00	10,6

Fonte: HCM 2000

Embora a largura de 3,60 m seja a mais desejável, faixas de 3,30 m são aceitáveis em certas circunstâncias, conforme as características específicas de faixa de domínio, tráfego e uso do solo adjacente. Por exemplo, para aumentar o número de faixas de tráfego em túneis e viadutos, e em vias com fluxo ininterrupto com velocidades baixas (50-60 km/h), localizadas em áreas com restrição de faixa de domínio. A largura de 3,30 m também pode ser adequada para faixas de tráfego direto, faixas contínuas de giro à esquerda e faixas adjacentes a canteiros separadores limitados por pintura no pavimento. Faixas ainda menores, com 3,00 m, podem eventualmente ser satisfatórias para giro à esquerda e para estacionamento fora das horas de pico.

Entre a faixa de rolamento e o meio-fio adjacente deve ser mantida uma largura correspondente à sarjeta, com valor não inferior a 0,30 m.

c) Vias marginais

A largura da via marginal é decorrência da função exercida por esse tipo de via dentro do sistema viário, do volume de tráfego e do uso do solo adjacente.

Quando as vias marginais estiverem exercendo funções de arterial, valem os critérios dos parágrafos anteriores. Quando as mesmas exercerem funções de via coletora, principalmente recebendo tráfego de ramos de vias expressas e arteriais, a largura da faixa de rolamento deve ser de 3,50 m ou, no mínimo, 3,30 m.

Há casos em que a marginal conectar vias locais interrompidas ou proporciona acesso a áreas de baixa densidade com pequenos volumes de tráfego, bastando, para este fim, apenas uma faixa de rolamento. Nessas circunstâncias, é desejável que a largura mínima de meio-fio a meio-fio seja de 6,00 m, incluídos sarjetas e previsão de ultrapassagem de veículos parados. Havendo conveniência em prever duas faixas de rolamento, cada uma deve ter preferivelmente 3,30 m e, no mínimo, 3,00 m de largura.

d) Ramos

A largura dos ramos compreende a largura da pista de rolamento e de acostamentos ou faixas de segurança. Ramos de uma faixa devem, obrigatoriamente, permitir a ultrapassagem de um veículo imobilizado, exceto no caso de ramos de pequena extensão, como, por exemplo, agulhas.

A frequente ocorrência de curvas de pequenos raios requer a consideração de superlargura para ramos de uma faixa. Com esse critério, teoricamente ocorreriam grandes variações de largura na pista de rolamento ao longo dos ramos, o que pode criar dificuldades, tanto no projeto como na

construção. Um critério simplificador, nesses casos, é o de se adotar uma largura constante para o ramo, atendendo ao seu menor raio.

Considerações análogas cabem para ramos de duas faixas. No caso de interseções em desnível de alto padrão, onde as vias que se interceptam são providas de acostamentos, muitas vezes é conveniente prolongar o acostamento ao longo do ramo, se sua extensão for grande, para assegurar a fluência dos intensos volumes de tráfego que tornaram necessárias as duas faixas.

Ao mesmo tempo, ramos sem controle de acesso para pedestres, com prédios próximos ou antecedendo locais de parada obrigatória, embora com largura suficiente, não devem ter acostamentos, pois estes, com grande probabilidade, serão usados para estacionamento ou como faixa de espera para conversões. Essa utilização, diferente da originalmente prevista, cria problemas e diminui a segurança. Caso conveniente, a largura que caberia ao acostamento deve ser planejadamente incorporada à pista de rolamento, por exemplo, como faixa adicional de espera antes de um semáforo.

Os valores das larguras das pistas a serem consideradas nos ramos deverão obedecer à Tabela 45 do *Manual de Projeto de Interseções – DNIT, 2005*.

Os valores básicos recomendados para a largura de uma faixa de rolamento em tangente, para os diversos tipos de vias urbanas integrantes do Sistema Arterial Principal encontram-se resumidos na Tabela 70 a seguir. As eventuais necessidades de superlargura em curvas estão abordadas na subseção 5.4.3.

Tabela 70 - Largura das Faixas de Rolamento

Categoria da via	Largura das faixas de rolamento (m)	
	Desejável	Mínimo
Vias Expressas	3,60	3,50
Vias Arteriais *		
Velocidade diretriz 60-80 km/h	3,60	3,50
Velocidade diretriz 50-60 km/h	3,50	3,30

* Valores exclusive largura adjacente a meio-fio, reservada para sarjeta, com valor mínimo de 0,30 m.

5.6.2 Acostamentos

Acostamentos, geralmente, só são previstos nas vias urbanas de maior categoria e dotadas de controle de acesso, como são as vias expressas e algumas arteriais primárias. Dificilmente há ocasiões adequadas para prever acostamentos em vias de menor categoria. Em vias secundárias, sem controle de acesso e com interseções em nível controladas por semáforos, eventuais

acostamentos têm grande probabilidade de serem usados como estacionamento convencional ou como faixa adicional de espera, antes de um semáforo. A largura que estaria disponível para servir de acostamento é mais bem empregada como parada de ônibus ou faixa de estacionamento, ou ainda como largura adicional de canteiro central, cedendo lugar, próximo a interseções, a uma faixa de espera para conversão à esquerda.

Em vias de intenso tráfego, um acostamento para possibilitar a parada segura de veículos, em casos de emergência, deve ter largura suficiente para abrigar o veículo, mais o espaço necessário para abrir a porta ou para que uma pessoa possa trocar um pneu. Essas condições, entretanto, só são justificadas em situações relativamente severas de tráfego, com grande participação de veículos comerciais, em região com topografia favorável e sem restrições de faixa de domínio. Além disso, acostamentos muito largos são confundidos frequentemente com uma faixa de rolamento, o que estimula seu uso em condições perigosas por uma fila adicional de veículos, quando o tráfego circular a baixas velocidades. É desejável, portanto, que os acostamentos possuam textura, rugosidade, coloração ou outras características contrastantes com a pista.

Normalmente, acostamentos são desejáveis. Contribuem para aumentar a segurança, provendo área de manobra e espaço para veículos imobilizados. Oferecem alguma segurança para o eventual pedestre em áreas com desenvolvimento esparso, que não justifiquem passeios laterais e atendem ao tráfego de ciclistas, onde for permitido. Servem, também, como faixas de aceleração e desaceleração para veículos entrando ou saindo da via.

A despeito das vantagens dos acostamentos em vias arteriais, seu uso é geralmente limitado por problemas de faixa de domínio e da maior necessidade de faixas de tráfego. Onde as propriedades marginais são usadas para fins comerciais ou houver denso desenvolvimento residencial, o acostamento, se existente, é sujeito a uso tão intensivo que seu pavimento deve ser do mesmo tipo do usado nas faixas de tráfego.

Os acostamentos devem formar uma superfície contínua com a pista de rolamento. Nas passagens por obras-de-arte devem, em princípio, ser mantidas as larguras dos acostamentos que tiverem sido projetados para o trecho. Nas obras-de-arte, a diferenciação entre pistas de rolamento e acostamentos é, algumas vezes, conseguida com pintura, marcas no pavimento ou elementos separadores de tráfego (*jiggle bars*), espaçados de cerca de 20 m.

a) Acostamentos externos

A largura desejável para vias expressas, e onde for previsto nas vias arteriais primárias é de 3,00 m. Esta largura é adequada para automóveis, sendo algo insuficiente para caminhões de maior

porte. Se o volume horário de caminhões por sentido exceder 250 veículos/h, o acostamento externo deve ter 3,50 m. Em casos extremos, por exemplo, em obras-de-arte de grande extensão ou com grandes vãos, a continuidade da largura normal do acostamento está sujeita aos resultados de avaliação econômica, comparando custos de construção com critérios de segurança, e pode ser reduzida, respeitando-se um mínimo de 2,00 m.

b) Acostamentos internos

No caso de pistas de duas faixas em um sentido, o acostamento se resume a uma faixa pavimentada de segurança e suporte estrutural do pavimento com largura de 1,20 m ou, no mínimo, 0,60 m. Em pistas de três ou mais faixas o intenso tráfego dificulta sensivelmente a um veículo manobrar das faixas internas para o acostamento externo em casos de emergência. É desejável, portanto, que o acostamento interno tenha a largura normal de 3,00 m e preferivelmente 3,50 m, onde o volume horário por sentido de caminhões exceder 250 veículos/h.

Onde forem necessárias reduções na largura dos acostamentos, estas devem contemplar inicialmente o acostamento interno, objetivando poupar ao máximo o externo, respeitando, sempre que possível, o valor mínimo de 2,00 m para o acostamento externo e 0,60 m, para o interno.

As faixas de aceleração e desaceleração geralmente são providas de acostamentos mais estreitos, próprios para pistas de acesso. As larguras dos acostamentos sofrem transição para os valores adotados nas pistas nos *tapers* dessas faixas.

A Tabela 71 resume as larguras de acostamentos a serem adotadas para os diversos tipos de vias urbanas integrantes do Sistema Arterial Principal.

Tabela 71 - Largura dos Acostamentos para Vias Expressas e Algumas Arteriais Primárias

Número de faixas de rolamento da pista	Largura dos acostamentos (m)	
	Interno	Externo
2	1,20 (0,60)	3,00* (2,00)
> 2	3,00 (1,00)	3,00* (2,00)

* Preferivelmente 3,50 m, onde for previsto um volume horário por sentido de caminhões superior a 250 veículos; () valores mínimos em condições restritas.

5.6.3 Faixas de estacionamento

O estacionamento restringe o tráfego, tanto pela diminuição da largura de pista disponível como pelos movimentos de espera e entrada/saída da vaga. Essas restrições não são desejáveis no sistema

arterial principal, sobretudo em vias com velocidades elevadas. Em consequência, só é conveniente proporcionar faixas de estacionamento em arteriais secundárias.

Entretanto, em locais em que é necessário estacionar e não há áreas adequadas para esse fim, pode ser admitido estacionamento lateral, desde que seja atendida a capacidade necessária para o tráfego. Nesses casos, é preferível que essas faixas sejam dispostas ao longo de um recuo no meio-fio, de um ou de ambos os lados da via. A previsão e permissão para estacionamento à direita pressupõem baixos volumes de tráfego de ônibus e a consideração de suas necessidades de parada.

A experiência mostra que a maioria dos veículos estaciona junto ao meio-fio a uma distância de 0,15 a 0,30 m de sua face e ocupa uma largura de cerca de 2,10 m. A largura mínima desejável para estacionamento é, portanto, 2,40 m. Entretanto, para reduzir o atrito lateral e permitir o uso da faixa de estacionamento como faixa complementar nos períodos de pico, uma largura de 3,00 a 3,60 m é desejável, permitindo acomodar veículos comerciais. A largura de 3,30 m possibilita o tráfego de bicicletas (ciclo faixa).

Onde se espera o uso futuro como faixa de tráfego permanente, a faixa de estacionamento deve ter, no mínimo, 3,30 m. Essa faixa pode ser usada como faixa de tráfego adicional nas horas de pico, proibindo o estacionamento nesses períodos. Uma faixa com 3,00 m pode ser usada para armazenagem de veículos executando manobras de giro em interseções, proibindo o estacionamento a alguma distância da interseção. Essa largura pode ser reduzida para 2,70 m se a velocidade na via arterial é igual ou inferior a 60 km/h.

Assim sendo, recomenda-se que a largura das faixas de estacionamento seja de 2,50 m (mínimo absoluto de 2,20 m), no caso de uso predominante por veículos leves e tráfego moderado, e 3,00 m em locais com algum uso por veículos comerciais ou onde o tráfego for muito intenso. Onde houver previsão de grande volume de veículos comerciais estacionarem, a largura deve ser igual à de uma faixa de rolamento.

A marcação com pintura das áreas de estacionamento resulta em utilização mais eficiente nos locais em que é mais intenso o seu uso e ajuda a impedir a invasão de áreas junto aos hidrantes, paradas de ônibus, áreas de carga e descarga, proximidades de esquinas, áreas deixadas livres junto a ilhas e outros locais em que se proíbe o estacionamento.

Faixas contínuas de estacionamento, projetadas para serem usadas com esse fim nos períodos fora do pico, mas que são usadas pelo tráfego como faixa de rolamento nas horas de pico, devem ter a mesma capacidade estrutural das faixas de rolamento.

Os valores básicos a serem adotados para a largura da faixa de estacionamento, função do tipo predominante de veículo que a utilizará e da intensidade do tráfego na via arterial, encontram-se resumidos na Tabela 72, a seguir.

Tabela 72 - Largura das Faixas de Estacionamento

Tipo de uso e Intensidade do tráfego	Largura das faixas de estacionamento (m)
Uso predominante por veículos leves; Tráfego moderado	2,50
Uso compartilhado por veículos comerciais; Tráfego intenso	3,00
Uso intenso por veículos comerciais	Largura da faixa de rolamento

5.6.4 Meios-fios

a) Considerações gerais

O tipo e a localização dos meio-fios afetam sobremaneira os motoristas e conseqüentemente a segurança e utilização de uma via. São usados com as seguintes finalidades: controle da drenagem, delineamento das vias, proteção de pedestres, redução da faixa de domínio, estética, delineamento dos passeios, redução do custo de manutenção e ordenação do desenvolvimento nas margens da rodovia.

Os meio-fios são usados extensivamente nas vias arteriais urbanas, principalmente onde as sarjetas laterais de drenagem não são viáveis, em razão da largura extra que acrescentam à seção transversal. Nessas vias, o meio-fio é colocado na borda da pista de rolamento ou do acostamento, quando existir, e a drenagem é feita através de bocas de lobo localizadas ao longo do mesmo. Geralmente um “ombro” é construído, distando de 1,00 a 2,00 m da face do meio-fio à linha de início do talude.

No interesse da segurança, nos casos especiais em que forem adotados meios-fios em vias expressas, devem ficar preferivelmente na borda externa do acostamento e ser facilmente transponíveis. Locais em que meios-fios são usados para controlar a drenagem e reduzir a erosão constituem exemplos de casos especiais.

Meios-fios de acostamento são recomendáveis para controle de drenagem, melhor caracterização, controle de acesso e redução da erosão. Quando os meios-fios de acostamento são usados, o custo do sistema de drenagem pluvial é reduzido. A inundação do acostamento, em sua largura total,

durante condições de precipitação de projeto é tolerável, enquanto que, mesmo uma inundação parcial, de uma faixa de tráfego direto é indesejável.

Os meios-fios devem ser bem visíveis, principalmente à noite e em áreas sujeitas a neblina e chuvas constantes. Podem ser construídos com superfície refletora, mas recomenda-se o uso de concreto branco ou pintura para se obter meios-fios que ofereçam alta visibilidade.

b) Tipos de meios-fios

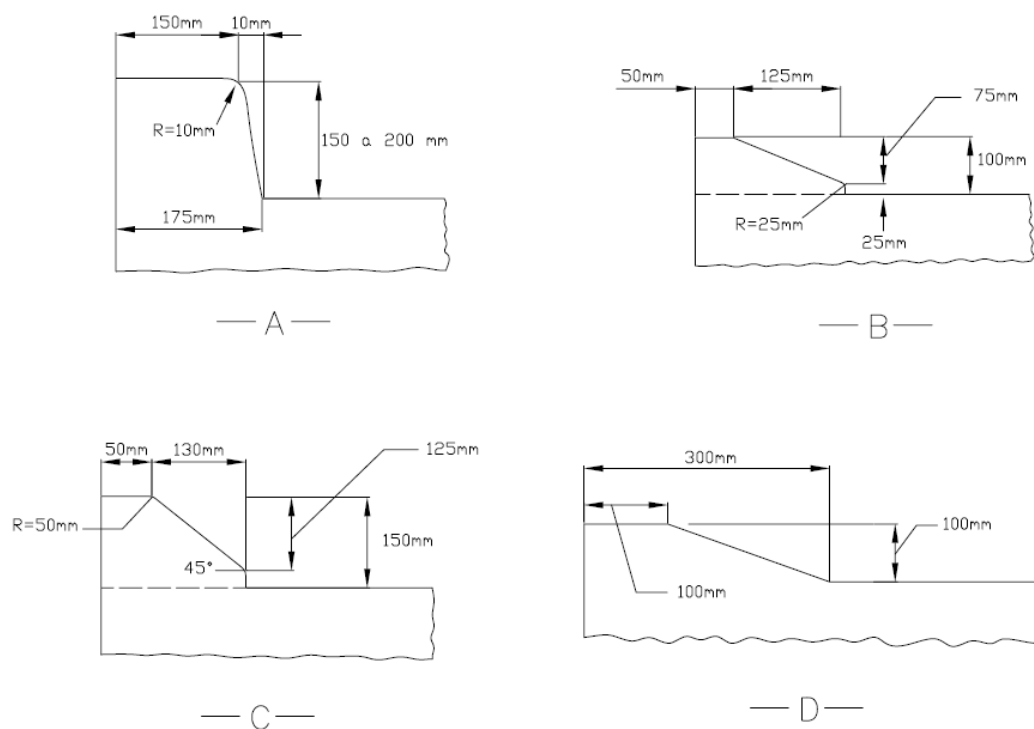
De um modo geral, os meios-fios podem ser de dois tipos:

Meios-fios intransponíveis: são os que apresentam uma face vertical ou proximamente vertical, projetados para evitar ou pelo menos desencorajar os veículos a sair da pista.

Meios-fios transponíveis: são os que apresentam uma face inclinada do lado da via, projetados de maneira a permitir que os veículos os transponham facilmente em caso de necessidade.

A Figura 83 mostra configurações possíveis de meios-fios, os quais podem incluir ou não uma sarjeta.

Figura 83 – Tipos de Meios-fios



Conforme indicado no desenho, meios-fios intransponíveis geralmente têm altura de 0,15 a 0,20 m.(Figura 83A). Não devem ser usados ao longo de vias expressas e outras vias de alta velocidade, porque veículos podem capotar ou sair desgovernados após colidir com os mesmos. Considerando que esses meios-fios não impedem que um veículo saia da pista, quando o seu redirecionamento se mostrar necessário, uma barreira adequada deve ser empregada.

Meios-fios intransponíveis e passeios laterais seguros são desejáveis ao longo de túneis e muros de arrimo, principalmente se não se dispõe de acostamentos com largura plena. Esse tipo de meio-fio desencoraja o tráfego próximo à parede, aumentando a segurança dos pedestres.

Por sua vez, meios-fios transponíveis podem ser facilmente ultrapassados, em caso de necessidade. Os meios-fios constantes das Figuras 83B, C e D são considerados como facilmente transponíveis em emergências, embora possam raspar o fundo de alguns veículos. Para facilitar a travessia, podem ser arredondados como no exemplo da Figura 83C.

Quando a inclinação da face do meio-fio é maior que 1:1 (vertical:horizontal), os veículos podem transpô-lo mais facilmente se a altura for limitada a 0,10 m. Quando a inclinação estiver situada entre 1:1 e 1:2 a altura pode crescer até 0,15 m. Caso haja interesse em atender a futuro recapeamento, pode ser adotado um pequeno trecho vertical na parte inferior do meio-fio, como indicado nas Figuras 83C e D. Essa parte vertical não deve exceder 0,05 m e, quando a altura total passar de 0,15 m deve ser então considerado como um meio-fio intransponível.

Meios-fios transponíveis normalmente são usados em locais em que se deseja proibir travessias de veículos, mas ao mesmo tempo reduzir a probabilidade de acidentes e danos aos veículos em eventuais transposições que não possam ser evitadas. São recomendáveis, por exemplo, em ilhas canalizadoras de interseções que não são usadas como refúgio de pedestres.

Sarjetas devem ser previstas junto aos meios-fios, como parte do sistema de drenagem da via. Devem ser providas bocas de lobo dos diversos tipos para escoamento das sarjetas. De um modo geral, as sarjetas têm largura de 0,30 a 0,60 m, com inclinação de 5% a 8% para aumentar a sua capacidade hidráulica. Normalmente, não é conveniente projetá-las para conter todo o fluxo da drenagem; algum excesso de fluxo ocupará a pista de rolamento e deve ser mantido dentro de limites razoáveis. Esses dispositivos não devem invadir as faixas de tráfego, devido ao efeito adverso nos motoristas, que procuram se afastar.

Em algumas áreas, os acostamentos são projetados com meios-fios e sarjetas na borda externa, para incluir o escoamento da água na área pavimentada do acostamento. A drenagem de toda a via é executada por esses meios-fios, com o escoamento orientado para saídas selecionadas. A parte

externa do acostamento pavimentado serve de sarjeta longitudinal. As seções transversais devem ser as mesmas dos acostamentos sem sarjeta ou meio-fio, mas as inclinações devem ser um pouco maiores na parte mais externa do acostamento.

O meio-fio é um elemento da seção transversal fora da pista de rolamento, bem como sarjetas, de textura e cor contrastante. Quando a sarjeta não apresenta contraste e não tem declividade transversal muito diferente da pista de rolamento pode ser considerada como fazendo parte dela. Em trechos urbanos com faixa de domínio restrita pode-se usar este artifício para incluir a sarjeta na pista de rolamento. Há que se considerar, no entanto, que qualquer tipo de meio-fio tem algum efeito no posicionamento lateral dos veículos, que tendem a se afastar dos mesmos, o que reduz a largura efetiva da pista de rolamento. Uma sarjeta com uma junta longitudinal evidente e declividade transversal um pouco maior que a da faixa adjacente tem um efeito mais acentuado no afastamento do veículo do meio-fio, do que uma que não apresenta descontinuidade visível.

c) Localização do meio-fio

De preferência, os meios-fios não devem ser construídos adjacentes às faixas de tráfego direto, já que sua inexistência melhora a operação, aumenta a segurança e simplifica o problema de drenagem pluvial.

Meios-fios localizados na borda da pista de rolamento podem ter algum efeito no posicionamento lateral dos veículos, dependendo do seu tipo e aparência. Meios-fios baixos, com faces inclinadas, podem encorajar os motoristas a trafegar com as rodas relativamente perto dos mesmos. Meios-fios com faces mais próximas da vertical podem afastar os motoristas, exigindo uma pista de rolamento mais larga.

Meios-fios transponíveis na borda de uma pista, embora possam ser atravessados em uma emergência, só são satisfatórios para velocidades baixas. Em vias urbanas de baixa velocidade podem ser colocados nas bordas da pista, mas é preferível que fiquem afastados de 0,30 a 0,60 m.

Dados disponíveis sobre o posicionamento lateral dos veículos em relação a meios-fios com faces verticais altas mostram que os motoristas procuram se manter afastados para não danificar os pneus ou pára-lamas. A distância que costumam manter dos diferentes tipos de meio-fio não é exatamente conhecida, mas sabe-se que o afastamento lateral varia com a altura e inclinação do meio-fio e com a posição de outras obstruções além dele (árvores, postes, luminárias, guarda-corpo de pontes etc.).

Meios-fios intransponíveis não devem ser usados ao longo de vias expressas ou vias arteriais com velocidades elevadas, mas, se houver necessidade, devem-se usar os transponíveis e não devem

ficar mais próximos da pista que a borda externa do acostamento. Meios-fios intransponíveis intermitentes ao longo de vias arteriais devem ficar afastados 0,60 m da borda da pista de rolamento. Quando forem contínuos e usados ao longo de um canteiro central ou ilha de canalização, em uma interseção ou interconexão, devem estar afastados da borda da pista de pelo menos 0,30 m e, preferivelmente, de 0,60 m.

Meios-fios não devem ser usados com barreiras de concreto. Meios-fios na frente de barreiras podem provocar trajetórias imprevisíveis depois de um impacto. Quando mal colocados podem fazer que veículos desgovernados pulem por cima da barreira ou batam na mesma, capotando.

d) Meios-fios em vias arteriais

Vias arteriais normalmente são projetadas com meios-fios para permitir maior uso da largura disponível e para controle de drenagem, proteção de pedestres e delineamento das vias. De um modo geral, o meio-fio do lado direito deve ser do tipo intransponível, de 0,15 a 0,20 m de altura.

Em vias com canteiro central, o tipo de meio-fio do canteiro deve ser determinado de acordo com a sua largura e com o tipo de controle de movimento de giro. Quando forem permitidos giros à esquerda em meio de quadra e a largura do canteiro for menor que 3,00 m, um meio-fio em nível (tento) é eficiente para canalizar o tráfego e evitar que os veículos percorram distâncias desnecessárias e concentrem os giros nas interseções. Onde movimentos de travessia são indesejáveis devem ser usados meios-fios intransponíveis. Uma barreira no canteiro deve ser empregada quando for essencial a separação dos movimentos de sentidos opostos ou onde houver necessidade de impedir a travessia de pedestres.

Conforme já exposto, meios-fios de tipo intransponível devem estar afastados de 0,30 a 0,60 m da borda da pista de rolamento. Observa-se, todavia, que onde forem construídos meios-fios combinados com sarjetas, a largura da base da sarjeta, que é normalmente de 0,30 a 0,60 m, pode prover o afastamento do tráfego necessário.

5.6.5 Conformação e declividades

a) Conformação da pista tangente

As pistas em tangente podem ter duas formas quanto à seção transversal: seção abaulada ou plana.

– Pista de seção transversal abaulada

Trata-se de seção formada por uma curva convexa, levemente arredondada e linha de coroamento central, com declividade crescente para as bordas da pista de rolamento. Normalmente, as seções

são parabólicas, caracterizadas pela altura de coroamento, definida pela diferença de altura entre a crista da linha de coroamento e a borda do pavimento. Apresenta como possíveis vantagens os seguintes aspectos:

- A drenagem geralmente é mais rápida;
- O desnível entre as bordas da pista em tangente é eliminado ou reduzido;
- Em rodovias de mão dupla em tangente, a aceleração transversal (de fato, a componente transversal da aceleração da gravidade terrestre) atua sempre para o lado direito dos veículos (desconsiderando as ultrapassagens), seja qual for o sentido em que trafeguem;
- O sentido de atuação da aceleração transversal sobre os veículos e a conformação da seção contribuem para afastar veículos trafegando em sentidos opostos;
- Pavimentos estruturalmente simples têm sua resistência aumentada devido ao efeito de arco.

Por outro lado, devem ser considerados os seguintes aspectos desfavoráveis:

- Construtivamente, esse tipo de seção pode apresentar maiores dificuldades de execução. Ademais, requer instalações de drenagem em ambos os lados da pista. Especialmente em alguns casos de rodovias de pista dupla com predominância de trechos em tangente, a necessidade permanente de instalações adicionais para drenar o canteiro pode onerar a implantação e manutenção da rodovia;
- Operacionalmente, veículos cruzando a crista ficam sujeitos a uma variação no sentido de atuação da aceleração transversal.

Esse tipo de seção é empregado principalmente em vias de pista simples e mão dupla. Pode, no entanto, ser empregado em pistas de mão única, especialmente no caso de traçados independentes.

– *Pista de seção transversal plana*

Trata-se de seção formada por superfícies planas. Podem ser classificadas em dois tipos: com caimento simples, apresentando inclinações transversais em um só sentido, ao longo de toda sua largura, e com caimento duplo, apresentando uma linha de coroamento e inclinações transversais em um só sentido, em cada lado.

Pistas com caimento simples, como mostrado nas Figuras 84D a 84G, apresentam as seguintes vantagens:

- O sentido de atuação da aceleração transversal é constante;
- Tendem a prover maior conforto para os motoristas, quando trocam de faixas;

- A concepção da transição da superelevação é mais simples;
- A execução do pavimento pode ser mais simples;
- Instalações de drenagem, de modo geral, somente são necessárias em um só lado da pista;
- Minimiza as lâminas d'água nas faixas internas, de maior velocidade;
- Simplifica o projeto nas interseções.

Entre os aspectos desvantajosos, mencionam-se:

- Maior acúmulo de águas pluviais na faixa de rolamento de cota mais baixa, com maior volume de veículos comerciais;
- Um constante desnível entre as bordas da pista.

Esse tipo de seção é empregado vantajosamente em rodovias de pista dupla e em pistas de mão única, em geral. Pode ser empregado em rodovias de pista simples, quando os aspectos vantajosos preponderarem.

Pistas com caimento duplo, como mostrado nas Figuras 84A a 84C, apresentam as seguintes vantagens:

- A drenagem geralmente é mais rápida;
- O desnível entre as bordas da pista em tangente é eliminado ou reduzido;
- Em rodovias de mão dupla em tangente, a aceleração transversal (de fato, a componente transversal da aceleração da gravidade terrestre) atua sempre para o lado direito dos veículos (desconsiderando as ultrapassagens), seja qual for o sentido em trafeguem;
- O sentido de atuação da aceleração transversal sobre os veículos e a conformação da seção contribuem para afastar veículos trafegando em sentidos opostos.

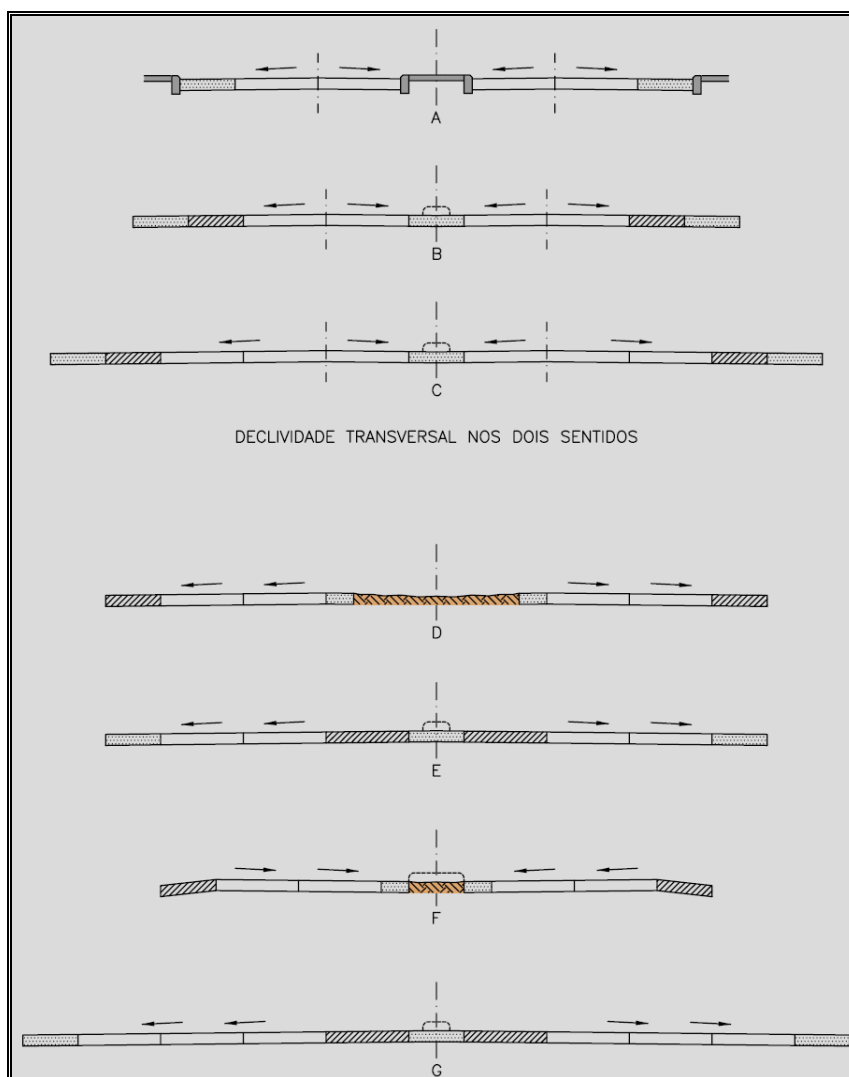
Entre os aspectos desvantajosos, mencionam-se:

- Exige construções hidráulicas de ambos os lados da pista, aumentando seus custos;
- Apresenta inconvenientes em interseções em nível;
- Maiores dificuldades para superelevar a pista, o que ocorre frequentemente com pista dupla;
- Veículos efetuando ultrapassagem e cruzando a crista ficam sujeitos a uma variação no sentido de atuação da componente transversal da aceleração da gravidade, situação

desconfortável e mesmo perigosa para veículos altos e ônibus, quando a diferença algébrica de rampas na crista for superior a 4%.

O principal emprego do caimento duplo cabe nos casos de pista única sem canteiro ou pistas com traçados independentes. O uso dessas seções deve ser preferivelmente limitado a regiões de alto índice pluviométrico.

Figura 84 – Arranjos de Declividades para Vias de Pista Dupla



b) Declividades da pista e dos acostamentos em tangente

Declividades transversais elevadas são vantajosas para acelerar o escoamento das águas pluviais. Por outro lado, valores baixos são preferíveis, tanto por motivos estéticos como por motivos operacionais e de segurança, decorrentes da menor aceleração transversal, proporcionando maior conforto em dirigir e menores desvios laterais por ocasião de freadas bruscas, ventos fortes ou pista molhada. Porém, a condição básica para a adoção de valores baixos de declividade pressupõe a existência de pavimentos de alta qualidade e elevado grau de acabamento.

– *Vias expressas*

Nos trechos em tangente, a seção transversal normal de cada pista deve ter caimento simples com declive de 2% para o lado externo, no caso de pavimentos betuminosos de alta qualidade, e um declive de 1,5% para pavimentos de concreto de cimento. Em locais sujeitos a fortes chuvas ou com pavimentos de maior grau de porosidade ou qualidade algo inferior, ou onde sejam previsíveis recalques diferenciais da plataforma pode ser adotada uma declividade de 2,5% ou, no máximo, 3%.

Em determinadas situações especiais, por exemplo, onde houver um canal no canteiro central ou quando as duas pistas se situarem sobre uma única estrutura elevada, o declive da pista pode eventualmente ser para o lado interno, visando baratear a drenagem, embora decorra uma concentração de água pluvial justamente na faixa interna, onde são maiores as velocidades, aumentando o perigo da aquaplanagem. Em vias mais largas, principalmente em locais sujeitos a chuvas fortes, o coroamento da seção deve ser colocado no centro da pista ou a um terço de uma borda, drenando para os dois lados.

A declividade transversal dos acostamentos internos deve ser para o canteiro central, com o valor de 5%, quando o canteiro for largo. Quando o canteiro for estreito ou dotado de separador físico, os acostamentos internos drenarão para a pista com a declividade desta. Nos trechos em curva, a diferença algébrica de rampas entre pista e acostamento deve ser limitada a 7%. O tratamento desse caso encontra-se abordado na alínea “c” desta subseção.

– *Vias arteriais*

Declividade transversal suficiente para drenagem do pavimento é importante nas vias arteriais urbanas. Os problemas típicos relacionados com aquaplanagem são resultado de volumes elevados de tráfego em seções com meios-fios, principalmente em altas velocidades. As declividades transversais devem ficar entre 1,5% e 3%, sendo os valores menores do intervalo adequados para seções com uma faixa de tráfego e os valores maiores para mais de uma faixa de tráfego. Declividades maiores podem ser usadas em faixas de estacionamento. A seção deve ter aparência uniforme, sem interrupções. Devido ao fato das vias arteriais serem frequentemente dotadas de meios-fios, deve-se prover tanto drenagem longitudinal quanto transversal. O uso de maiores inclinações transversais reduz o fluxo longitudinal e a formação de poças, devido a irregularidades do pavimento e trilhas de roda.

Quando se tratar de vias de caráter convencional, sem canteiro central físico, a seção transversal deve ter caimento duplo, podendo apresentar seção parabólica. Neste caso, deve ser dada atenção

especial à declividade junto aos meios-fios, que não deve ser elevada, tendo em vista seus reflexos, principalmente sobre o serviço de ônibus.

– *Ramos*

Os ramos devem ter declividade transversal de 2%, geralmente para o lado direito, no sentido do tráfego.

c) Declividades dos acostamentos em curvas

Devem ser considerados dois casos básicos: o acostamento do lado interno e o acostamento do lado externo das curvas.

– *Acostamento do lado interno das curvas*

- *Na curva circular:* Quando a taxa de superelevação for inferior à declividade do acostamento em tangente, esta última deve ser mantida. Quando for superior, a declividade do acostamento deve ser igual à da pista.
- *Na transição da superelevação:* Quando a taxa de superelevação na curva for superior à declividade do acostamento em tangente, esta última deve ser mantida até o ponto onde se equivaler à declividade da pista. A partir desse ponto, o acostamento interno deve girar, acompanhando a declividade da pista.

– *Acostamento do lado externo das curvas*

São possíveis duas hipóteses para a declividade transversal dos acostamentos situados do lado externo das curvas.

A primeira hipótese prevê que o acostamento terá a mesma declividade transversal, em valor e sentido, que a pista.

A segunda hipótese prevê que a declividade transversal do acostamento será orientada para o lado externo da curva.

A primeira hipótese apresenta como vantagens:

- A redução de restrições à operação, tendo em vista a continuidade física e visual dos elementos superficiais que se estendem além da borda da pista;
- Uma maior simplicidade construtiva.

A segunda hipótese apresenta como vantagens:

- A condução para fora da pista das águas pluviais e dos detritos que inevitavelmente atingem a superfície do acostamento e tendem a alcançar a pista principal;
- Idem, quanto a detritos, óleo etc., provenientes de reparos de veículos;
- Reduz a infiltração no contato pista-acostamento;
- O afastamento da pista, física e psicologicamente, dos veículos parados no acostamento;
- A redução das rampas de superelevação e da sinuosidade do perfil da borda do acostamento, minimizando a interferência com o escoamento longitudinal das águas pluviais.

A primeira hipótese é recomendada para faixas de segurança ou acostamentos estreitos (largura $\leq 1,20$ m).

A segunda hipótese é recomendada para os casos gerais, de acostamentos largos (largura $> 1,20$ m), tendo em vista que as restrições à operação são consideradas aceitáveis quando a diferença algébrica entre as declividades da pista e dos acostamentos na borda da pista, for limitada a 7% ou for introduzida uma curva de concordância entre pista e acostamento (desejável mesmo para diferenças algébricas de declividades inferiores a 7%). Também a maior dificuldade construtiva associada a esta hipótese pode ser solucionada detalhando cuidadosa e adequadamente o projeto de engenharia.

Decorrem então os seguintes casos, referidos à segunda hipótese:

- *Na curva circular:* Quando a taxa de superelevação for igual ou inferior a 5%, a declividade do acostamento deve ser de 2% (diferença algébrica das declividades não superior a 7%). Quando a taxa de superelevação for superior a 5%, a declividade do acostamento deve ser mantida em 2%, concordando-se as declividades da pista e do acostamento mediante uma curva vertical de comprimento igual a aproximadamente 40% da largura do acostamento.
- *Na transição do abaulamento e da superelevação:* A declividade do acostamento deve ser gradualmente reduzida ao longo do comprimento de transição do abaulamento, de forma a obter-se o valor de 2% no ponto de nível. Quando a taxa de superelevação mantida na curva circular for igual ou inferior a 5%, a declividade de 2% para o acostamento deve ser mantida ao longo da transição da superelevação, tolerando-se a ausência de concordância entre pista e acostamento. Quando a taxa de superelevação na curva circular for superior a 5%, a declividade de 2% para o acostamento deve ser mantida ao longo da transição da superelevação, introduzindo-se, porém, uma curva de concordância da declividade da pista com a declividade do acostamento. O comprimento em planta dessa concordância deve

crescer gradualmente, desde o valor nulo até o valor a ser mantido na curva circular, aproximadamente igual a 40% da largura do acostamento.

As Figuras 85 e 86 mostram as situações descritas.

Figura 85 – Declividade Transversal dos Acostamentos em Curva (Lado interno)

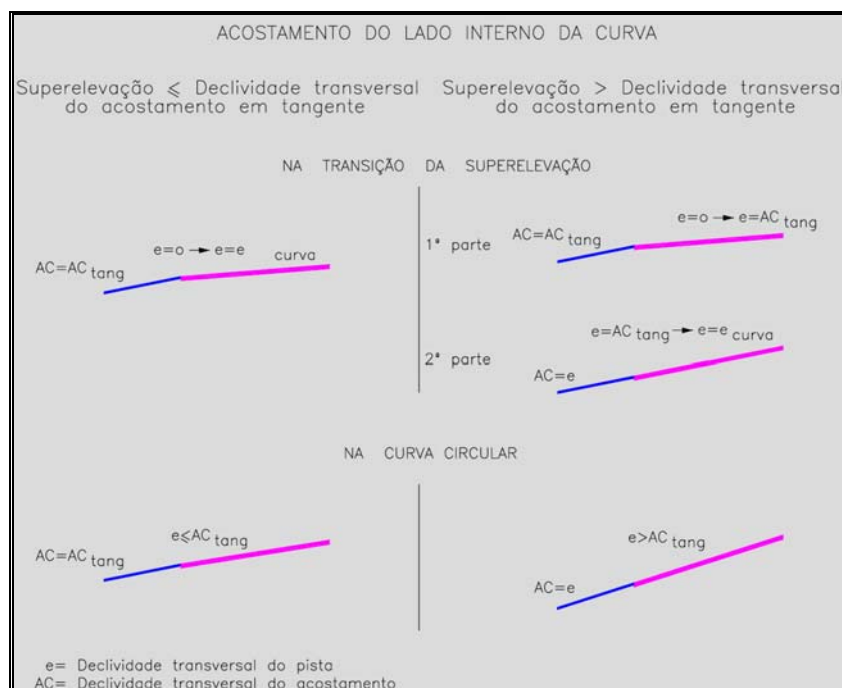
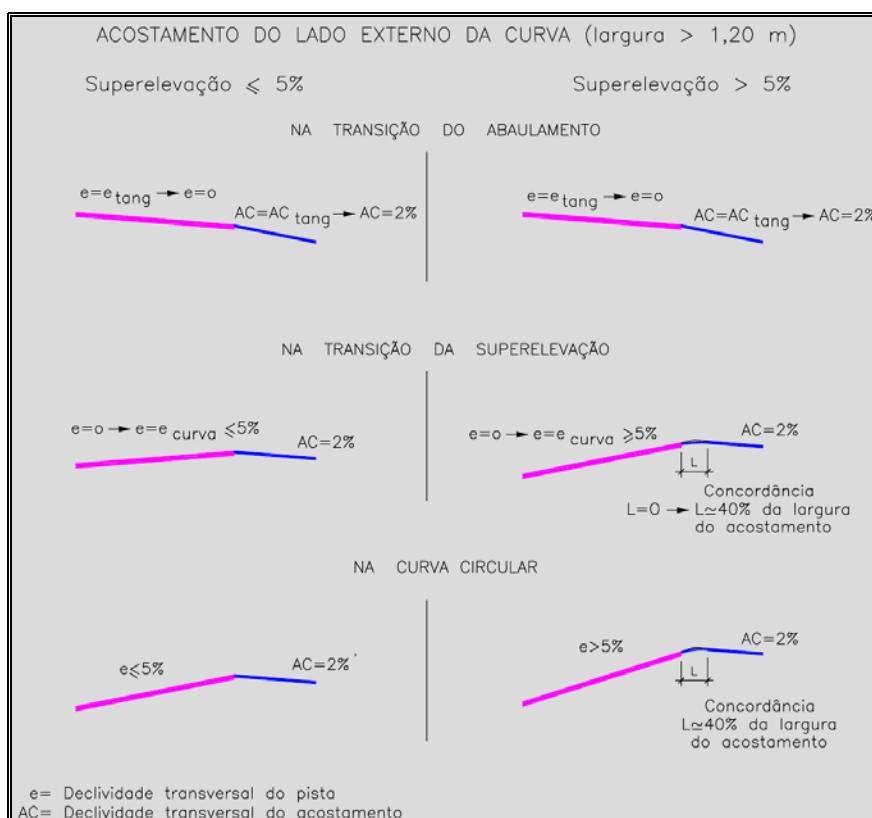


Figura 86 – Declividade Transversal dos Acostamentos em Curva (Lado externo)



5.6.6 Canteiro central

a) Características gerais

Sob os aspectos operacionais e estéticos, são desejáveis canteiros centrais com maior largura possível e viável. Canteiros largos minimizam a interferência entre os fluxos em sentidos opostos, seja fisicamente (ofuscamento), ou psicologicamente (ruídos e poluição), permitem que veículos desgovernados retornem à pista com maior facilidade e possibilitam um melhor aproveitamento paisagístico e cênico. Por outro lado, canteiros muito largos em áreas urbanas encarecem substancialmente o projeto, devido ao alto custo da faixa de domínio e ao aumento de extensão de obras-de-arte transversais.

Em geral, a escolha do valor a ser adotado para um determinado projeto deve ser basicamente um compromisso entre as necessidades e conveniências de projeto, especialmente no que tange à operação e à segurança, e os aspectos econômicos. A largura do canteiro central é função ainda da necessidade e da largura de acostamentos internos (incluídos, por definição, na largura do canteiro), de eventuais faixas de desaceleração e de espera para conversões à esquerda e, também, do uso futuro do canteiro para pistas reversíveis, pistas exclusivas para ônibus expresso, metrô ou ferrovia. Eventualmente, poderá abrigar um veículo que, em interseções ou retornos em nível, cruze a via em duas etapas.

As larguras dos canteiros centrais podem variar onde os intervalos entre interseções são superiores a 1,00 km. Por economia, podem-se adotar canteiros estreitos entre as interseções e gradualmente aumentar sua largura nas proximidades das mesmas, para acomodar faixas de giro à esquerda. Esta solução, no entanto, raramente é satisfatória. Não deve ser usada quando as interseções são frequentes e próximas, porque os alinhamentos sinuosos podem resultar em número excessivo de manobras para os motoristas se manterem nas faixas de tráfego direto. É mais desejável dispor de canteiros centrais de largura uniforme. Nas vias com alta velocidade e canteiros estreitos deve-se sempre considerar a conveniência de adotar barreira rígida.

Em uma via com número ímpar de faixas de tráfego, tipicamente três ou cinco, a faixa central é frequentemente usada para desaceleração e armazenagem de veículos desejando girar à esquerda, servindo a ambos os sentidos. Esse tipo de operação funciona bem onde as velocidades são relativamente baixas (de 40 km/h a 60 km/h) e não há grande concentração de veículos girando à esquerda.

Quando uma via arterial passa por uma área desenvolvida com numerosas ruas transversais, saídas e entradas, e for inexequível limitar os giros à esquerda, a faixa central de giro à esquerda, servindo os dois sentidos, frequentemente é a única solução prática. Pelo fato de que os veículos girando à esquerda dispõem de espaço para reduzir a velocidade e esperar por intervalos no tráfego oposto, a interferência no tráfego direto é reduzida. A Figura 87 mostra um exemplo de faixa de giro à esquerda atendendo os dois sentidos.

Figura 87 – Faixas de Giro à Esquerda Atendendo os dois Sentidos do Tráfego



Um canteiro central com meios-fios intransponíveis pode ser adotado em vias arteriais urbanas de baixa velocidade. Esse tipo de canteiro é usado quando se deseja controlar os acessos ao longo de uma via arterial, proibindo giros à esquerda em meio de quadra. Esses canteiros provêm refúgio para pedestres e locais adequados para sinais. Apresentam, no entanto, algumas desvantagens que devem ser consideradas. Em vias que permitem velocidades elevadas, não impedem acidentes com pedestres ou com veículos atravessando o canteiro, a não ser que haja uma barreira ou defesa no canteiro central. Se atingido acidentalmente, o meio-fio pode fazer o motorista perder o controle de seu veículo. Além disso, esses canteiros podem ser difíceis de serem vistos à noite, sem iluminação

ou delineamento adequado. Também as sombras dos meios-fios intransponíveis provocadas pelos faróis dos veículos, em sentido contrário, dificultam a visão do meio-fio e de parte da faixa adjacente. Em alguns casos, a proibição de giros à esquerda no meio da quadra pode causar problemas operacionais em interseções adjacentes, por aumentar a concentração de giros à esquerda e de retornos.

As desvantagens citadas dos canteiros com meios-fios intransponíveis podem ser eliminadas, em grande número de casos, usando tentos (meios-fios enterrados, no mesmo nível da faixa adjacente) ou meios-fios transponíveis (com face superior chanfrada, para facilitar a travessia). Esses canteiros apresentam, entretanto, baixa visibilidade noturna, quando molhados. Sua visibilidade pode ser melhorada usando pavimentos com texturas contrastantes e com delimitação melhor caracterizada, por exemplo, com o uso de tachas ou tachões com superfícies refletoras.

Quando se pretende ampliar uma via arterial suburbana de duas faixas, passando para uma de múltiplas faixas com a introdução de um canteiro central, devem ser adotados meios-fios intransponíveis nas bordas do canteiro, para impedir giros à esquerda fora das interseções. A permissão dos giros apenas nas interseções disciplina esses movimentos e traz melhores condições de operação ao tráfego.

Deve-se dar atenção especial a largura do canteiro central nas interseções. Pesquisas indicam que a maior parte do comportamento inadequado dos motoristas, nas travessias dos canteiros de interseções, resulta de competição por espaço de veículos de mesmo sentido de tráfego. O potencial para tais problemas é geralmente maior em áreas urbanas e suburbanas que em áreas rurais, onde os volumes de tráfego girando ou cruzando são menores. O comportamento inadequado inclui veículos esperando em duas faixas paralelas, paradas em ângulo e ocupação parcial das faixas de tráfego direto. Em interseções urbanas e suburbanas não semaforizadas a frequência de colisões e comportamento inadequado aumenta com a largura do canteiro. Dessa forma, os canteiros centrais nessas interseções não devem ter larguras maiores que as necessárias. Essa tendência é o oposto do que foi observado nas interseções rurais não semaforizadas.

Canteiros centrais estreitos, sem pavimentação e meios-fios, não orientam o tráfego, levando os veículos a ultrapassar as bordas da rodovia. Para minimizar o problema, a pintura de linhas de bordo e suficiente área pavimentada, além das bordas, fornecem orientação efetiva e permitem acomodar as áreas cobertas pelos carros de passeio e eventuais veículos de maiores dimensões.

Uma barreira no canteiro central pode ser conveniente em algumas vias arteriais com tráfego rápido. Barreiras fornecem separação real do tráfego e desencorajam travessias indiscriminadas de

pedestres. Onde a barreira é interrompida por ruas transversais ou por simples aberturas, seus extremos devem ser projetados de acordo com a velocidade do tráfego e apresentar condições próprias para reduzir os efeitos de eventuais colisões. Orientação complementar sobre projeto de terminais de barreiras é apresentada na subseção 5.6.9 deste Manual. Informações adicionais sobre canteiro central em interseções podem ser encontradas no *Manual de Projeto de Interseções – DNIT, 2005*.

b) Vias expressas

Uma maior separação entre correntes de tráfego de sentidos contrários é mais confortável para os motoristas, de modo que os canteiros centrais das vias expressas devem ser tão largos quanto possível. A largura adicional pode ser usada por veículos próprios para transporte de massa ou pode servir para faixas adicionais, atendendo a necessidades futuras de mais capacidade. É desejável um canteiro central com 12 m de largura, que proporciona, no sentido físico e psicológico, uma sensação de separação das correntes de tráfego opostas, maior liberdade e facilidade de operação. Com essa largura, o ruído, a pressão do ar e o ofuscamento dos faróis são grandemente reduzidos.

Entretanto, em áreas densamente desenvolvidas, de alto custo, os espaços disponíveis para canteiros geralmente são reduzidos. Em condições restritas, a largura pode conter apenas os acostamentos internos e um separador central de 0,60 m. Para vias expressas urbanas com pistas de quatro faixas, a largura mínima de um canteiro central deve ser de 3,00 m, que é suficiente para dois acostamentos internos de 1,20 m e uma barreira de 0,60 m. Para vias expressas com seis ou mais faixas, a largura mínima deve ser de 6,60 m ou, preferivelmente, 7,60 m, quando o fluxo horário, por sentido, de caminhões, exceder a 250 veículos/h, para prover um acostamento interno mais largo, que possa acomodar veículos pesados.

Quando o canteiro for provido de uma barreira, pode ser necessário maior espaço livre lateral, para atender à distância mínima de visibilidade de parada necessária nas curvas de raios pequenos. Canteiros estreitos devem ser pavimentados em toda a sua largura, de preferência com material contrastante em textura ou cor com a via.

Canteiros plantados e rebaixados são geralmente preferidos nas vias expressas, por proporcionarem maior facilidade de drenagem. Caso tenham uma valeta em seu ponto baixo, a seção deve ser projetada de modo a não constituir obstáculo nem ponto de perigo para veículos desgovernados. Os taludes dos canteiros devem ser desejavelmente de 1: 6, mas inclinações de 1: 4 podem ser adequadas.

c) Vias arteriais

Canteiros centrais são recomendáveis nas vias arteriais primárias e devem ser adotados onde o espaço permitir. Quando a faixa de domínio é limitada, frequentemente é necessário determinar como melhor distribuir as pistas de tráfego e canteiro central no espaço disponível. Nas vias arteriais com volume baixo, a decisão muitas vezes é a exclusão do canteiro. No entanto, um canteiro de 1,20 m é melhor que nenhum canteiro. Observa-se que qualquer aumento de largura, em um canteiro central, provoca um aumento de segurança e melhores condições de operação entre interseções.

As larguras dos canteiros centrais em interseções urbanas e suburbanas devem limitar-se às necessárias para acomodar os fluxos de giro à esquerda atuais e futuros. Em interseções com giros à esquerda, uma faixa específica para acomodar esses fluxos é sempre conveniente, para aumentar a capacidade e a segurança. Para acomodar uma faixa de giro, o canteiro deve ter, pelo menos, 3,60 m de largura. Preferivelmente o canteiro deve ter 5,40 m de largura, para prover uma faixa de giro de 3,60 m e uma separação de 1,80 m entre o fluxo de giro e o tráfego oposto. Em locais restritos, uma faixa de 3,00 m e um separador de 0,60 m (definido por meios-fios, tachões, pintura no pavimento ou combinação desses elementos) podem ser adotados.

Em interseções urbanas e suburbanas não semaforizadas, com previsão de travessias e giros de veículos de maiores dimensões, como ônibus escolares e caminhões, pode ser adequado prover largura suficiente para que tais veículos possam parar no canteiro central sem ocupar partes das faixas de tráfego direto da via principal.

Interseções urbanas e suburbanas não semaforizadas, com canteiros centrais de 9 a 15 m de largura, apresentam índices de colisões ligeiramente maiores que interseções com canteiros mais estreitos, mas podem operar de forma satisfatória. No entanto, interseções com canteiros mais largos que 15 m apresentam maior número de colisões e, se a largura do canteiro for superior a 18 m, são difíceis de sinalizar corretamente.

Cabe observar que as travessias dos canteiros centrais em interseções não semaforizadas constituem locais de alta potencialidade de acidentes. A existência dessas travessias deve estar condicionada a volumes de tráfego baixos e distâncias de visibilidade adequadas. Se a capacidade não atender ao tráfego previsto ou houver problemas de segurança, a travessia do canteiro central não deve ser permitida.

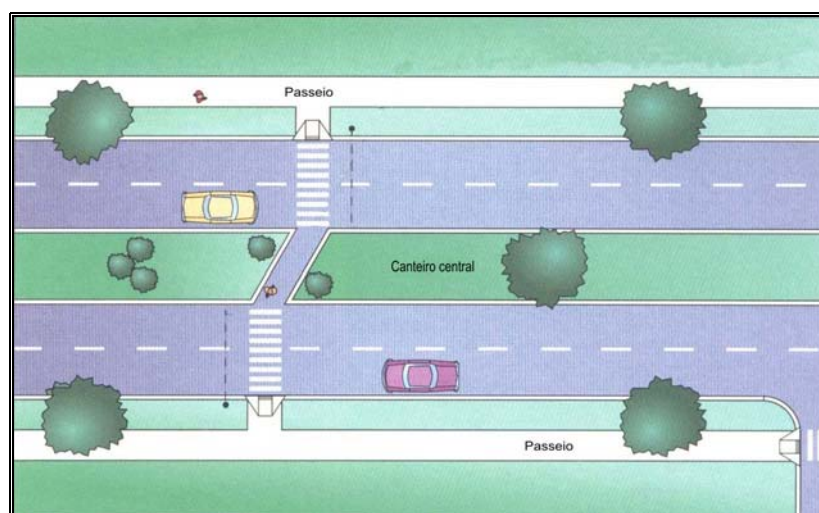
No caso de interseções urbanas e suburbanas semaforizadas, a frequência de colisões também aumenta para larguras maiores do canteiro. Portanto, as larguras dos canteiros nessas vias não

devem ser mais largas que o necessário para implantar as faixas de giro à esquerda. Larguras maiores que 18 m são indesejáveis em interseções que já são semaforizadas ou que o serão em futuro próximo. A eficiência das operações de sinalização decresce com o aumento da largura do canteiro, porque os motoristas precisam de mais tempo para atravessá-lo e detectores especiais podem ser necessários para evitar que veículos fiquem presos dentro do canteiro, ao fim da fase verde que lhes corresponde. Além disso, se a largura for tão grande que exija dois tempos separados para as duas travessias da via de pista dupla, as demoras para os motoristas aumentam substancialmente. Deve ser dada atenção às necessidades de armazenagem dos veículos na área do canteiro central.

Nas vias arteriais cresce também a importância do canteiro central como elemento físico que serve de refúgio para pedestres, especialmente em locais cuja extensão da travessia exceda 18 m. Nesses casos, o canteiro deve ter pelo menos 1,80 m de largura, de modo que mais de um pedestre possa aguardar a oportunidade de atravessar e possam ser colocados sinais de advertência de ambos os lados do canteiro. Quando for viável, uma largura de 2,40 m deve ser adotada, de modo a poder acomodar bicicletas, cadeiras de rodas, patinetes e grupos de pedestres, e prover uma área de acumulação de pedestres separada, pelo menos, de 0,60 m da face do meio-fio. Recomenda-se que esses canteiros tenham um vão rebaixado para facilitar a travessia, especialmente dos deficientes físicos.

A Figura 88 mostra uma travessia de pedestres em meio de quadra de uma via arterial de quatro faixas. Observe-se que o caminho dos pedestres é inclinado em relação ao canteiro central, de modo a melhorar sua visão dos veículos que se aproximam da local de travessia.

Figura 88 – Travessia de Pedestres em Meio de Quadra



Há casos de pistas com mão dupla, em que não é possível prever canteiros centrais com refúgios físicos. Uma solução de compromisso consiste em proporcionar uma faixa central pintada em zebra ou contrastante com pelo menos, 0,80 m de largura, suficiente para abrigar um pedestre que esteja atravessando a arterial em duas etapas. Para tanto, é necessário um judicioso balanço das larguras de todos os elementos da seção transversal (faixas de rolamento, sarjetas, calçadas), para acomodar essa faixa de 0,80 m dentro da faixa de domínio disponível.

No caso de canteiros com larguras reduzidas, em vias de alta velocidade, deve ser disposto um separador físico rígido, o que requer maior atenção à drenagem, especialmente em seções superelevadas. Havendo apenas uma defesa, o centro do canteiro pode ser pavimentado e disposto de modo levemente elevado, para facilitar a drenagem.

Em casos especiais, com restrições físicas, pode-se adotar uma largura mínima de 0,60 m para separar fisicamente as correntes de tráfego de sentido contrário. Este caso, entretanto, deve ser evitado sempre que possível.

A Tabela 73 resume os valores recomendados para a largura do canteiro central em projetos de vias expressas e arteriais primárias.

5.6.7 Canteiro lateral

A área entre a pista de uma via de tráfego direto e uma via marginal ou rua lateral pode ser designada como canteiro lateral. Esses canteiros funcionam como áreas de segurança entre o tráfego na via arterial e o tráfego local da rua lateral e fornecem espaço para acostamento da via de tráfego direto e ramos de conexão entre as duas vias.

Quanto mais largo for o canteiro, menor será a influência do tráfego local no tráfego direto. Canteiros largos permitem tratamento paisagístico e melhoram a aparência, tanto da rodovia quanto da propriedade lateral. Uma maior largura é particularmente vantajosa em interseções com ruas transversais, porque minimiza os conflitos entre pedestres e veículos.

Onde são feitas conexões da via principal com a rua lateral, o canteiro deve ser substancialmente maior. A largura depende da geometria do acesso.

Onde há via marginal de mão dupla, o motorista na via principal vê à sua direita o tráfego se aproximando pela rua lateral. Desejavelmente, a separação deve ser suficientemente larga para minimizar os efeitos do tráfego que se aproxima, particularmente dos faróis dos carros à noite. Quando a via marginal tem sentido único não se necessita de grandes larguras.

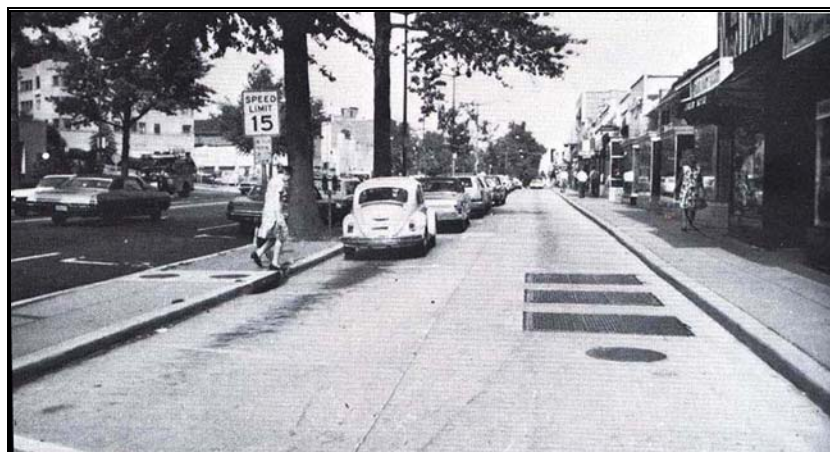
Tabela 73 – Largura do Canteiro Central

Categoria da via	Largura do canteiro central (m)
<i>Vias Expressas</i>	
Mínimo	
Pistas de 2 faixas	1,80
Pistas de 4 faixas	3,00
Pistas de 6 ou mais faixas	6,60*
Desejável	12,00
<i>Vias Arteriais Primárias</i>	
- Sem faixa de giro à esquerda	
Mínimo	1,20 (0,60)
Desejável	3,00
- Com refúgio de pedestres	
Mínimo	1,80 (1,20)
Desejável	4,20
- Com faixa de giro à esquerda	
Mínimo	3,60 (3,00)
Desejável	5,40
- Com proteção dos veículos que cruzam	
Mínimo	6,00
Desejável	14,00
- Com retornos em “U”, movimentos entre faixas internas	
Mínimo	9,00
Desejável	19,00

* Preferivelmente 7,60 m, onde for previsto um volume horário por sentido de caminhões superior a 250 veículos.
() valor mínimo absoluto.

A Figura 89 mostra uma via marginal com uma faixa de tráfego e estacionamento que serve para atender ao comércio ao longo de uma área densamente desenvolvida. Os canteiros laterais com meios-fios elevados criam uma área de proteção entre o tráfego local e o tráfego direto e fornece um refúgio para pedestres.

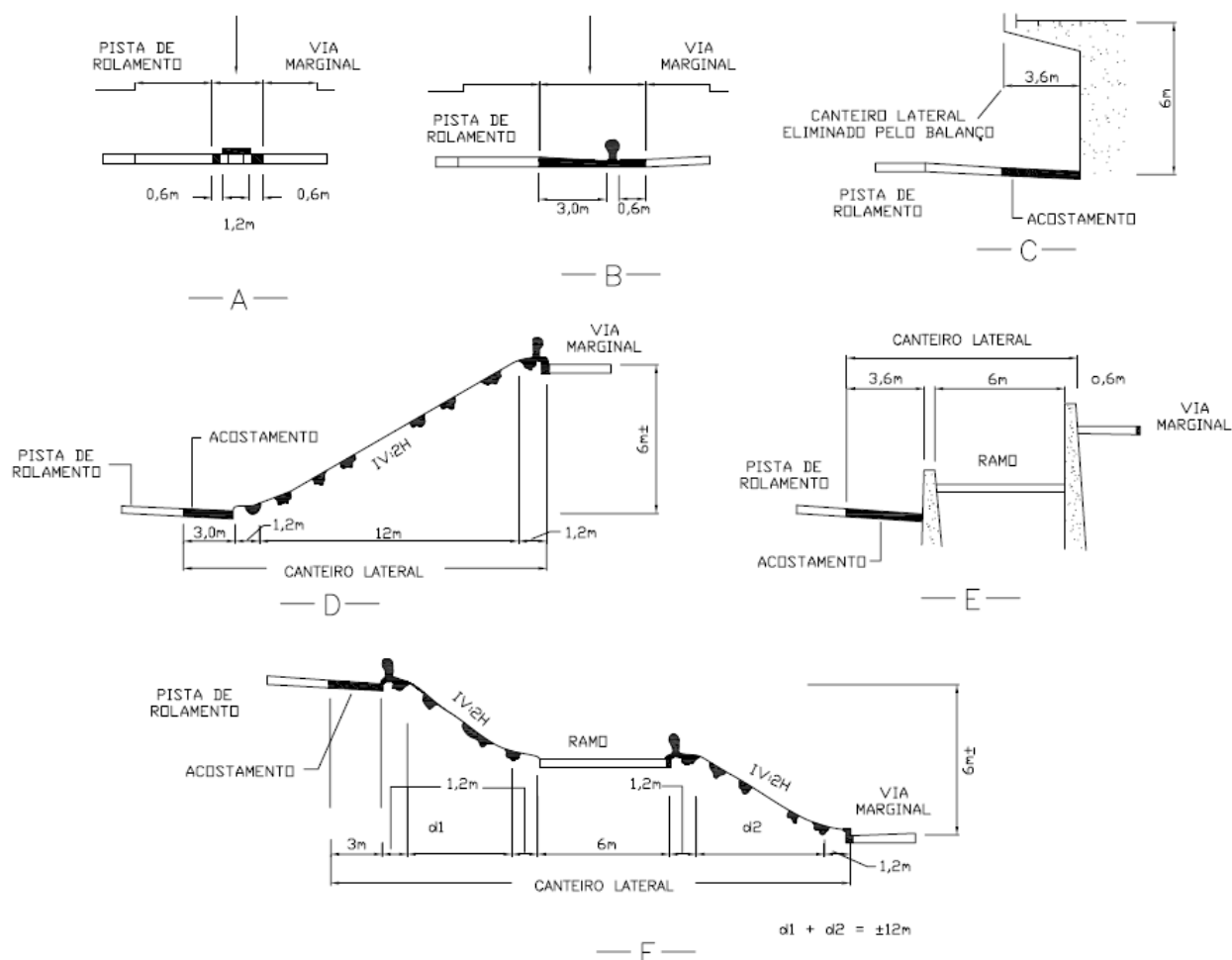
Figura 89 – Via Marginal com Canteiro Separador Estreito



A seção transversal e o tratamento do canteiro lateral dependem, principalmente, de sua largura e dos tipos de vias arterial e marginal. Preferivelmente, a drenagem deve ser feita da via principal para o meio-fio e sarjeta, na via marginal ou para caixas coletoras dentro do canteiro. Seções transversais típicas de canteiros laterais para vários tipos de vias são apresentadas na Figura 90.

A seção transversal da Figura 90A é aplicável para vias arteriais de baixa velocidade em áreas densamente desenvolvidas. A Figura 90B mostra um canteiro lateral de largura mínima, que pode ser aplicado em vias expressas ao nível das ruas e arteriais de grande velocidade. Esse canteiro central consiste simplesmente dos acostamentos da via principal e da via marginal, e de uma barreira rígida. A Figura 90C mostra uma via arterial enterrada com a via marginal superior em balanço. Neste exemplo, a borda interna da via marginal se localiza exatamente em cima da borda externa da via arterial. A Figura 90D mostra um tipo comum de canteiro lateral ao longo de uma via expressa enterrada. A Figura 90E mostra uma seção com muro lateral de uma via arterial enterrada, com um ramo de acesso no canteiro lateral e a Figura 90F mostra uma via expressa típica, com uma pista de acesso no canteiro lateral.

Figura 90 – Seções Típicas com Canteiros Laterais



5.6.8 Taludes e muros de arrimo

a) Taludes

Considerações relativas à operação e à segurança do tráfego, bem como à aparência da via, tornam desejáveis taludes, os mais suaves possíveis, com inclinações aquém daquelas calculadas para se obter sua estabilidade. Taludes suaves têm a seu favor:

- Maior conformação às formas da natureza;
- Melhor aparência visual e estética;
- Maior distância de visibilidade nas curvas em corte;
- Menores custos de manutenção, em decorrência da menor erosão;
- Em alguns casos, maior estabilidade geotécnica;

- Principalmente em aterros, segurança aumentada em caso de desgoverno do veículo, que poderá retornar à pista sem tombar.

O último caso citado já ocorre com taludes 1V:4H. Entretanto, o valor 1V:6H é mais seguro, tanto mais quanto maiores forem os volumes de tráfego. O emprego desses taludes pode diminuir a necessidade de defensas que, em certos casos, têm custos inicial e de manutenção mais onerosos que a suavização dos taludes de aterro. O acréscimo na terraplenagem tem seu peso reduzido diante das maiores dimensões da seção transversal e dos grandes volumes de tráfego, típicos de rodovias urbanas. Há que se considerar, no entanto, o aumento da faixa de domínio necessária.

Por outro lado, em zonas sensíveis ao ruído (residências, escolas, hospitais), taludes de corte mais íngremes, além de ocupar menor área, contribuem não só para diminuir psicologicamente a impressão auditiva, em consequência do ocultamento da rodovia, como também para reduzir a dispersão do ruído. Por sua vez, o grau ou potencial de instabilidade de um talude cresce em correspondência com o aumento de sua inclinação, entre outros fatores. Nos taludes constituídos de solos sem coesão, em geral o aumento da inclinação poderá ser crítico, quando o ângulo resultante desse talude se aproximar do ângulo correspondente ao atrito intergranular do solo.

Os taludes de corte e de aterro devem ser suavizados e conformados de acordo com a topografia e ser condizentes com o tipo da rodovia. A prática de projetar taludes suaves e conformados à topografia local, por certo, imprimem à seção transversal uma aparência bem mais harmoniosa, integrando-a na natureza. As medidas para controle de erosão, drenagem e os custos relativos à conservação dos taludes dependem muito dessa conformação adequada. A economia global não depende somente do custo inicial, mas também do custo de manutenção, do qual a estabilidade é um fator.

Os taludes suaves simplificam o assentamento do gramado e sua manutenção posterior, podendo ser plantados imediatamente, com clima favorável, nos taludes com inclinação de 1V:2H, e em climas semiáridos com inclinação de 1V:3H. Com taludes de 2V:3H ou mais inclinados, torna-se difícil estabilizar turfa, sobretudo em áreas com alto índice pluviométrico. Também, em razão de maior velocidade de escoamento superficial de água nos taludes de grande inclinação, a água necessária para preservar a grama não chega a se infiltrar no solo em grande quantidade.

Os taludes de inclinação maior que 2V:3H podem ser usados em casos justificados, tais como quando o custo exigido pela faixa de domínio para diminuí-lo for proibitivo. Nestes casos, devem ser estudado o uso de taludes mais suaves em combinação com muros de arrimo.

As formas naturais do terreno, colinas e vales são invariavelmente arredondadas e a reprodução das mesmas confere uma forma natural e estética agradável às seções transversais da rodovia. Assim, por motivos estéticos e também de segurança, devem ser arredondados os ângulos diedros de crista e pé de talude na concordância com o terreno natural e com a plataforma. O valor do arredondamento, porém, dependem do tipo de solo, inclinação e altura do talude e declive do terreno. As curvas verticais de arredondamento dos ângulos diedros devem ter comprimento $L = 1,5$ a 4 m. Os valores mais altos se aplicam no caso de terrenos íngremes; os mais baixos se aplicam à sarjeta e à borda externa do acostamento.

As inclinações dos taludes em rocha decorrem dos estudos de mecânica dos solos e das rochas; normalmente variam de 2V:1H até 20V:1H, em casos extremamente favoráveis, conforme o tipo e o estado da rocha.

Finalmente, não havendo restrições de faixa de domínio, é desejável que junto do acostamento externo haja uma faixa adicional com inclinação transversal de 1V:4H (25%), para aumentar a segurança de veículos desgovernados, principalmente no caso de aterros. Também em cortes, principalmente em rocha, onde ressaltam a possível interferência com a distância de visibilidade e a conveniência de harmonizar as linhas abruptas da rocha, é desejável que, além da sarjeta, haja uma faixa com inclinação de 1V:4H. O mesmo se aplica a muros de arrimo.

As inclinações máximas sugeridas dos taludes de terra são as indicadas na Tabela 74. Sempre que for viável, valores mais baixos devem ser aplicados. Entretanto, a determinação final da inclinação transversal dos taludes a adotar dependerá das características geológico-geotécnicas e das condicionantes hidrológicas e de drenagem.

Tabela 74 - Taludes de Terra

Altura do talude (m)	Inclinação do talude (V:H)
0 - 6	1:2
>6	2:3

b) Muros de arrimo

No caso de uma via expressa enterrada, os taludes laterais devem ser projetados da mesma maneira que os taludes de corte, mas geralmente têm que atender a limitações de largura. Em áreas desenvolvidas, não costuma haver espaço para as inclinações desejadas, especialmente quando houver ramos de ligação, e podem ser necessários muros de arrimo para atender à diferença de altura ou parte dela. Vários tipos de muros de arrimo podem ser adotados: de alvenaria, concreto,

pedra, blocos pré-moldados etc. Quando se usarem muros de arrimo em combinação com taludes em terra, os muros devem estar ao nível do acostamento da via expressa ou da parte externa acima da via enterrada.

Muros de arrimo afastados da via expressa são desejáveis do ponto de vista dos usuários, porque aumentam a sensação de espaço livre. Entretanto, pode ser mais vantajosa para a vizinhança a localização do muro ao nível da via, seguido de um talude na parte superior da seção transversal. Essa solução permite a separação efetiva das propriedades adjacentes por vegetação plantada no talude. A manutenção do talude pode ser feita com maior segurança e a redução de ruído pode ser mais eficiente. As duas soluções devem ser analisadas em cada caso, para se decidir qual é a mais adequada.

Muros de arrimo não devem estar mais próximos da via que os limites externos dos acostamentos, e preferivelmente, 0,60 m além desses limites (Figura 79). Para minimizar o ângulo de potenciais impactos, a base do muro não deve ficar mais afastada que cerca de 4,50 m da borda da pista de rolamento.

Quando o topo do muro de arrimo está no nível da via marginal, a face externa do parapeito acima do muro deve ficar a uma distância igual à largura de um acostamento usual ou ser localizada a pelo menos, 1,20 m e, preferivelmente, a 1,80 m da borda da pista de rolamento. Quando um muro de arrimo é localizado adjacente a uma faixa auxiliar ou ramo de acesso, essa distância deve ter a largura dos acostamentos dos ramos.

Devem ser sempre verificadas as distâncias de visibilidade horizontal para um veículo percorrendo a faixa de tráfego mais próxima dos taludes e muros de arrimo.

5.6.9 Defensas e barreiras

Um conceito básico estabelecido quanto às defensas e barreiras estipula que seu emprego só é válido no caso do impacto do veículo contra as mesmas ter consequências menos graves que o acidente (colisão ou queda) que sua ausência ocasionaria.

Defensas e barreiras são empregadas em condições onde haja probabilidade de um veículo desgovernado:

- Cruzar o canteiro central e se chocar com um outro veículo no sentido oposto;
- Chocar-se com um obstáculo fixo próximo à pista (postes, guarda-corpos, pilares);

- Sair da pista e rolar o talude de um aterro íngreme ($v:h > 1:4$), por influência de curvas acentuadas, ou ainda se as condições no pé do talude de aterro forem adversas (muro de arrimo, rio, rochas, abismo).

Outros casos frequentes de emprego de defensas são os de proximidade de pilares ou protuberâncias rochosas e eventual redução da largura do acostamento antes de obras-de-arte de grande vulto ou dispositivos de drenagem.

Defensas e barreiras implicam em custos de implantação e manutenção. Embora, por definição, devam contribuir para reduzir a gravidade de eventual acidente, não deixam também de provocar danos materiais e pessoais. Portanto, é altamente desejável tentar eliminar, sempre que viável, a causa da necessidade de defesa ou barreira. Medidas com essa finalidade abrangem, por exemplo, a suavização de taludes de aterro, o afastamento ou eliminação de obstáculos fixos ou o alargamento do canteiro central. O custo de execução dessas medidas pode, em muitos casos, ser inferior aos custos de implantação e manutenção das defensas ou barreiras. Portanto, deve ser sempre investigada a melhor solução em cada caso.

Ao proteger obstáculos fixos (pilares, postes etc), a defesa deve estar afastada destes a distância necessária para atender à deflexão dinâmica associada ao tipo de defesa adotado e que lhe confere as características amortecedoras de choque. No caso de emprego em canteiro central, a máxima deflexão da defesa flexível não deve invadir a pista de rolamento oposta.

No caso de pista dupla, sendo demasiadamente estreito o espaço entre os acostamentos internos (inferior a 1,80 m), torna-se muitas vezes necessário o emprego de um separador rígido, tipo barreira, geralmente de concreto, com geometria adequada. Sua rigidez é compensada pelos pequenos ângulos de choque.

Deve ser salientado que o uso de defensas e separadores rígidos pode influir sensivelmente sobre a distância de visibilidade disponível. Deve, assim, ser tomadas medidas que assegurem as necessárias distâncias de visibilidade horizontal em curvas, de modo que estes dispositivos não constituam obstáculo visual.

Separadores rígidos convencionais de concreto têm largura da ordem de 0,50 a 0,80 m, na base, e de 0,15 m, na crista. A altura acima do pavimento geralmente é de 0,80 m.

Defensas metálicas têm comumente altura total de 0,75 m e largura de cerca de 0,50 m (defensa simples para tráfego de um só lado) a 0,80 m (defensa dupla para canteiro central).

A necessidade de defensas ou de barreiras em crista de aterros pode ser determinada pelo gráfico simples da Figura 91. A curva apresentada no gráfico representa a linha de equilíbrio de consequências entre rolar o talude e colidir com a barreira. Baseia-se apenas nos principais aspectos geométricos do talude, quais sejam, sua altura e sua inclinação. Se o ponto de interseção das duas características geométricas se situar abaixo da curva, tecnicamente não é necessária defesa por motivo de talude. Esta pode, no entanto, vir a ser necessária se houver obstáculos fixos (pilares, postes, árvores, valetas, placas grandes etc.) à margem da pista. Adicionalmente, condições adversas no pé do talude de aterro, entradas de pontes e viadutos ou, ainda, uma combinação desfavorável de traçado, como por exemplo, uma curva acentuada à esquerda e/ou um declive acentuado e/ou acostamento estreito pode contribuir para torná-la necessária.

Nos canteiros centrais, a necessidade de defensas ou de barreiras é função de sua largura e dos volumes de tráfego. Aumentando o tráfego, aumenta a probabilidade de ser acidentalmente cruzado o canteiro central. A Figura 92 apresenta as condições que recomendam a utilização de barreiras em rodovias de alta velocidade, com controle de acessos, nos trechos com canteiros centrais planos, facilmente transponíveis. Os critérios apresentados baseiam-se em análises de acidentes e estudos de caráter geral e são sugeridos para uso na ausência de informações e estudos específicos para o local. Recomendam-se barreiras para as combinações de VMD e larguras de canteiros correspondentes à área densamente hachurada. Para baixos valores do VMD, a frequência de invasão do canteiro central é relativamente pequena. Assim, para volumes de tráfego menores que 20.000 veículos por dia e canteiros centrais dentro das áreas indicadas como opcionais, uma barreira só é recomendada se o local tiver um passado com incidência de acidentes por travessia de canteiros. Como as defensas podem ser implantadas gradativamente, acompanhando a evolução da sua necessidade, não cabe utilizar, para o início da operação da via, o volume de tráfego correspondente ao horizonte de projeto. É suficiente e prático considerar os volumes de tráfego para os primeiros cinco anos.

Da mesma forma, para canteiros relativamente largos, a probabilidade de travessia por um veículo é também pequena. Assim, para canteiros com mais de 9 m, dentro da área indicada como opcional na figura, somente o histórico de acidentes do local é que indicará a conveniência ou não de barreiras. Canteiros planos de mais de 15 m não deve ter barreiras, a não ser quando especificamente recomendado por um passado de acidentes. Cabe, também, observar que uma barreira pode reduzir a gravidade dos acidentes, mas pode aumentar o seu número, por reduzir o espaço de manobra disponível para voltar à pista.

Figura 91 – Necessidade de Defesa ou Barreira Rígida em Aterros

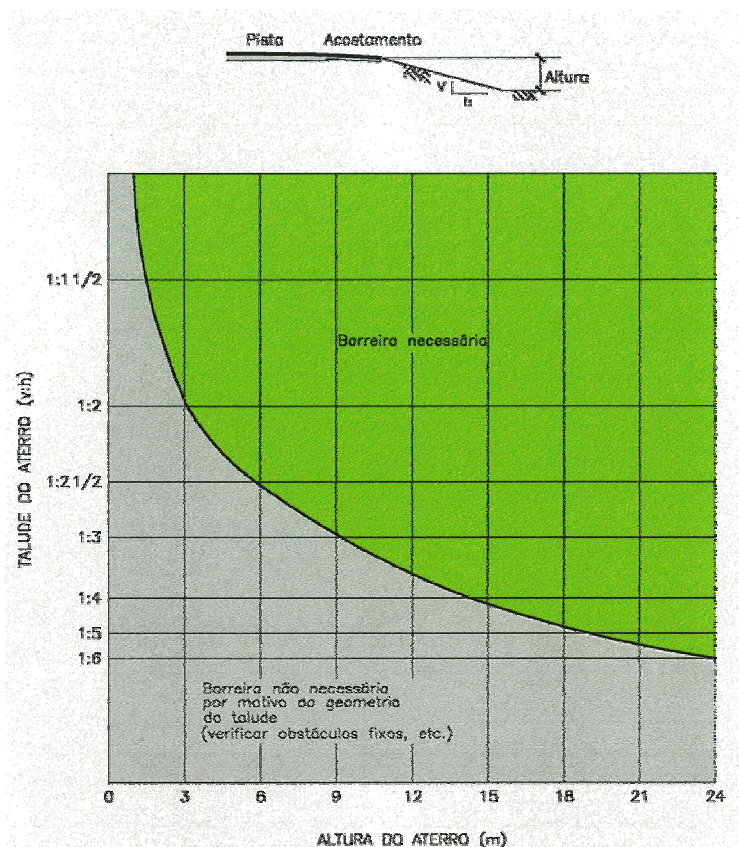
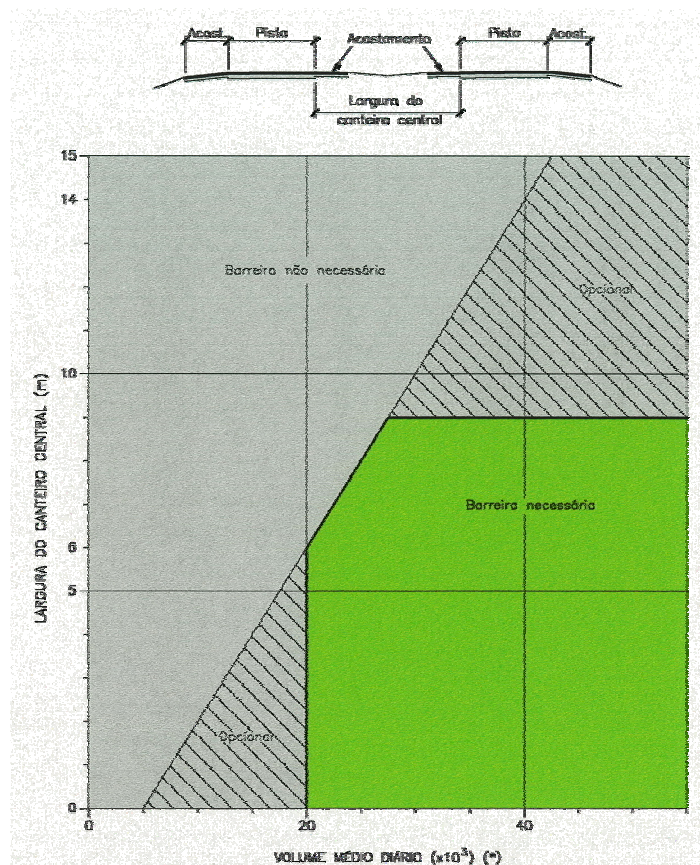


Figura 92 – Necessidade de Defesa ou Barreira Rígida em Canteiros Centrais



Convém ainda acrescentar que defensas e barreiras nunca devem ser introduzidas abruptamente. A elevação da crista de um separador físico deve se processar ao longo de uma extensão suficiente para que este não se constitua em obstáculo frontal.

Assim sendo, é conveniente que o início de uma barreira de concreto apresente elevação gradual de altura a partir do nível do terreno. Essa solução deve ser usada em trechos com velocidade baixa, de 60 km/h ou menos, e em locais com restrições de faixa de domínio. Outras soluções podem ser adotadas, como afastamento do início da barreira da borda da pista ou seu posicionamento em locais em que há pouca probabilidade de ocorrência de impacto. Quando se adotar essa elevação gradual, recomenda-se que se desenvolva ao longo de uma extensão mínima de 6 m, preferivelmente de 10 a 13 m. A altura da barreira no seu início deve ser inferior a 0,20 m. A Figura 93 apresenta um exemplo de elevação gradual da crista de uma barreira.

Figura 93 – Elevação Gradual da Crista de uma Barreira de Concreto

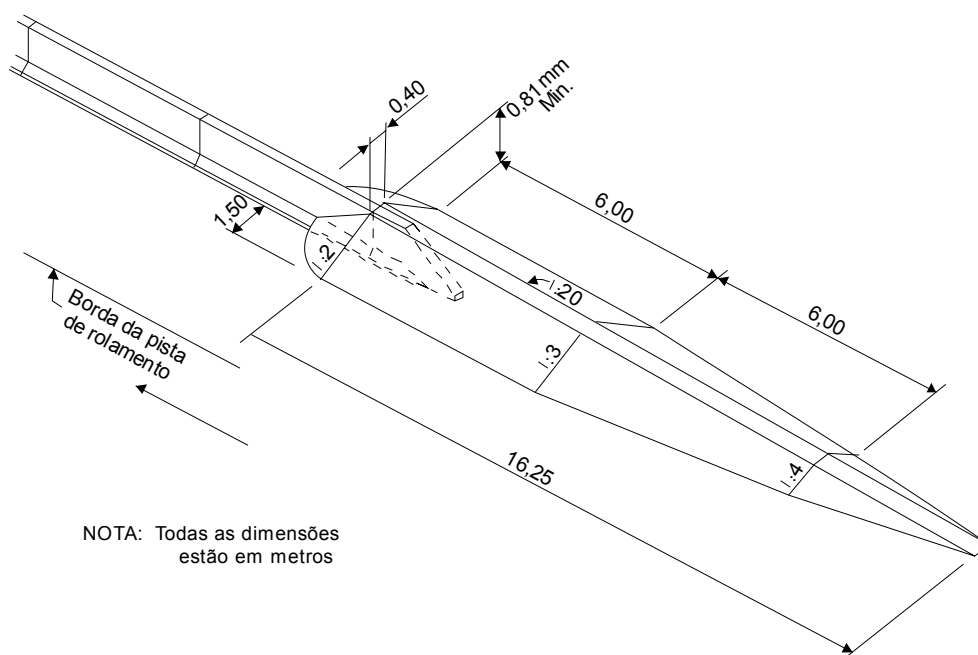


A elevação gradual até atingir a extremidade da barreira também pode ser feita em terra com taludes adequados, para não constituir um problema adicional. Deve ser construída com solo do local e ser plantada, para evitar erosão. Este tipo de tratamento da extremidade de uma barreira não foi testado para caso de choques com veículos, nem há um consenso quanto ao tipo de teste que se deve fazer. Se um veículo se chocar com esse tipo de proteção, é provável que suba sobre a barreira, mas se desconhece com que resultados. Contudo, um projeto adequado pode reduzir a probabilidade de uma colisão indesejável com sua extremidade. A Figura 94 apresenta uma configuração típica da proteção de terra empregada para cobrir a extremidade de uma barreira de concreto.

Com relação à defesa, sua introdução deve ser gradual, aproximando-se do acostamento de forma contínua, acompanhando um alinhamento curvilíneo (parabólico). O início da defesa deve estar enterrado no corte que precede o aterro onde for necessário ou, no caso de enlaçar obstáculos fixos, se eleva gradativamente, a partir do solo ao longo desse trecho de aproximação. A situação final em planta e a cota definitiva devem ser atingidas antes do obstáculo a ser protegido.

Crítérios e especificações adicionais sobre tipos e materiais constituintes das defensas e barreiras, aspectos geométricos, critérios para introduzir e dispor desses elementos constam das publicações: *Especificações para Barreiras, Defensas, Antiofuscante e Separadores de Trânsito* – DNER: Publ. Diretoria de Trânsito, 1977; *Defensas Rodoviárias* – DNER, Publicação IPR 629, 1979; *Roadside Design Guide* – AASHTO, 2004, ou edição mais recente e IS-217 – *Instruções de Serviço para Projeto de Dispositivos de Proteção* (defensas e barreiras), integrantes das Diretrizes Básicas para Elaboração dos Estudos e Projetos Rodoviários – DNIT, 2006, bem como das Normas DNIT 109-PRO - Obras complementares – Segurança no tráfego rodoviário - Projeto de barreiras de concreto – Procedimento e DNIT 110-ES - Obras complementares – Segurança no tráfego rodoviário - Execução de barreiras de concreto Especificação de serviço.

Figura 94 – Proteção da Extremidade de uma Barreira de Concreto



5.6.10 Seções transversais típicas

O texto a seguir analisa e exemplifica a maneira como os valores recomendados nas subseções anteriores se combinam para constituir as diversas seções transversais típicas para as vias integrantes do Sistema Arterial Principal.

a) Vias expressas

Geralmente, as vias expressas urbanas são classificadas em: no nível do solo, enterradas, elevadas, ou combinações desses tipos. Há ocorrência eventual de tipos especiais, incluindo vias expressas com faixas reversíveis ou complementadas com vias coletoras-distribuidoras. Embora possam ter de 4 a 12 faixas de tráfego, de um modo geral não apresentam mais de 4 faixas por sentido.

– *Vias expressas no nível do solo*

Muitas vias expressas têm longos trechos construídos no nível do solo. Esse tipo de solução é frequentemente usado em terreno plano, ao longo de ferrovias e de cursos d'água. São adequadas a áreas de subúrbios onde as vias transversais são muito espaçadas. Uma característica especial do projeto é a mudança do perfil de cada via transversal quando passa sobre ou sob a via expressa. Contudo, vias expressas de grandes extensões no nível do solo não são praticáveis em áreas desenvolvidas, porque os perfis das vias transversais não podem ser alterados sem forte impacto na comunidade.

Quando uma via expressa segue o sistema de vias de uma cidade, usualmente é desejável que seja provida de vias marginais de sentido único que atendam ao tráfego local, que não se pretenda manter na via expressa. Há casos, no entanto, em que são necessárias vias marginais de dois sentidos de tráfego para atender às necessidades locais, embora sejam menos desejáveis que as de sentido único.

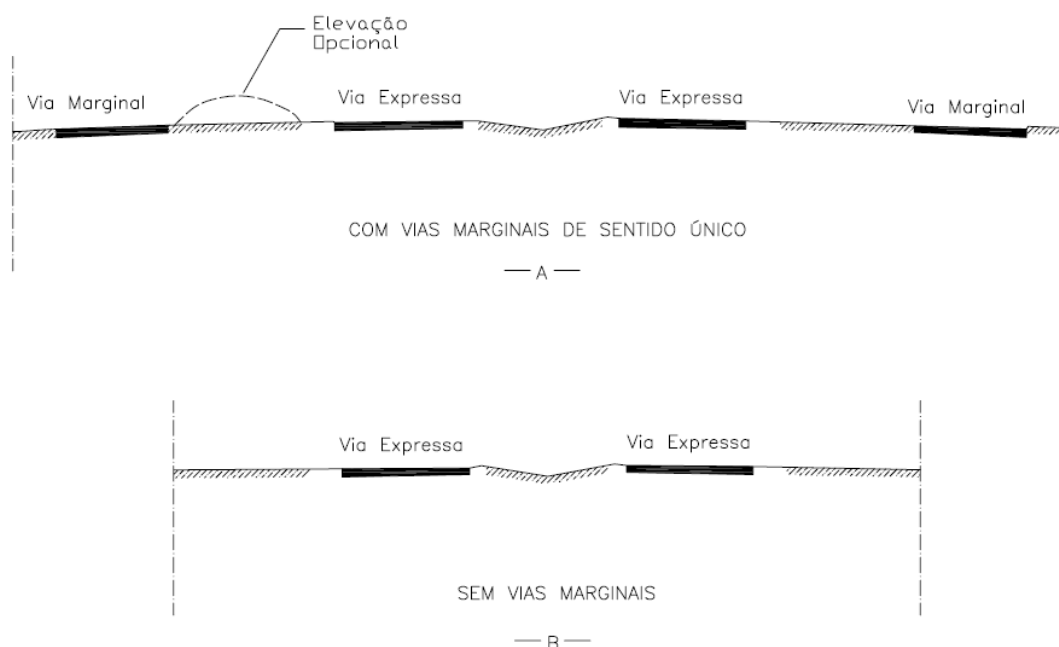
Essas vias expressas normalmente são empregadas em seções mais afastadas das áreas metropolitanas, onde o custo da faixa de domínio é menor. Nesses locais, suas seções transversais podem utilizar elementos com larguras maiores, aumentando a segurança e melhorando a aparência da via.

A Figura 95A apresenta uma seção típica de uma via-expressa no nível do solo com vias marginais e a Figura 95B uma seção sem vias laterais. Onde há faixa de domínio disponível, os afastamentos laterais e canteiros devem ser alargados, visando criar cinturões verdes de aparência agradável e o isolamento da via-expressa da área vizinha. Nos locais em que são feitas conexões com as vias marginais, os afastamentos entre as vias devem ser aumentados, para que se possa projetar com mais liberdade os ramos de ligação e seus terminais.

Onde são previstas inicialmente, apenas quatro ou seis faixas de tráfego, pode ser conveniente reservar faixa de domínio para seis ou oito faixas. O canteiro central pode, então, ser alargado em

múltiplos de 3,60 m, em antecipação da necessidade de faixas adicionais. Essa providência simplifica a implantação de faixas adicionais com menores custos e incômodos para o tráfego.

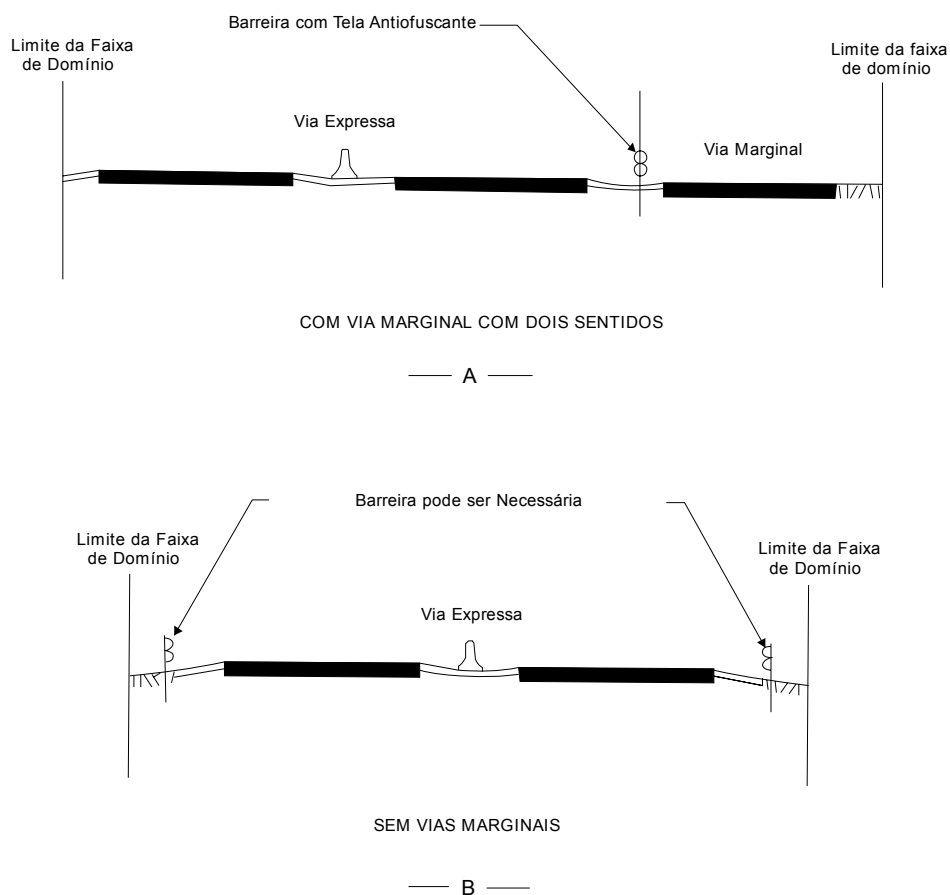
Figura 95 – Seções Transversais de Vias Expressas ao Nível do Solo



Quando há disponibilidade de material de aterro e a largura da seção é suficiente para construir taludes para transposição segura, uma elevação em terra pode ser conveniente no canteiro central ou no canteiro lateral. Essa elevação impede a visão da via-expressa, reduz o ruído da rodovia nas áreas adjacentes e diminui o incômodo do ofuscamento causado pelas luzes dos veículos de sentidos opostos. Cuidados adicionais devem ser tomados na drenagem para impedir formação de poças nos acostamentos.

A Figura 96 apresenta seções transversais de vias-expressas no nível do solo em faixas de domínio restritas. As Figuras 96A e B mostram casos de seção transversal restrita com e sem vias marginais. Nesses casos, tanto o canteiro central como os canteiros laterais devem ser pavimentados. Nesses canteiros estreitos, uma barreira rígida é justificada. Com vias marginais de dois sentidos de tráfego, é desejável, também, colocar barreiras no canteiro lateral. Preferivelmente, a barreira deve ser colocada perto da via marginal, para permitir um espaço extra para recuperação além dos acostamentos da via expressa. Onde não houver iluminação fixa, uma tela de proteção contra ofuscamento de faróis também pode ser desejado no canteiro lateral.

Figura 96 – Seções Transversais de Vias Expressas no Nível do Solo em Faixas de Domínio Restritas



– *Vias expressas enterradas*

Uma via expressa enterrada pode ser paralela ao sistema de vias locais, na maioria de sua extensão. As suas pistas devem ter gabarito vertical livre de 5,50 m, caso atuem como extensões urbanas do sistema rodoviário nacional. É comum acrescentar-se a esse gabarito uma margem de segurança para atender a recapamentos futuros. Frequentemente, essas vias são flanqueadas por vias marginais no nível das demais ruas. As vias transversais mais importantes passam sobre a via expressa, enquanto que as demais são interceptadas pelas vias marginais ou terminam nos limites da faixa de domínio. As ligações das vias expressas com as ruas locais são feitas normalmente através das vias marginais, que se conectam com a via expressa através de ramos de acesso ou, na ausência de vias marginais, em interconexões tipo diamante. Padrões mais elevados de interconexões são adotados nas interseções com as vias arteriais principais. Detalhes do projeto de interconexões são encontrados no *Manual de Projeto de Interseções* do DNIT, 2005, ou edição mais recente.

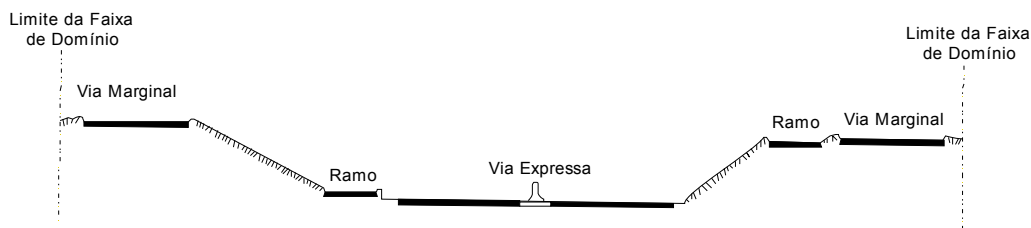
Vias expressas enterradas são vantajosas por diminuírem seu impacto visual nas áreas adjacentes, reduzirem o ruído da via e não interferirem nos greides das ruas que as atravessam. Essas vantagens, no entanto, têm que ser comparadas com os acréscimos de custo da drenagem. Onde não for possível a drenagem por ação da gravidade, estações de bombeamento devem ser providas para impedir inundação por ocasião de chuvas torrenciais.

As seções transversais dessas vias variam consideravelmente em zonas urbanas e suburbanas. Embora essas seções sejam influenciadas principalmente pelo número de faixas de tráfego necessárias, um fator importante a considerar é a disponibilidade de faixa de domínio, que depende do tipo e valor do desenvolvimento urbano, da topografia, das condições do solo e da drenagem, e da frequência e tipo das interconexões previstas. O projeto da seção transversal deve atender, com liberalidade, às exigências de espaço, mas às vezes devem ser atendidas restrições impostas por limitações econômicas, para encaixar a seção em faixas de domínio relativamente estreitas.

Quando a via expressa é atravessada por vias transversais muito próximas, tem-se uma seção transversal com profundidade constante. Em áreas mais afastadas, onde as vias que a atravessam são espaçadas, torna-se econômico ajustar o perfil para reduzir a profundidade do corte entre as estruturas das travessias, criando uma combinação de trechos com greides enterrados e em nível do solo. Com esta solução são simplificados os projetos dos ramos de acesso, reduzidos os volumes de escavação, obtidos taludes menos inclinados e ainda, podem ser conseguidas dentro das faixas de domínio áreas marginais mais largas em nível das ruas adjacentes. Geralmente, obtém-se como resultado uma via expressa mais agradável.

A Figura 97 mostra uma seção transversal típica para vias expressas enterradas, com canteiro central de 3,00 a 6,60 m, faixas de tráfego de 3,60 m, e 15,00 m para cada conjunto de canteiro e via marginal. A largura mínima de 3,00 a 6,60 m para o canteiro central pressupõe que a seção definitiva da via expressa será implantada de início. Contudo, caso se pretenda construir a via expressa por etapas, o canteiro central deve ser acrescido de múltiplos de 3,60 m (largura da faixa de tráfego). Onde não forem necessários ramos de acesso, uma seção de largura uniforme deve ser projetada, com inclinações transversais tão pequenas quanto for praticável dentro da faixa de domínio disponível.

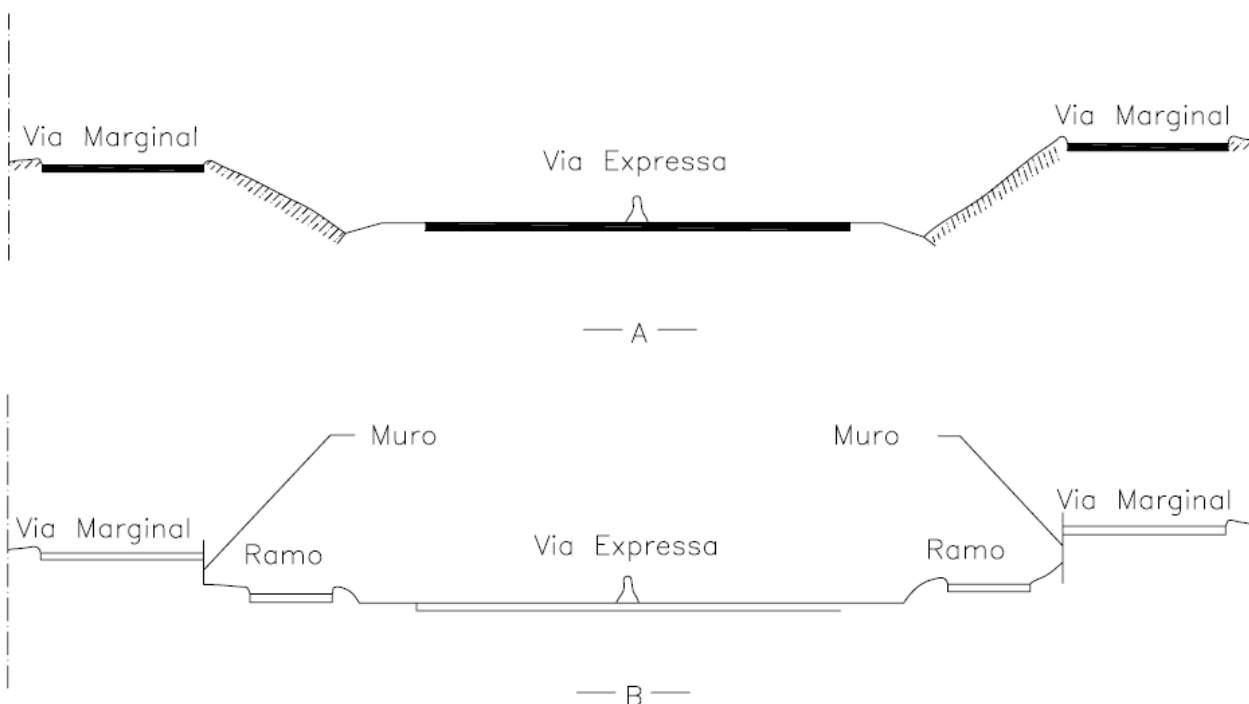
Figura 97 – Seções Transversais de Vias Expressas Enterradas



A Figura 98A apresenta uma seção transversal típica para atender a trechos com greide enterrado, a serem construídos com taludes em terra em locais sem ramos de acesso. A seção inclui uma largura de 12,00 m, para cada conjunto de canteiro e via marginal, 3,60 m para faixas de tráfego e 3,00 a 6,60 m para o canteiro central.

Muros de arrimo ou terra armada podem ser projetados em diversos pontos, tanto adjacentes ao acostamento da via expressa, ao acostamento de um ramo, no topo dos taludes, ou em várias combinações dessas localizações. Algumas dessas soluções podem ser necessárias nos lados esquerdo e direito, como é mostrado na Figura 98B.

Figura 98 – Seções Transversais de Vias Expressas Enterradas em Faixas de Domínio Restritas

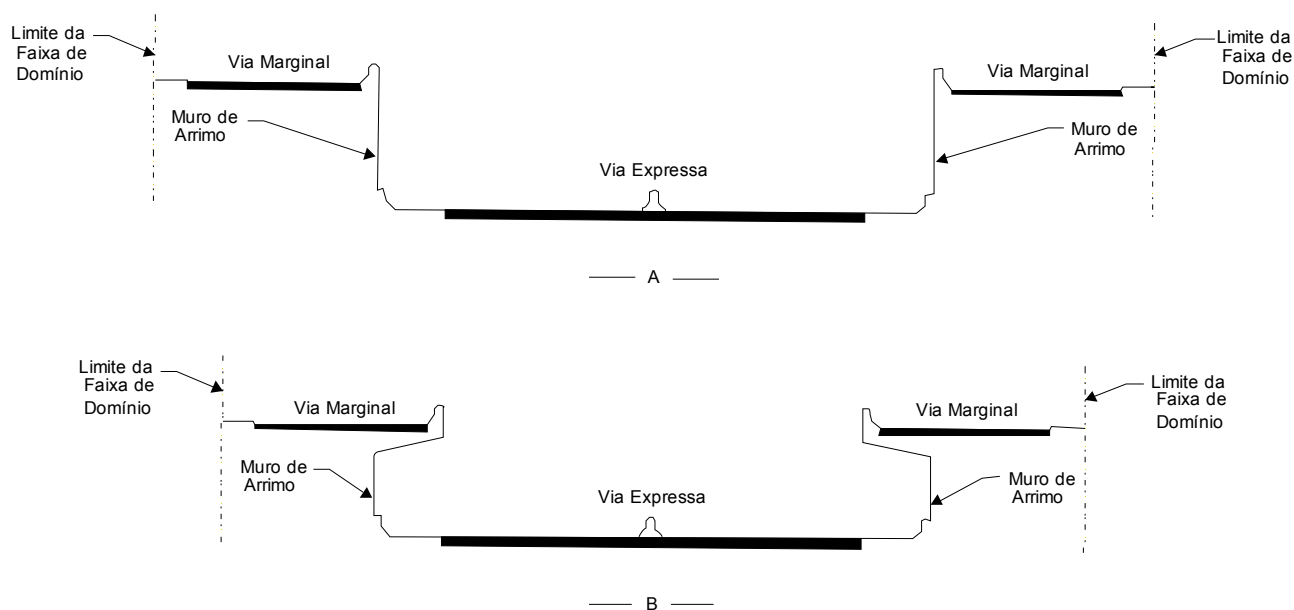


A Figura 99 mostra seções transversais com muros de arrimo apropriadas para vias expressas enterradas. Neste exemplo, a via expressa tem muro em toda a sua extensão e são omitidos ramos de acesso. A Figura 99A mostra uma seção com muro de arrimo sem trecho em balanço.

Em casos especiais, em que há muita dificuldade de ampliação da faixa de domínio, pode-se implantar parte da via lateral em balanço sobre o acostamento, como indicado na Figura 99B. A largura do trecho em balanço pode ser de 3,00 a 4,20 m. Esse tipo de projeto costuma ser aplicado quando grandes prédios ou outras obstruções não podem ser evitados. Uma característica especial desse tipo de projeto é sua capacidade de evitar que os ruídos da via atinjam as áreas adjacentes.

Embora as restrições impostas à seção sejam aceitáveis, elas devem ser usadas apenas em caso de ser extremamente elevado o custo da faixa de domínio ou for imperioso o seu uso, em termos de preservação da sua vizinhança.

Figura 99 – Seções Transversais com Muros de Arrimo



– *Vias expressas elevadas*

Uma via expressa elevada pode ser construída sobre viadutos ou aterros. Pode ser justificada em terreno plano com faixa de domínio restrita, nível de água próximo da superfície, extenso uso do subsolo, necessidade de manter o sistema de ruas existente, ou outras circunstâncias que tornem uma via expressa enterrada indesejável ou antieconômica.

Vários tipos de estruturas podem ser usados para os viadutos que suportam as vias expressas. O projeto do viaduto é influenciado pela demanda de tráfego, faixa de domínio disponível, topografia, condições do solo de fundação, tipo de desenvolvimento urbano, necessidades de interconexões,

disponibilidade de materiais e considerações de ordem econômica. Por essas razões, vias expressas sobre viadutos são mais difíceis de ser justificadas.

Os pilares dos viadutos são posicionados, de modo a deixarem espaços livres laterais razoáveis e em condições que permitam o uso da área no nível do solo para outras finalidades. Esse tipo de via tem as seguintes vantagens:

- Praticamente todas as vias transversais podem ser mantidas abertas com pouco ou nenhum custo adicional.
- Dispositivos existentes que cruzam a via expressa sofrem pouca interferência.
- O tráfego das vias transversais pode ser mantido durante a construção da via expressa com pouco ou nenhum desvio.

Além disso, o espaço sob a estrutura pode ser usado para uma via de tráfego, estacionamento ou para uma via de transporte de massa. Se o espaço não for necessário para nenhuma dessas finalidades, pode ter um grande valor potencial para a comunidade, podendo ser usado como *playgrounds*, quadras polivalentes, parques e prédios de suporte à prefeitura. As desvantagens existentes são seu alto custo de construção e manutenção, principalmente pelo sistema de drenagem, interferência visual e mesmo a possibilidade de precisar de proteção policial do espaço sob a estrutura.

Uma via expressa elevada construída em aterro deve ter altura suficiente que permita que as vias transversais ao nível do solo possam passar sob a mesma. Podem ser viáveis em áreas suburbanas, com ruas transversais bastante espaçadas, faixas de domínio largas e com material de aterro disponível. Normalmente surgem em áreas com terreno ondulado, onde os materiais escavados nos cortes são utilizados nos trechos sobre aterros. Onde for adequado, os aterros podem ser contidos por paredes laterais de um ou ambos os lados (terra armada). As áreas com saias de aterro podem ser plantadas, com vistas a melhorar a aparência da via.

As larguras das seções elevadas, bem como as larguras das faixas de domínio em que elas se desenvolvem, podem variar muito. Para vias elevadas em aterros, a largura necessária é aproximadamente a mesma que para vias enterradas. Vias elevadas podem apresentar trechos em balanço sobre vias ou passeios paralelos.

A diferença de altura entre uma rua local e a via elevada, exceto no caso de viaduto de múltiplos níveis, apresentado na Figura 100B, geralmente fica no entorno de 6,00 m. Conforme já observado, a altura livre entre uma rua local e um viaduto da via expressa deve ser, no mínimo, de 4,50 m.

Onde uma ferrovia é transposta, uma distância vertical livre de aproximadamente 7,00 m é necessária. É desejável que os viadutos sejam tão baixos quando possível nos locais de acesso, para conseguir greides moderados para os ramos. Esses diversos fatores podem justificar um perfil de altura variável, mas deve-se evitar greide com ondulações excessivas. Quando um viaduto prover uma altura livre inferior a 3,00 m é conveniente projetar paredes laterais, a não ser que esse espaço seja destinado a objetivos específicos, tais como áreas de estacionamento fora da via.

É importante ressaltar que vias sob a estrutura são usualmente necessárias para acomodar tráfego da superfície. Sua seção transversal, entretanto, é determinada pelas exigências da via expressa.

Vias expressas elevadas sem ramos de acesso

A Figura 100 apresenta seções transversais típicas de vias expressas elevadas sem acessos à sua estrutura. Na Figura 100A, os balanços permitem conseguir vias no nível do solo fora das linhas de pilares. A área entre os pilares pode ser usada para o tráfego de veículos, linhas de transporte de massa ou estacionamento.

Quando não for viável obter a faixa de domínio necessária para uma via elevada convencional, pode ser conveniente substituir a pista normal de dois sentidos de tráfego em uma estrutura de um nível, por uma estrutura de dois níveis. O projeto da Figura 100B não é o tipo comum, mas é adaptável para faixas de domínio estreitas em que não se necessite de muitos acessos à via expressa. Esse tipo de solução pode ser usado em pequenos trechos em que não se disponha da largura necessária, como adotado pela Linha Vermelha no Rio de Janeiro. A desvantagem dos dois níveis é seu custo mais elevado e a necessidade de maiores ramos de acesso para as transferências entre as vias locais e o nível mais alto.

Algumas vezes, uma via expressa elevada é construída em duas estruturas, uma para cada sentido, como nas Figuras 100C e 100D. Essas estruturas podem ser separadas por uma ou mais quadras. Além disso, as seções podem ser de dois pilares (Figura 100C) ou de pilar único, em cantiléver (Figura 100D), dependendo da distribuição das ruas locais.

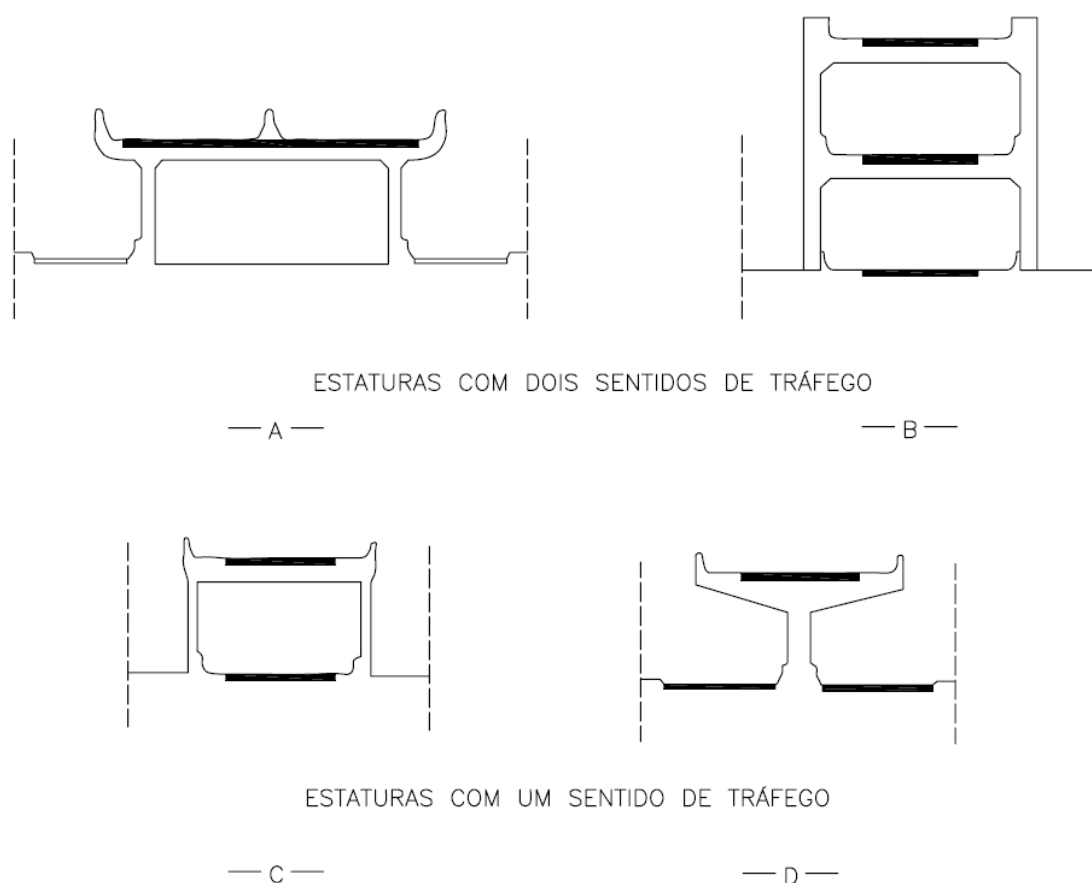
Vias expressas elevadas com ramos de acesso

As vias expressas elevadas geralmente são desenvolvidas em um único nível, para servir os dois sentidos, como é indicado na seção da Figura 100A. Na Figura 101 é apresentada uma seção para o caso da ocorrência de rampas de acesso e vias marginais.

Uma seção elevada apresenta grande flexibilidade para o uso da faixa de domínio. O elemento que mais se presta a variações é a separação entre a via expressa e a via marginal. Em locais estreitos

sem acessos, as vias marginais podem ser dispostas sob o balanço da estrutura, como na Figura 101B. Nesses locais, o pouco espaço disponível pode ser suficiente para implantar as vias marginais.

Figura 100 – Seções Transversais de Vias Expressas Elevadas sem Ramos de Acesso

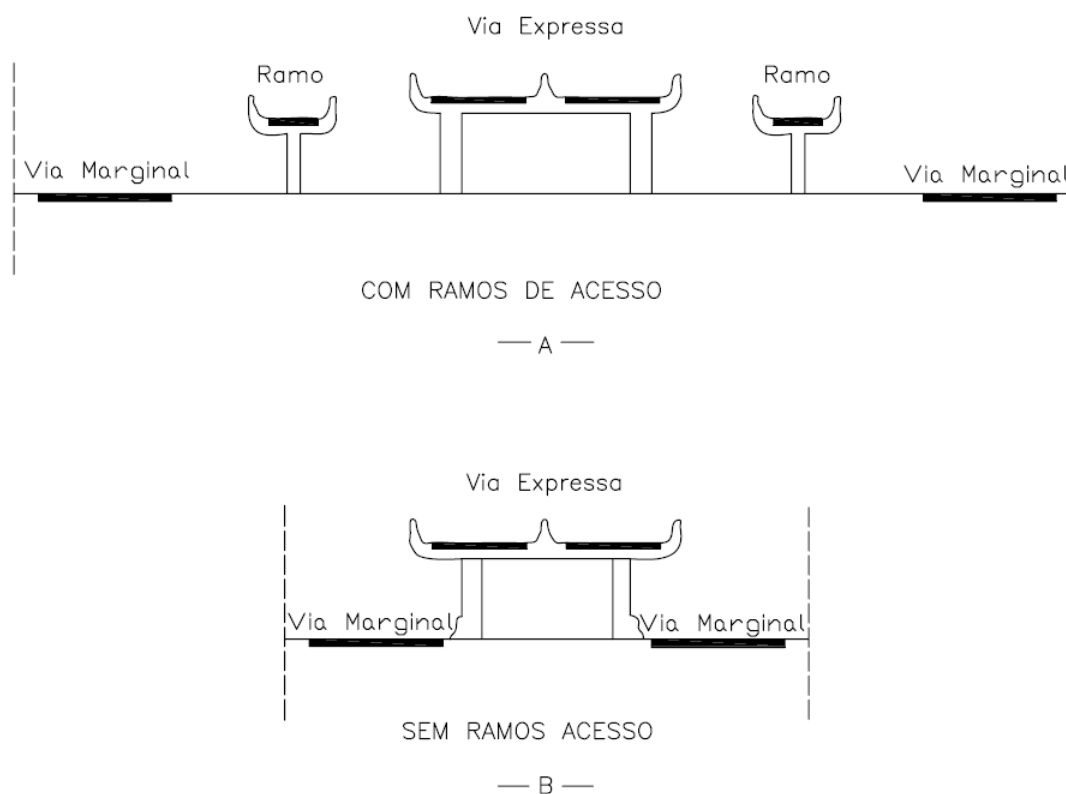


Quando não houver necessidade de estreitar a faixa de domínio antes e depois dos ramos de acesso, pode ser viável obter maiores distâncias entre o alinhamento dos prédios e a estrutura da via. Como resultado, haverá espaço para um cinturão verde, para estacionamento fora das vias laterais ou para vias marginais mais largas.

Vias expressas em aterros

Vias expressas elevadas podem ser construídas em aterros, desde que com altura que permita que o tráfego transversal possa passar sob as mesmas. Tais vias são adequadas onde o terreno é ondulado e a faixa de domínio de largura suficiente para permitir taludes com pouca inclinação transversal, que permita melhor tratamento paisagístico.

Figura 101 – Seções Transversais de Vias Expressas Elevadas com Vias Marginais



A Figura 102 mostra seções transversais típicas para vias elevadas em aterro sem e com muro de arrimo. As partes da esquerda dessas seções apresentam as áreas externas sem ramos de acesso, para a mesma largura de faixa de domínio.

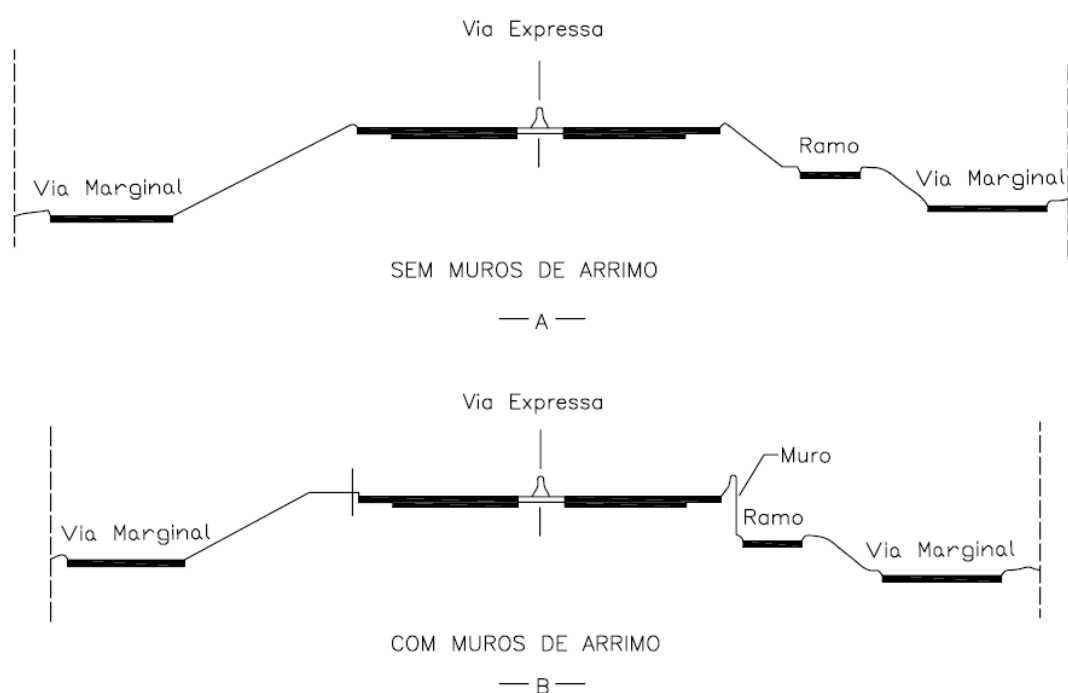
A separação entre vias permite o uso dos taludes nos locais sem ramos de acesso. Deve-se acrescentar que rampas maiores que 1V:3H geralmente exigem muros de contenção. Não implantando vias marginais e usando muros de arrimo, as larguras podem ser reduzidas às larguras normalmente necessárias com viadutos. Tratamento especial dos muros ou a plantação de árvores e arbustos pode tornar os muros esteticamente agradáveis.

b) Vias arteriais

A largura da faixa de domínio necessária para o desenvolvimento de uma via arterial decorre das necessidades do tráfego, da topografia, do tipo de uso do solo, do custo de aquisição do terreno, dos projetos das interseções e extensão do projeto definitivo. A largura necessária é a soma dos vários elementos da seção transversal, incluindo pistas de rolamento, canteiro central, faixas auxiliares, acostamentos, vias marginais, acomodações das saias de aterro e cristas de cortes e muros de arrimo, se necessários. A largura deve atender, quando viável, às extensões desejadas para a solução

definitiva da via. Em áreas construídas, no entanto, frequentemente é necessário considerar dimensões menores. Em tais casos, o projetista tem pela frente o problema de projetar uma seção que atenda o melhor possível, às necessidades de serviço, dentro das limitações da faixa de domínio. As limitações geralmente resultam de custos elevados de aquisição e/ou obstáculos físicos. As condições de desenvolvimento e o tipo do terreno variam ao longo de uma via arterial, com reflexos na faixa de domínio. Por essa razão, não se deve fixar uma largura sem analisar cuidadosamente cada oportunidade de atender às necessidades da futura via.

Figura 102 – Seções Transversais de Vias Expressas Elevadas em Aterro



Na Figura 103 são apresentadas seções transversais – tipo para vias arteriais de 4 a 8 faixas de tráfego, incluindo os intervalos de valores a serem atendidos. Essas seções, sem e com vias marginais, podem ser classificadas em três grupos, designados como larguras desejáveis, intermediárias e restritas. São apresentadas as dimensões das seções transversais correspondentes a cada grupo, embora possam variar para atender a casos específicos. A largura pode variar de cerca de 20 m, para uma via arterial de 4 faixas sem canteiro central, a 90 m, para uma via arterial com 8 faixas de tráfego e vias marginais.

As Figuras 103A, 103B e 103C mostram seções transversais de vias arteriais sem vias marginais. Nas Figuras 103A e 103B são incluídos acostamentos de 3,00 m com canteiros laterais externos de 9,00 m e 6,00 m, respectivamente. Quando a via arterial deve passar entre edificações, muros ou

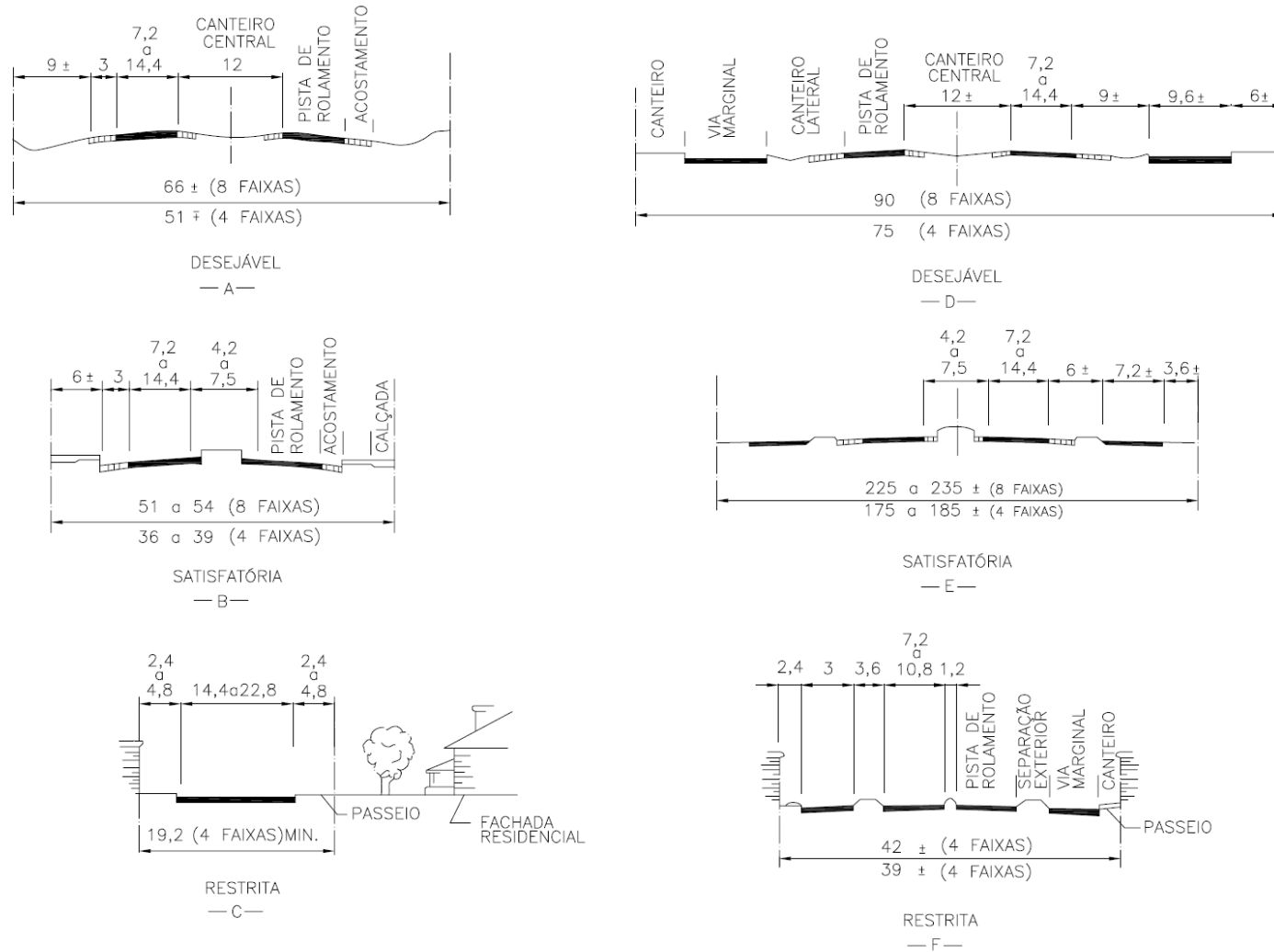
outros obstáculos verticais, e onde for impraticável prover acostamentos, a seção da Figura 103E pode ser utilizada. Esses arranjos, dentro de larguras de 20 a 30 m, para vias de 4 ou 8 faixas, podem ser adotados, quando não se dispõe de alternativa em outro local e os custos para faixas mais largas são excessivos para os serviços e níveis de segurança previstos. Qualquer acréscimo de largura, que possa tornar-se viável, deve ser incorporado no canteiro central como primeira prioridade.

As Figuras 103D, 103E e 103F, por sua vez, mostram seções transversais para vias arteriais com canteiro central e vias marginais. As seções desejáveis (Figura 103D) são geralmente viáveis em áreas mais afastadas ou em áreas de baixo custo. Dimensões intermediárias são apresentadas na Figura 103E. Essas larguras, incluindo canteiros laterais de 6,00 m com acostamentos e um canteiro central de 4,20 m, são adequadas à maioria dos casos, tanto entre interseções como junto às mesmas, onde vias marginais de sentido único são usadas. Com vias marginais de dois sentidos, a largura da faixa de domínio deve ser aumentada para 12 m ou mais em vias que se interceptam.

Onde os controles de faixa de domínio forem rígidos, pode ser necessário reduzir a seção a uma largura mínima, como indicado na Figura 103F. Os elementos da seção transversal consistem em um canteiro central de 1,20 m, canteiros laterais de 3,60 m sem acostamentos, vias laterais de 6,00 m e canteiros laterais externos de 2,40 m, representando os menores valores que devem ser considerados para uma via arterial de quatro faixas de tráfego. Esta seção é adaptável a condições restritas ou entre interseções ou em cruzamentos de nível de vias transversais de menor importância em que giros à esquerda, a partir da via principal, são proibidos ou limitados. Quando giros à esquerda forem previstos, o canteiro central deve ser de pelo menos 3,00 m.

Larguras maiores que as indicadas podem ser necessárias onde aterros, ou cortes ou outras necessidades da construção da via tenham que ser incluídos na faixa de domínio. Uma eventual separação de greides com ramos de acesso geralmente exige largura adicional.

Figura 103 – Seções Transversais de Vias Arteriais



OBS: Todas as dimensões estão em metros

5.7 OUTROS ELEMENTOS QUE AFETAM O PROJETO GEOMÉTRICO

5.7.1 Vias marginais

Vias marginais exercem diversas funções, dependendo do tipo de via que servem e do tipo de área em que se situa. Podem ser empregadas para controle de acesso da via arterial, funcionando como rua auxiliar, atendendo às propriedades adjacentes e mantendo a circulação do tráfego em cada lado da arterial. As vias marginais separam o tráfego local do tráfego direto de maior velocidade e servem às residências e o comércio ao longo da via. Os acessos entre a via arterial e as vias marginais são providos por conexões situadas, em geral, perto das vias transversais. Dessa forma, é preservado o caráter de via direta da arterial, ao mesmo tempo em que se atende ao desenvolvimento lateral.

Vias marginais são empregadas em todos os tipos de rodovias. São usadas mais frequentemente em vias expressas, com a função de coletar e distribuir o tráfego entre ruas locais e interconexões. Em alguns casos são desejáveis em vias arteriais, tanto nas áreas centrais como nas áreas suburbanas. Elas fornecem acessos mais favoráveis para as áreas urbanizadas adjacentes que as vias arteriais, com maior velocidade e ainda ajudam a preservar a segurança e capacidade dessas vias.

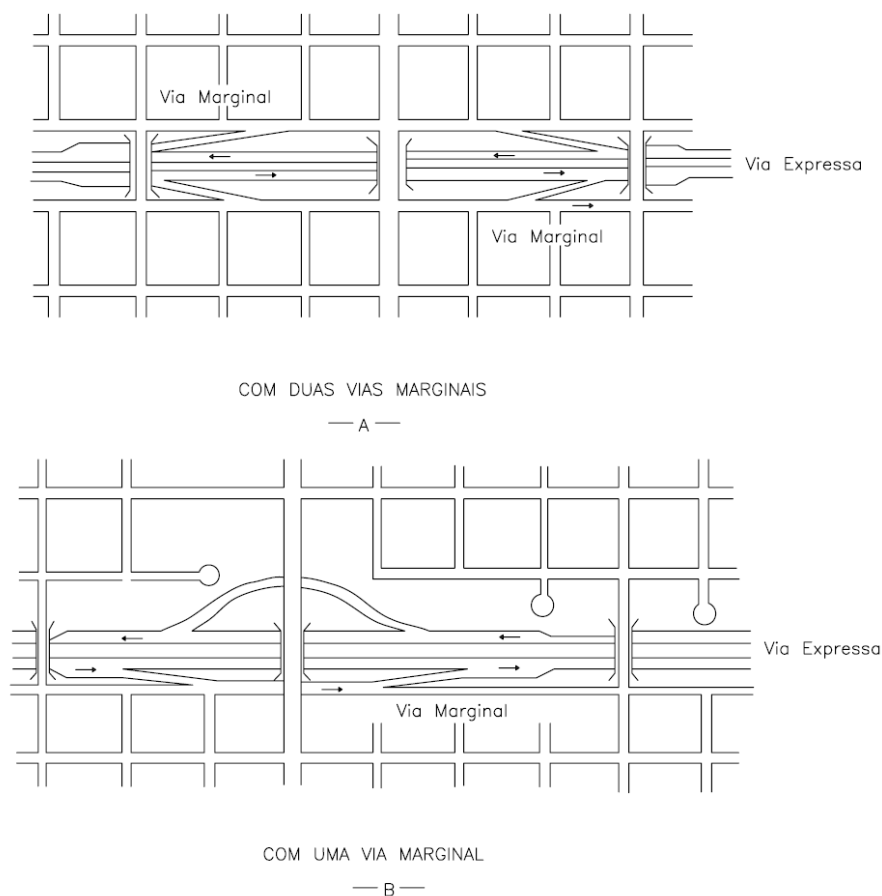
Apesar de suas vantagens, o uso de vias marginais contínuas em vias arteriais, com interseções, pode não ser conveniente. As manobras de giro e cruzamento em interseções sucessivas e próximas podem aumentar muito a probabilidade de acidentes. Múltiplas interseções são também vulneráveis a erros de interpretação das mãos de direção. As condições de operação do tráfego são melhores se as ruas laterais são bem afastadas da via principal nos cruzamentos com as ruas transversais, aumentando o espaçamento entre as interseções nessas ruas transversais. Em áreas urbanas, é desejável adotar uma distância de cerca de 50 m entre as ruas arterial e lateral. Distâncias menores são aceitáveis onde as vias marginais têm pouco tráfego, onde operam com mão única ou onde alguns movimentos possam ser proibidos. Impondo restrições a giros à esquerda ou à direita e retornos, onde for conveniente, pode-se reduzir essa distância até 2,40 m, com resultados satisfatórios.

De um modo geral, as vias marginais são paralelas às principais, podem situar-se em um ou ambos os lados das mesmas e podem ser contínuas ou não. Quando uma via atravessa um sistema de ruas em malha, seguindo uma direção diagonal, ou a malha é irregular, as vias laterais podem ficar a distâncias variáveis da via principal.

As Figuras 104 e 105 mostram exemplos de vias marginais em áreas urbanas. Na Figura 104A tem-se vias marginais paralelas e aproximadamente equidistantes da via expressa. Essas vias, quando contínuas, servem de alternativas para a expressa em caso de sua interrupção. Na Figura 104B tem-se uma via expressa com apenas uma via marginal. No lado sem via marginal, as ruas locais cumprem a função da distribuição do tráfego. A Figura 105 apresenta um sistema irregular de vias marginais.

Do ponto de vista operacional e de segurança, vias marginais de sentido único são preferíveis. Embora o sentido único seja desfavorável ao tráfego local, a redução de conflitos de veículos e de pedestres, nas vias que se interceptam, geralmente compensa essa inconveniência. Além disso, há alguma redução na largura da faixa de domínio necessária. Vias marginais de mão dupla complicam as operações de travessia e movimentos de giro nas interseções de maior volume de tráfego. Onde ramos de saída acessam ruas laterais de dois sentidos, o potencial para a ocorrência de entradas na contramão é aumentado. Esse problema é maior, quando o ramo forma ângulo agudo com a rua lateral, dando a impressão ao motorista, que vem pela via marginal em sentido contrário, de tratar-se de um ramo de acesso à via principal.

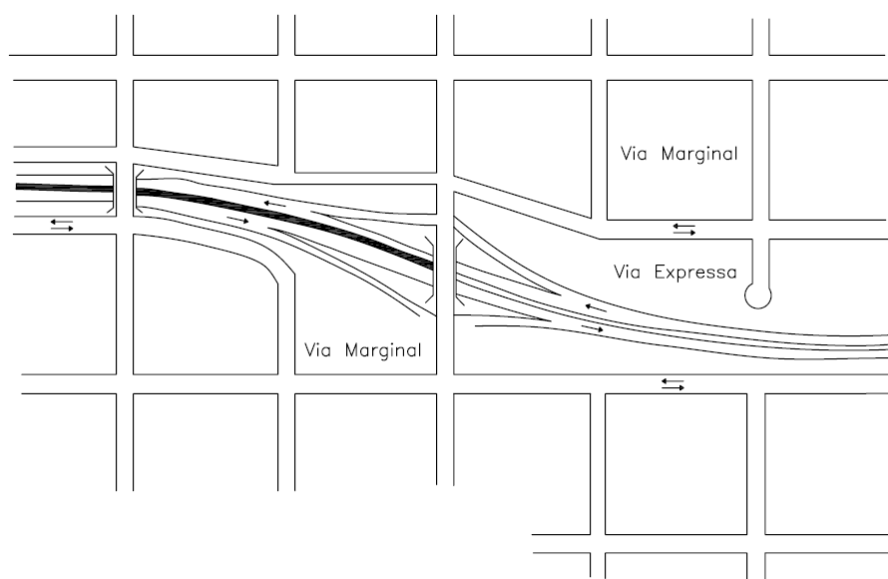
Figura 104 – Arranjos Típicos de Vias Marginais



Vias marginais de mão dupla podem ser consideradas em áreas urbanas parcialmente desenvolvidas, onde o sistema de ruas é irregular e sem conexões adequadas, e o uso de sentido único provocaria grande acréscimo nas distâncias a percorrer. Também podem ser adequadas para áreas suburbanas ou rurais onde os pontos de acesso não são frequentes, onde só há uma rua lateral, ou onde as ruas, conectando com a via principal, são muito espaçadas. Em áreas urbanas desenvolvidas, ou próximas dessa condição, devem ser considerados dois sentidos de tráfego apenas quando não há rua paralela a uma distância razoável da via marginal.

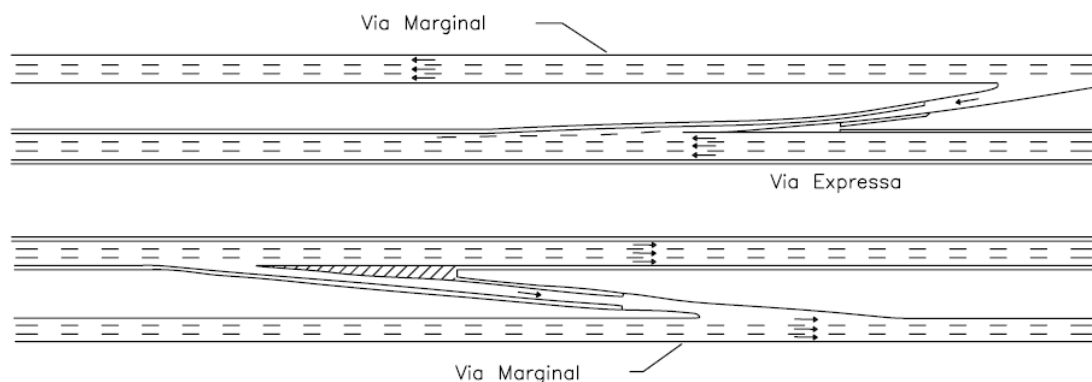
As conexões entre a via principal e as vias marginais são elementos importantes do projeto. Em arteriais com tráfego lento e ruas laterais com sentido único, agulhas ou simples aberturas em um canteiro separador estreito podem funcionar relativamente bem. Agulhas de uma via expressa para uma rua lateral com dois sentidos, não são satisfatórias porque induzem a entradas na contramão na via expressa, aumentando o potencial de acidentes. Em vias expressas e outras arteriais com velocidades elevadas, os acessos e seus terminais devem ser cuidadosamente projetados para atenderem a mudanças de velocidade e filas de espera.

Figura 105 – Sistema Irregular de Vias Marginais



As Figuras 106 e 107 são exemplos de vias marginais com ramos de entrada e de saída que são aplicáveis a vias expressas e outras arteriais de velocidades elevadas. As vias marginais de sentido único da Figura 106 são projetadas de modo a garantir operação adequada, tanto na via expressa como nas ruas laterais.

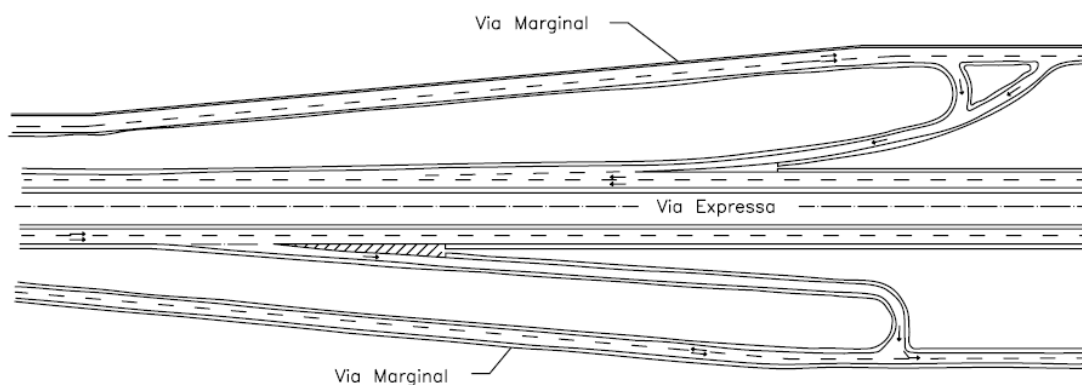
Figura 106 – Ramos de Entrada e Saída de Vias marginais de Sentido Único



A Figura 107 mostra um arranjo de ramos de entrada e de saída, em vias marginais de mão dupla. Este projeto exige uma separação larga entre vias, que nem sempre é praticável em áreas urbanas. A largura efetiva depende dos projetos dos ramos de acesso e seus terminais. Na maioria dos casos a largura da separação é maior que 60 m na área dos terminais dos ramos de acesso. A rampa de acesso é conectada à rua lateral perpendicularmente, para desencorajar entrada em sentido errado. Deve-se tomar cuidado na sinalização vertical e horizontal para proibir movimentos de sentidos errados.

Cabe ressaltar que o projeto de uma via marginal é influenciado pelo tipo de serviço que deve prover. Onde uma via marginal é contínua e passa por áreas altamente desenvolvidas ela assume o papel de uma via importante, atendendo tanto ao tráfego local quanto ao fluxo complementar da via. Onde a via marginal não é contínua ou tem apenas alguns quarteirões de comprimento, ou tem um padrão irregular, ou passa pelas bordas ou fundos dos prédios, ou servem a desenvolvimento esparso, o tráfego será leve e a operação será de tipo local.

Figura 107 – Ramos de Entrada e Saída de Vias marginais de Mão Dupla



5.7.2 Vias coletoras-distribuidoras

Vias coletoras-distribuidoras têm a função de eliminar manobras de entrecruzamento e reduzir os números de entradas e saídas nas vias expressas, ao mesmo tempo em que atendem à demanda de acesso à via expressa. Essas vias podem atender a um pequeno trecho de uma via expressa, como podem acompanhá-la, atravessando diversas interconexões. Vias coletoras-distribuidoras contínuas são semelhantes a ruas laterais, com a exceção de que não dão acesso às propriedades adjacentes.

Normalmente, os volumes de tráfego dessas vias são menores que os que se encontram nas vias expressas. Apresentam outras vantagens, em termos de fluidez de tráfego e níveis de serviço. A análise da capacidade do sistema deve ser feita para o conjunto das rodovias que o compõem, e não separadamente para cada via.

As conexões entre a via expressa e as vias coletoras-distribuidoras são chamadas “vias de transferência”. As vias de transferência podem ter uma ou duas faixas e são submetidas ao princípio geral de balanço de faixas. Desejavelmente, tanto as vias coletoras-distribuidoras como as de transferência devem ter acostamentos com a mesma largura dos adotados na via expressa. Os canteiros laterais devem ser tão largos quanto possível e dotados de barreira, quando estreitos.

A velocidade diretriz dessas vias normalmente varia de 60 a 80 km/h e é geralmente menor que a da via expressa do sistema, porque nelas ocorre a maioria da turbulência provocada pelas manobras de entrecruzamento. É preferível que a redução da velocidade diretriz não ultrapasse 20 km/h.

5.7.3 Interseções

O *Manual de Projeto de Interseções* do DNIT, 2005 inclui os conceitos, critérios, métodos de análise e instruções necessárias para o projeto de interseções rodoviárias rurais e urbanas. Cabem, entretanto, algumas observações complementares referentes a aspectos de maior importância em áreas urbanas.

a) Veículos de projeto

A permissão, pelo DENATRAN, do tráfego de veículos de carga de dimensões muito elevadas (CVC) tornou necessária a definição de novos veículos de projeto e a preparação de gabaritos para determinar as larguras dos ramos das interseções rodoviárias urbanas e rurais. Algumas situações limites, em que no *Manual de Projeto de Interseções* é feito uso do veículo SR como sendo o de maior exigência em termos de áreas para giro, devem ser examinadas levando em conta os novos veículos que pode utilizar a interseção, de modo a garantir boa operação do tráfego, onde se prevê número substancial dos mesmos.

b) Controles e medidas operacionais para giros à esquerda

Veículos em vias arteriais efetuando giros à esquerda para entrar em ruas transversais, em meio de quadra, podem causar demoras substanciais para os veículos do fluxo direto e, também, contribuir para colisões, diminuindo a qualidade de operação da via arterial. A simples proibição dessas manobras pode não resolver o problema, já que o motorista que deseja girar à esquerda procura outra solução, muitas vezes prejudicando o tráfego de outros locais.

O controle eficiente dos movimentos de giros presume o estudo global dos movimentos de uma área, para determinar um conjunto de medidas que melhor atenda aos desejos dos usuários. Há diversos princípios e métodos que, se propriamente considerados, podem levar a um projeto adequado, como são apresentados a seguir:

- A possibilidade dos motoristas atingirem seus destinos tem que ser considerada. Giros à esquerda não devem ser proibidos, se não houver uma rota alternativa.
- Como regra geral, quanto menor o número de giros à esquerda em qualquer local, menor a interferência com o restante do tráfego. Assim, para um determinado número de giros em um determinado trecho de via, pode ser melhor encorajar uns poucos giros em vários locais, do que concentrar todos em um único.
- Fases separadas para giros à esquerda reduzem os tempos de verde para os demais movimentos de uma interseção. Sinais multifásicos são vantajosos apenas se a melhoria da segurança e qualidade da operação compensar a perda de tempo verde. Essa análise deve ser feita caso a caso, separadamente.
- Onde for necessária a proibição de giros à esquerda, há vantagem operacional em concentrar esses giros em interseções onde o volume de cruzamentos é pequeno, de modo que seja disponível para a fase verde da arterial uma grande parte do tempo de sinal. Quando duas arteriais se interceptam pode ser vantajoso fazer com que os veículos que desejam girar à esquerda contornem a interseção principal. Por exemplo, uma maneira de substituir um giro à esquerda por outra manobra é fazer com que o motorista da primeira arterial efetue um giro à esquerda uma quadra antes de atingir a interseção, prossiga por um quarteirão, gire à direita, prossiga por outro quarteirão, e gire então à esquerda. Há necessidade de sinalizar adequadamente essas manobras.
- Algumas vezes é vantajoso substituir o giro à esquerda, na interseção principal, por uma série de giros à direita, começando uma quadra após passar pela interseção. Essa solução também tem suas desvantagens. O volume de tráfego aumenta, porque o veículo que gira à

esquerda tem que passar duas vezes pela interseção. Além disso, a distância percorrida pelo veículo é aumentada e os giros à direita podem afetar a operação de três outras interseções. Essa solução deve ser limitada a locais com poucos giros à esquerda e em que não é viável projetar uma faixa exclusiva para esses giros.

- Há grande vantagem em dispor de faixas exclusivas de giro à esquerda. Essas faixas podem ser exclusivas para cada sentido, embutidas no canteiro central, ou podem ser faixas centrais contínuas servindo os dois sentidos. A sinalização semafórica de várias fases é muito ineficiente se os fluxos de giro e de ida em frente usam a mesma faixa. Onde o fluxo de giro é pequeno, uma faixa de giro à esquerda pode dispensar uma fase de sinal, porque os veículos que giram não afetam o tráfego direto. Essas faixas aumentam muito a segurança do tráfego.
- Com fase reservada para giro à esquerda, faixas centrais de giro servindo simultaneamente os dois sentidos de percurso podem acomodar 180% do volume que pode ser atendido por uma simples faixa de giro à esquerda com mesmo tempo de verde, dependendo da largura da via transversal e do raio de giro. Preferencialmente, o raio de curvatura da faixa dual de giro à esquerda deve ser 27 m. Quando há suficiente faixa de domínio, espaço para um grande raio de giro e uma via transversal larga, uma faixa dual de giro à esquerda pode ser uma solução adequada para atender a um grande número de giros à esquerda.
- Separação de greide ou outras soluções para giros à esquerda são eventualmente necessárias.

Em suma, giros à esquerda devem ser atendidos, tão próximos, quanto for viável, dos locais que os motoristas desejam. A transferência desses pontos pode criar outros problemas. No entanto, quando os pontos da preferência dos motoristas apresentam grandes inconvenientes, podem ser adotadas algumas medidas para transferi-los para locais com problemas menores. Apenas em casos excepcionais devem estar afastados mais de duas quadras dos pontos desejados. Onde giros à esquerda, a partir de uma via arterial, são permitidos, os projetos das interseções devem incluir faixas de armazenamento, sempre que for viável.

c) Efeito da geometria na aproximação de rótulas urbanas

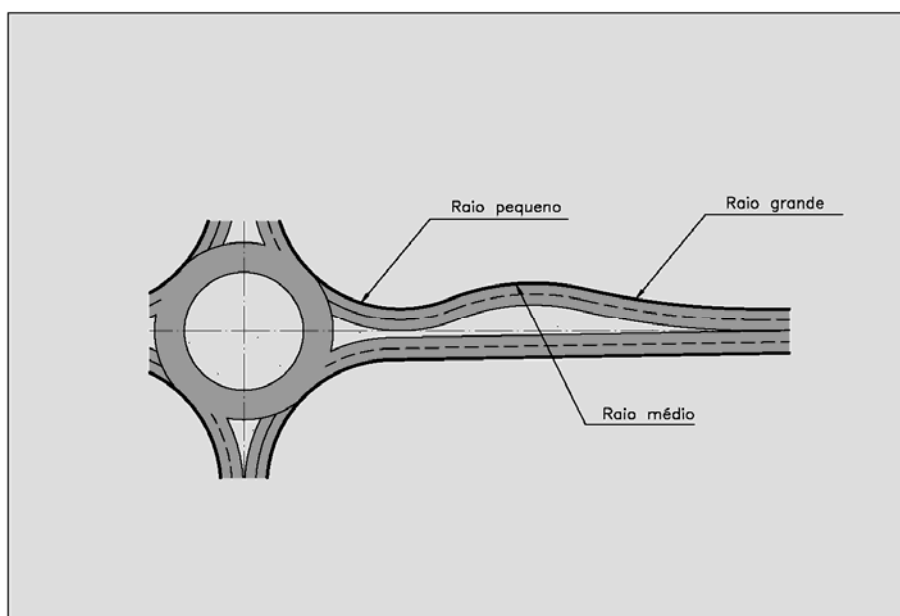
Recentes pesquisas feitas nos Estados Unidos em rótulas modernas permitiram concluir que a maioria dos acidentes resulta da perda de controle por velocidade excessiva dos veículos.

De fato, 46 % do total dos acidentes informados foram classificados como resultantes de perda de controle. Desse percentual, a causa admitida, no relatório correspondente, permite concluir que três

em cada cinco acidentes resultam de velocidade excessiva na aproximação de rótulas. Além disso, sendo 14 de cada 15 acidentes por perda de controle situados em rodovias rurais em trechos de grande velocidade, pode-se concluir que os processos adotados para redução de velocidade antes da rótula não são adequados. Parece, também, que as expectativas dos motoristas não são atendidas. Trechos em tangente e velocidades elevadas não produzem nos motoristas a expectativa de que se aproximam de um ponto em que há mudanças na geometria da rodovia, mesmo que haja sinais de advertência indicando a aproximação da rótula. São necessárias, portanto, medidas adicionais para que os motoristas fiquem cientes das mudanças das características da rodovia.

Uma solução para evitar a entrada com alta velocidade em rótulas na aproximação de travessias urbanas, ocorrência comum em rodovias rurais com elevado padrão de projeto, é adotar curvas reversas sucessivas, como indicado na Figura 108. As curvas, adequadamente projetadas, reduzem a velocidade, de modo a que possa ser visto e obedecido o sinal que indica a preferência do tráfego da rótula. Estudos mostraram que a aplicação dessa solução reduziu praticamente à metade o número de acidentes. Recomenda-se, também, que sejam adotados em conjunto sonorizadores nas aproximações.

Figura 108 – Curvas Sucessivas nas Aproximações das Rótulas em Vias Rurais de Alta Velocidade



d) Faixas de mudança de velocidade

A participação crescente das CVC nas rodovias federais e a importância de considerar sua possível influência nas condições de segurança das interseções nas travessias urbanas tornam conveniente

tecer algumas considerações, no que diz respeito ao seu impacto nas faixas de mudança de velocidade atualmente consideradas.

– *Faixas de desaceleração*

Os critérios de projeto da AASHTO para faixas de desaceleração têm o objetivo de prover distância suficiente para que os veículos que percorrem uma rodovia reduzam suas velocidades para atingir a velocidade admitida em uma curva situada no início de um ramo de saída. Essas mudanças de velocidade devem ser feitas com valores de desaceleração passíveis de ser atendidos pelos caminhões. A prática corrente é determinar as faixas de desaceleração especificamente para automóveis, admitindo que os caminhões trafegam a velocidades um pouco menores que os carros de passeio e que necessitam de menor distância para atingir as velocidades desejadas com as taxas de desaceleração atuais desses veículos. Considerando que tem havido sensível avanço no sistema de frenagem dos caminhões, que os aproxima cada vez mais dos valores conseguidos pelos automóveis, não há razão para mudar os critérios vigentes, recomendando-se a manutenção da prática atual de dimensionar as faixas de desaceleração para automóveis.

– *Faixas de aceleração*

Faixas de aceleração são faixas com comprimento suficiente para que veículos que desejarem entrar em uma rodovia acelerem até atingir velocidade próxima à sua velocidade diretriz. Para interconexões, o comprimento da faixa de aceleração é medido do ponto final da curva circular de concordância até o final do *taper*.

A publicação *Review of Truck Characteristics as Factors in Roadway Design, Report 505 NCHRP – HRB, 2003*, analisando os comprimentos de faixas de aceleração recomendados pela AASHTO, em sua publicação *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, 2001, apresenta as seguintes informações:

A relação peso/potência dos caminhões americanos pode ser estimada em torno de 180 lb/hp. Com essa relação os caminhões necessitam de faixas de aceleração cerca de 1,8 vezes maiores que os valores recomendados pela AASHTO. Observa-se, entretanto, que não há dados de acidentes ocorridos que indiquem que os caminhões tenham dificuldades devido aos critérios atuais. Por essa razão, sugere que não se mudem os critérios da AASHTO enquanto novas pesquisas não indicarem dificuldades dos caminhões relacionadas com as atuais faixas de aceleração.

O Manual de Projeto de Interseções do DNIT, 2005 apresenta em sua Tabela 77 – Comprimento do trecho efetivo de aceleração L_a (m) valores cerca de 20% inferiores aos recomendados pela AASHTO, considerados excessivamente elevados para as condições do Brasil.

Atendendo às observações acima e aos maiores comprimentos e pesos das cargas transportadas pelas atuais CVC em trânsito no País, é recomendável que nas rodovias com percentagem apreciável desses veículos, se adotem os valores preconizados pela AASHTO, enquanto não se dispuser de estudos atualizados que permitam sua substituição. Cabe observar que já existem propostas no sentido de introduzir uma relação mínima de torque máximo do motor sobre o limite máximo legal do peso bruto total, que poderão minimizar as necessidades de acréscimos nos comprimentos de faixas de aceleração.

A Tabela 75 contém os comprimentos da faixa de aceleração determinados pela AASHTO e que são recomendados. A Tabela 76 apresenta fatores de ajustamento para levar em conta o efeito do greide nesses comprimentos. Para detalhes de aplicação, devem ser seguidas as recomendações do Manual de Projeto de Interseções do DNIT, 2005.

Tabela 75 – Comprimento do Trecho Efetivo de Aceleração – L_a (m) – (AASHTO)

Vel.diretriz (km/h)	Vel.média- V_m (km/h)	Velocidade de projeto da curva de entrada – V_p (km/h)							
		0	20	30	40	50	60	70	80
50	47	60	50	30	-	-	-	-	-
60	54	95	80	65	45	-	-	-	-
70	62	150	130	110	90	65	-	-	-
80	71	200	180	165	145	115	65	-	-
90	79	260	245	225	205	175	125	50	-
100	86	345	325	305	285	255	205	145	55
110	92	430	410	390	370	340	290	200	125

- i) O comprimento mínimo da faixa de aceleração é sempre o do *taper*.
- ii) V_m = Velocidade média da rodovia em pista molhada.
- iii) $V'_m = V_m - 10$ = Velocidade de chegada na rodovia.

Tabela 76 – Fatores de Ajustamento para Faixas de Aceleração em Função do Greide

Velocidade diretriz da rodovia (km/h)	Velocidade de projeto das curvas de conversão							Todas as velocidades
	20	30	40	50	60	70	80	
	Rampa ascendente de 3% a 4%							Rampa descendente de 3% a 4%
40	1,2	1,2						0.70
50	1,2	1,2	1,2					0.70
60	1,3	1,3	1,3	1,4	1,4			0.70
70	1,3	1,3	1,3	1,4	1,4	1,5		0.65
80	1,4	1,4	1,4	1,5	1,5	1,5	1,6	0.65
90	1,4	1,4	1,4	1,5	1,5	1,5	1,6	0.60
100	1,5	1,5	1,5	1,6	1,7	1,7	1,8	0.60
110	1,5	1,5	1,5	1,6	1,7	1,7	1,8	0.60
	Rampa ascendente de 5% a 6%							Rampa descendente de 5% a 6%
40	1,3	1,4						0,60
50	1,3	1,4	1,4					0,60
60	1,4	1,5	1,5	1,5				0,60
70	1,4	1,5	1,5	1,6	1,7			0,60
80	1,4	1,5	1,5	1,7	1,8	1,9		0,55
90	1,5	1,6	1,6	1,8	2,0	2,1	2,2	0,55
100	1,6	1,7	1,7	1,9	2,2	2,4	2,5	0,50
110	1,9	2,0	2,0	2,2	2,6	2,8	3,0	0,50

e) Interseções em níveis diferentes

Passagem superior ou inferior e interconexões não são muito usadas em vias arteriais urbanas, em face ao seu alto custo e às limitações de faixa de domínio. Algumas vezes, entretanto, são as soluções viáveis para atender à capacidade necessária em algumas interseções.

Os locais em que devem ser considerados cruzamentos em níveis diferentes em vias arteriais urbanas são:

- Interseções de vias arteriais principais de grande volume de tráfego;
- Interseções de grande volume de tráfego com mais de quatro ramos;
- Em vias arteriais de maior importância, onde todas as interseções principais são em níveis diferentes;

- Em todas as travessias de ferrovias;
- Em locais cujas condições topográficas favorecem a separação de greides.

5.8 RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS BÁSICAS DE PROJETO

Esta subseção contém um resumo dos critérios para o projeto geométrico de vias urbanas, agrupadas por categoria de via. Além dos critérios descritos em detalhe para as vias integrantes do sistema arterial principal, estão incluídos também os valores referentes ao sistema arterial secundário, ao sistema de vias coletoras e ao sistema de vias locais. Deve-se frisar que todas estas características referem-se basicamente a vias novas e são incluídas aqui apenas a título informativo e como orientação, para serem consideradas, na medida do possível, não só no projeto de novas vias, como na elaboração de programas de melhoramentos para vias existentes.

Essas características e padrões devem ser entendidos com metas desejáveis; reconhece-se que, em muitos casos, as condições existentes não permitirão sua implantação sem onerar por demais o custo do programa de melhoria ou interferir excessivamente com as estruturas urbanas existentes e com o fluxo de tráfego durante a construção. Nestes casos, os projetistas devem analisar todas as alternativas possíveis, usando seu próprio julgamento e o melhor bom senso técnico geral, para estabelecer padrões viáveis face às circunstâncias específicas locais.

As tabelas apresentadas são:

Sistema Arterial Principal

- Tabela 77 - Via Expressa Primária
- Tabela 78 - Via Expressa Secundária
- Tabela 79 - Via Arterial Primária
- Tabela 80 - Ramos de Interconexões

Sistema Arterial Secundário

- (Tabela 81)

Sistema de Vias Coletoras

- Tabela 82

Sistema de Vias Locais

- Tabela 83

Tabela 77 - Características Básicas do Projeto Geométrico do Sistema Arterial Principal
Via Expressa Primária

Características	Desejável	Absoluto
Velocidade diretriz mínima	110 km/h	80 km/h
Distância mínima de visibilidade de parada	220 m	130 m
Raio mínimo de curva horizontal (e=8%)	475 m	230 m
Taxa máxima de superelevação	8,0%	8,0%
Rampa máxima	3,0%	5,0%
Rampa mínima	0,5%	0,35%
Valor mínimo de K para curvas verticais convexas	74	26
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas	55	30
Largura da faixa de rolamento	3,60 m	3,50 m
Declividade transversal da pista	2,0%	2,5%
Largura mínima do acostamento externo	3,00 m	2,00 m
Largura mínima do acostamento interno		
• Pista de 2 faixas	1,20 m	0,60 m
• Pista de 3 ou 4 faixas	3,00 m	1,00 m
Declividade dos acostamentos	5,0%	5,0%
Gabarito mínimo vertical	5,50 m	5,50 m
Afastamento lateral mínimo da borda do acostamento		
• Obstáculos contínuos	0,30 m	0,30 m
• Obstáculos isolados	0,50 m	0,50 m

Tabela 78 - Características Básicas do Projeto Geométrico do Sistema Arterial Principal
Via Expressa Secundária

Características	Desejável	Absoluto
Velocidade diretriz mínima	90 km/h	60 km/h
Distância mínima de visibilidade de parada	160 m	85 m
Raio mínimo de curva horizontal (e=8%)	290 m	125 m
Taxa máxima de superelevação	8,0%	8,0%
Rampa máxima	3,0%	6,0%
Rampa mínima	0,5%	0,35%
Valor mínimo de K para curvas verticais convexas	39	11
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas	38	18
Largura da faixa de rolamento	3,60 m	3,50 m
Declividade transversal da pista	2,0 %	2,5%
Largura mínima do acostamento externo	3,00 m	2,00 m
Largura mínima do acostamento interno		
• Pistas de 2 faixas	1,20 m	0,60 m
• Pistas de 3 ou 4 faixas	3,00 m	1,00 m
Declividade dos acostamentos	5,0%	5,0%
Gabarito mínimo vertical	5,50 m	5,50 m
Afastamento lateral mínimo da borda do acostamento		
• Obstáculos contínuos	0,30 m	0,30 m
• Obstáculos isolados	0,50 m	0,50 m

Tabela 79 - Características Básicas do Projeto Geométrico do Sistema Arterial Principal
Via Arterial Primária

Características	Desejável	Absoluto
Velocidade diretriz mínima	60 km/h *	50 km/h
Distância mínima de visibilidade de parada	85 m	65 m
Raio mínimo de curva horizontal (e=6%)	135 m	90 m
Taxa máxima de superelevação	6%	6%
Rampa máxima	4%	8%
Rampa mínima	0,5%	0,35%
Valor mínimo de K para curvas verticais convexas	11	7
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas	18	13
Largura da faixa de rolamento	3,50 m	3,30 m
Declividade transversal da pista	2,0 %	2,5%
Largura mínima do acostamento	3,00 m	2,00 m
Gabarito mínimo vertical	5,50 m **	4,50 m

* Em função da importância da via, condições topográficas e urbanísticas, características do tráfego e controle de acesso.

** Via arterial que atue como extensão do sistema rodoviário nacional.

Tabela 80 - Características Básicas do Projeto Geométrico do Sistema Arterial Principal
Ramos de Interconexão

Características	Desejável	Absoluto
Velocidade diretriz para os principais tipos:		
• Direcional	80 km/h	60 km/h
• Semidirecional	60 km/h	50 km/h
• Alça	50 km/h	40 km/h
Taxa máxima de superelevação	8%	12 %
Rampa máxima	4%	8%
Rampa mínima	0,5%	0,35%
Largura total dos ramos		
• 1 faixa	6,50 m	4,20 m
• 2 faixas	10,50 m	7,20 m
Declividade transversal da pista	2%	2%
Gabarito mínimo vertical	5,50 m	4,50 m
Afastamento lateral mínimo do ramo:		
• Obstáculos contínuos	0,80 m	0,30 m
• Obstáculos isolados	1,50 m	0,50 m

Tabela 81 - Características Básicas do Projeto Geométrico do Sistema Arterial Secundário
Via Arterial Secundária - Estas vias são distinguidas das vias arteriais primárias principalmente por suas características funcionais e operacionais, tais como a ausência de canteiro central, de acostamentos e de controle de acesso e provisão de características mais modestas para as interseções. Proporcionalmente, as características geométricas estão em geral mais próximas dos valores limites da coluna “Absoluto” da Tabela 79.

Características	Desejável/Absoluto
Velocidade diretriz mínima	50 km/h
Distância mínima de visibilidade de parada	65 m
Raio mínimo de curva horizontal (e=6%)	90 m
Taxa máxima de superelevação	6%
Rampa máxima	8%
Rampa mínima	0,35%
Valor mínimo de K para curvas verticais convexas	7
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas	13
Largura da faixa de rolamento	3,30 m
Declividade transversal da pista	2,5%
Largura mínima do acostamento	2,00 m
Gabarito mínimo vertical	4,50 m

Tabela 82 - Características Básicas do Projeto Geométrico do Sistema de Vias Coletoras
Via Coletora

Características	Desejável	Absoluto
Velocidade diretriz mínima	60 km/h	50 km/h
Distância mínima de visibilidade de parada	85 m	65 m
Raio mínimo de curva horizontal		
• e = 6%	125 m	80 m
• e = 0%	170 m	105 m
Taxa máxima de superelevação	6%	0%
Rampa máxima	5%	9%
Rampa mínima	0,5%	0,35%
Valor mínimo de K para curvas verticais convexas	11	7
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas	18	13
Largura da faixa de rolamento	3,50 m	3,00 m
Declividade transversal da pista	2%	3%
Gabarito mínimo vertical	4,50 m	4,50 m
Largura da faixa de estacionamento	3,00 m	2,50 m

Tabela 83 - Características Básicas do Projeto Geométrico do Sistema de Vias Locais

Via Local

Características	Desejável	Absoluto
Velocidade diretriz mínima	40 km/h	30 km/h
Distância mínima de visibilidade de parada	50 m	35 m
Raio mínimo de curva horizontal		
• e = 4%	50 m	25 m
• e = 0%	55 m	30 m
Taxa máxima de superelevação	4%	0%
Rampa máxima	6%	15%
Rampa mínima	0,5%	0,2%
Valor mínimo de K para curvas verticais convexas	4	2
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas	9	6
Largura da faixa de rolamento	3,30 m	3,00 m
Declividade transversal da pista	2%	3%
Gabarito mínimo vertical	4,50 m	4,50 m
Largura da faixa de estacionamento	2,50 m	2,20 m

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BIBLIOGRAFIA

- 1 - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *A guide for accommodating utilities within highway rights-of-way*. Washington, D.C., 1994.
- 2 - _____. *Guide for the development of bicycle facilities*. Washington, D.C., 1991.
- 3 - _____. *Guide for the design of high occupancy vehicle facilities*. Washington, D.C., 1992.
- 4 - _____. *Guide for the design of park-and-ride facilities*. Washington, D.C., 1992.
- 5 - _____. *Guidelines for geometric design of very low-volume local roads*. Washington, D.C., 2001.
- 6 - _____. *Highway design and operational practices related to highway safety*. Washington, D.C., 1974.
- 7 - _____. *Highway safety design and operations guide*. Washington, D.C., 1997.
- 8 - _____. *A policy on design of urban highways and arterial streets*. Washington, D.C., 1973.
- 9 - _____. *A policy on design standards – interstate system*. Washington, D.C., 1991.
- 10 - _____. *A policy on geometric design of highways and streets*. Washington, D.C., 1990.
- 11 - _____. _____. Washington, D.C., 1994.
- 12 - _____. _____. 4th ed. Washington, D.C., 2001.
- 13 - _____. *Projeto e práticas operacionais relativas à segurança do tráfego rodoviário*. Tradução de Luiz Ribeiro Soares. Rio de Janeiro: IPR, 1975. Título original: Highway design and operational practices related to highway safety.
- 14 - _____. _____. 2. ed. Tradução de Luiz Ribeiro Soares. Rio de Janeiro: IPR, 1976. Título original: Highway design and operational practices related to highway safety.
- 15 - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS. *A policy on geometric design of rural highways*. Washington, D.C., 1965.
- 16 - AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. *Effectiveness of highway safety improvements*. New York, 1986.
- 17 - _____. *A guide to urban arterial systems*. New York, 1981.
- 18 - ANGULAR. *Fotografias aéreas: fotos*. Rio de Janeiro, 2000.
- 19 - BAERWALD, John Edward (Ed.). *Traffic engineering handbook*. 3rd ed. Washington, D.C.: ITE, 1965.
- 20 - BAKER, Robert F. (Ed.); BYRD, L. G. (Ed.); MICKLE, D. Grant (Ed.). *Handbook of highway engineering*. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975.
- 21 - BLUMENTRITT, C. W. et al. Guidelines for selection of ramp control systems. *NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 232, 1981.
- 22 - BOX, Paul C. *Driveways*. Washington, D.C.: Highway Users Federation for Safety and Mobility, 1970.
- 23 - _____. *Intersections*. Washington, D.C.: Highway Users Federation for Safety and Mobility, 1970.
- 24 - BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. *Normas para o projeto das estradas de rodagem*. Reimpr. Rio de Janeiro, 1973.
- 25 - _____. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. *Glossário de termos técnicos rodoviários*. Rio de Janeiro, 1997.

- 26 - _____. *Guia de redução de acidentes com base em medidas de engenharia de baixo custo*. Rio de Janeiro, 1998.
- 27 - _____. *Manual de editoração*. 2. ed. Rio de Janeiro, 1998.
- 28 - _____. *Manual de projeto geométrico de rodovias rurais*. Rio de Janeiro, 1999.
- 29 - _____. *Manual de sinalização rodoviária*. 2. ed. Rio de Janeiro, 1999.
- 30 - _____. *Procedimentos básicos para operação de rodovias*. Rio de Janeiro, 1997.
- 31 - _____. Diretoria de Planejamento. *Instruções para o projeto geométrico de rodovias rurais*. Rio de Janeiro, 1979.
- 32 - _____. *Instruções para superelevação e superlargura em projetos rodoviários*. Rio de Janeiro, 1979.
- 33 - _____. *Normas para a classificação funcional de vias urbanas*. Rio de Janeiro, 1974.
- 34 - _____. *Normas para estudos PACS, programa para aumento de capacidade e segurança*. Rio de Janeiro, 1974.
- 35 - _____. *Normas para o projeto geométrico de estradas de rodagem*. Rio de Janeiro, 1975.
- 36 - _____. *Normas para o projeto geométrico de vias urbanas*. Rio de Janeiro, 1974.
- 37 - _____. *Revisão da sistemática de levantamento e processamento de dados de O/D: relatório final*. Rio de Janeiro, [197-]. 4v.
- 38 - BRASIL. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. *DNIT 001/2002-PRO: elaboração e apresentação de normas do DNIT: procedimento*. Rio de Janeiro, 2002.
- 39 - BRASIL. Departamento Nacional de Trânsito; UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO. Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia. *Manual de projeto de interseções em nível não semaforizadas em áreas urbanas*. Brasília, 1984.
- 40 - _____.; _____.; INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIARIAS. *Manual de pontes estreitas*. Brasília, 1979.
- 41 - _____.; _____.; _____. *Manual de segurança de pedestres*. Brasília, 1979.
- 42 - BRASIL. Lei nº 9.503, de 23 de setembro de 1997. Institui o Código de Trânsito Brasileiro. Brasília, 1998. Disponível em: <<http://www.planalto.gov.br>>. Acesso em: 25 out. 2005.
- 43 - BRONSTAD, M. E.; MICHIE, J. D.; MAYER JUNIOR, J. D. Performance of longitudinal traffic barriers. *NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 289, 1987.
- 44 - CAL Y MAYOR, Rafael. *Ingeniería de tránsito*. 4. ed. México, D.F.: Representaciones y Servicios de Ingeniería, 1974.
- 45 - CANADIAN GOOD ROADS ASSOCIATION. *Manual of geometric design standards for canadian roads and streets*. Ontario, 1963.
- 46 - COMPANHIA DE ENGENHARIA DE TRÁFEGO (São Paulo). *Estudos de parâmetros para estacionamento de veículos*. São Paulo, [19--].
- 47 - COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. *Engenharia de tráfego*. São Paulo, 1979.
- 48 - CONGRESSO PAN-AMERICANO DE RODOVIAS. Comissão I – Planejamento Viário. *Manual interamericano de normas de projetos geométricos de rodovias: projeto final*. Rio de Janeiro, 1979.

- 49 - CUNHA, L. C. Santos. *Projetos de interseções em nível: canalizações*. São Paulo: CET, 1978.
- 50 - CURREN, J. E. Use of shoulders and narrow lanes to increase freeway capacity. *NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 369, 1995.
- 51 - EASA, S. M.; HASSAN, Yasser; KARIM Z. Abdul. Establishing highway vertical alignment using field data. *Journal on the WEB*, Washington, D.C., p. 81-86, aug. 1998.
- 52 - ESPANHA. Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales. *Recomendaciones para el proyecto de intersecciones*. Madrid, 1967.
- 53 - _____. *Recomendaciones para el proyecto de enlaces*. Madrid, 1967.
- 54 - ESTADOS UNIDOS. Federal Highway Administration. *Handbook of safety design and operating practices*. 3rd ed. Washington, D.C., 1978.
- 55 - _____. *Manual de projeto e práticas operacionais para a segurança rodoviária*. Rio de Janeiro: IPR, 1976. Título original: Handbook of highway safety design and operating practices.
- 56 - EWING, Reid H. *Traffic calming: state of the practice*. Washington, D.C.: ITE, 1999.
- 57 - FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR DAS STRASSENWESEN E.V. ARBEITSGRUPPE: PLANUNG UND VERKEHR - LANDSTRASSEN. *Richtlinien für die anlage von landstrassen (RAL)*. Arbeitsausschuss: Verkehrsknoten (RAL-K). Bonn: Bad Godesberg, 1969.
- 58 - FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO. Normas e critérios para classificação viária. In _____. *Plano metropolitano de transportes*. Belo Horizonte, 1974. v. 2.
- 59 - GARBER, Nicholas J.; HOEL, Lester A. *Traffic and highway engineering*. St. Paul, MN: West Publ. Co., 1988.
- 60 - _____. _____. 2 nd ed. St. Paul, MN: West Publ. Co., 1997.
- 61 - GOLD, Philip Anthony. *Segurança de trânsito: aplicações de engenharia para reduzir acidentes*. São Paulo: BID, 1999.
- 62 - GONZALEZ-ROLDAN, Antonio Valdes. *Ingeniería de tráfico*. Madrid: Dossat, 1971.
- 63 - GRÃ-BRETANHA. Department of the Environment. Scottish Development Department the Welsh Office. *Layout of roads in rural areas*. London, 1968.
- 64 - _____. _____. London, 1975.
- 65 - _____. *Roads in urban areas*. London, 1974.
- 66 - HARWOOD, Douglas W. Effective utilization of street width on urban arterials. *NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 330, 1990.
- 67 - _____ et al. Median intersection design. *NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 375, 1995.
- 68 - HIGHWAY USERS FEDERATION FOR SAFETY AND MOBILITY. *Traffic volume*. Washington, D.C., 1969.
- 69 - HOMBURGER, W.; KEEL, Lester A. *Fundamentals of traffic engineering*. Berkeley: Univ. of California. Institute of Transportation Studies, 1992.
- 70 - INSTITUTE OF TRAFFIC ENGINEERS. *An introduction to highway transportation engineering*. Washington, D.C., 1968.
- 71 - INSTITUTE OF TRANSPORTATION ENGINEERS. *Geometric design criteria for highway-rail intersections (grade crossings)*. Washington, D.C., 2001.
- 72 - _____. *Guidelines for driveway location and design*. Washington, D.C., 1987.

- 73 - _____. *Guidelines for planning and designing access systems for shopping centers*. Washington, D.C., 1975.
- 74 - _____. *Making intersections safer: a toolbox of engineering countermeasures to reduce red-light running*. Washington, D.C., 2003.
- 75 - _____. *Neighborhood street design guidelines*. Washington, D.C., 2003.
- 76 - _____. *Residential street design and traffic control*. Washington, D.C., 1989.
- 77 - _____. *Traditional neighborhood development: street design guidelines*. Washington, D.C., 1999.
- 78 - _____. *Traffic engineering for neo-traditional neighborhood design*. Washington, D.C., 1994.
- 79 - INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. *Capacidade de rodovias*. Rio de Janeiro, 1979.
- 80 - _____. *Manual de projeto de engenharia rodoviária*. Rio de Janeiro, 1974. 4v.
- 81 - _____. *Manual de projeto de interseções*. Rio de Janeiro, 1976.
- 82 - _____ (Ed.). *Normas suecas para o projeto geométrico das rodovias*. Tradução de Dennis Nigel Clifton-riley. Rio de Janeiro, 1975. Título original: Normalbestammelser for vagars geometriska uformming.
- 83 - _____. *Pesquisa de capacidade de rodovias: estudo sobre volume horário de projeto na região nordeste do Brasil*. Rio de Janeiro, 1976.
- 84 - KASPER, H.; SCHÜRBA, W.; LORENZ, H. *Die klotoide als trassierungselement*. 5. auflage. Bonn: Ferd. Dümmler Verlag, 1968.
- 85 - LECKLIDER, G. Robert; LUND, J. W. *Road design handbook*. 3rd ed. Klamath Falls: Oregon State Institution Technology, 1976.
- 86 - LEISCH, Jack E. *Designing operational flexibility into urban freeways*. Toronto: Institute of Traffic Engineers, 1963.
- 87 - _____. *Interchange design*. Chicago: De Leuw, Cather, 1962.
- 88 - _____. *Planning/design features and case studies in freeway reconstruction*. Washington, D.C.: ITE, 1984.
- 89 - LEVINSON, Herbert S.; CROSBY, L. Adams; HOEY, William F. Bus use of highways planning and design guidelines. *NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 155, 1975.
- 90 - NCHRP SYNTHESIS OF HIGHWAY PRACTICE. *Highway noise barriers*. Washington, D.C.: TRB, n. 87, 1981.
- 91 - NEUMAN, Timothy R. Intersection channelization design guide. *NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 279, 1985.
- 92 - _____; ZEGEER, C. V. Roadway widths for low-traffic-volume roads. *NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 362, 1994.
- 93 - OLIVEIRA, Amarilio Carvalho. *Características geométricas das rodovias*. Rio de Janeiro: DER, 1966.
- 94 - _____. *Curso de projeto rodoviário*. Rio de Janeiro: SURSAN-DURB, [19--].
- 95 - PACHECO, Manoel de Carvalho. Estudos, projetos e locação de ferrovias e rodovias. In: _____. *Curso de estradas*. Rio de Janeiro: Ed. Científica, 1973. v.1.
- 96 - PEREIRA, Antonio Lopes. *Interseções de rodovias*. Rio de Janeiro: IPR, 1962.

- 97 - PEREIRA, Francisco M. de B.; SÁ, Luiz Augusto L. de. A técnica rodoviária alemã. *Revista Brasileira de Estradas de Rodagem*, Rio de Janeiro, a. 2, n. 8, set. 1974.
- 98 - PIGNATARO, Louis J. et al. Weaving areas: design and analysis. *NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 159, 1975.
- 99 - PLINE, James L. Left-turn treatments at intersections. *NCHRP Synthesis of highway practice*, Washington, D.C., n. 225, 1996.
- 100 - PONTES FILHO, Glauco. *Estradas de rodagem: projeto geométrico*. São Carlos: G. Pontes Filho, c1998.
- 101 - RICHARDS, Hoy A.; BRIDGES, G. Sadler. *Railroad grade crossings*. Washington, D.C.: Highway Users Federation for Safety and Mobility, 1969.
- 102 - RIO DE JANEIRO (Estado). Departamento de Estradas de Rodagem. *Manual de capacidade das rodovias*. Rio de Janeiro, 1973.
- 103 - ROAD RESEARCH LABORATORY. *Research on road safety*. London: Her Majesty's Stationery, 1963.
- 104 - _____. *Research on road traffic*. London, Her Majesty's Stationery, 1965.
- 105 - ROSS, H. E. Roadside safety design for small vehicles. *NCHRP Report*, Washington, D.C., n. 318, 1989.
- 106 - SÃO PAULO (Estado). Departamento de Estradas de Rodagem. Projeto de rodovia. In: _____. *Anel rodoviário de São de Paulo: manual de projeto*. São Paulo, [1972?]. pt. 3.
- 107 - SCHOON, J. G. *Geometric design projects for highways: an introduction*. New York: ASCE, 1993.
- 108 - _____. _____. 2 nd ed. New York: ASCE, 2000.
- 109 - SCHWAR, Johannes F. ; HUARTE, José Puy. *Métodos estadísticos en ingeniería de tránsito*. México, D.F.: Representaciones y Servicios de Ingeniería, 1984.
- 110 - TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. *Highway capacity manual*. Washington, D.C., 1985. (TRB. Special report, 209).
- 111 - _____. *Highway capacity manual*. 3rd ed. Washington, D.C., 1994. (TRB. Special report, 209).
- 112 - _____. *Highway capacity manual*. 3rd ed. rev. aum. Washington, D.C., 2000. (TRB. Special report, 209).
- 113 - TRANSPORTATION RESEARCH CIRCULAR. Interchange operations on the local street side: state of the art. Washington, D.C.: TRB, n. 430, 1994.
- 114 - TRANSPORTATION RESEARCH RECORD. Highway and traffic safety and accident research, management, and issues. Washington, D. C.: TRB, n. 1401, 1993.
- 115 - _____. Highway capacity and traffic flow. Washington, D.C.: TRB, n. 1365, 1992.
- 116 - _____. Operational effects of geometrics. Washington, D.C.: TRB, n. 1356, 1992.
- 117 - _____. Traffic control devices and highway visibility. Washington, D.C.: TRB, n. 1368, 1992.
- 118 - _____. Traffic flow and highway capacity. Washington, D.C.: TRB, n. 1398, 1993.
- 119 - TUSTIN, B. H. et al. *Railroad-highway grade crossing handbook*. 2nd ed. McLean: FHWA, 1986.
- 120 - VÄGVERKET. Vagutformning. Stockholm, 2002.