

DNER

706
20

MANUAL
DE
PROJETO GEOMÉTRICO
DE
RODOVIAS RURAIS

1999

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM
DIRETORIA DE DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO

MINISTRO DOS TRANSPORTES

Dr. Eliseu Lemos Padilha

DIRETOR GERAL DO DNER

Dr. Genésio Bernardino de Souza

DIRETOR DE DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO

Eng.º Chequer Jabour Chequer

CHEFE DA DIVISÃO DE CAPACITAÇÃO TECNOLÓGICA

Eng.º Gabriel de Lucena Stuckert

MANUAL
DE
PROJETO GEOMÉTRICO
DE
RODOVIAS RURAIS

CONSULTOR RESPONSÁVEL

Eng.^o Amarílio Carvalho de Oliveira
(Consultor Independente)

Eng.^o Annibal Espinola Rodrigues Coelho
(Consultor Independente)

COLABORADORES

Eng.^o Álvaro Siqueira Pitta
(Iguatemi Ltda.)

Eng.^o Janete de Oliveira Renatta
(Iguatemi Ltda.)

Eng.^o Elzo Jorge Nassaralla
(ENECON S/A)

Eng.^o Antônio Marcello de Araújo Salgado
(ENECON S/A)

Eng.^o César Augusto Flôres Santos
(Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

Eng.^o Raymundo Carlos de Montalvão Barretto
(Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

SUPERVISÃO TÉCNICA

Eng.^o Gabriel de Lucena Stuckert
(Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

Eng.^o Silvio Figueiredo Mourão
(Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

Eng.^o José Carlos Martins Barbosa
(Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

COMISSÃO DE REVISÃO TÉCNICA

Eng.^o Henrique Wainer
(Associação Brasileira de Normas Técnicas)

Eng.^o Guioberto Vieira de Rezende
(Associação Brasileira de Normas Técnicas)

Eng.^o Paulo Guedes Pereira
(Associação Brasileira de Normas Técnicas)

Econ. Nilza Mizutani
(Associação Brasileira de Normas Técnicas)

EDITORÇÃO GRÁFICA E PROGRAMAÇÃO VISUAL

Luiz Eduardo Oliveira dos Santos
(Associação Brasileira de Normas Técnicas)

Brasil. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.
Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Divisão
de Capacitação Tecnológica.

Manual de projeto geométrico de rodovias rurais. - Rio
de Janeiro, 1999.
195p. (IPR. Publ., 706).

1. Rodovia Vicinal - Projetos - Manuais. I. Série. II.
Título.

CDD 625.70010202

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM
DIRETORIA DE DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO
DIVISÃO DE CAPACITAÇÃO TECNOLÓGICA

706
20

MANUAL
DE
PROJETO GEOMÉTRICO
DE
RODOVIAS RURAIS

RIO DE JANEIRO

1999

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM
DIRETORIA DE DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO
DIVISÃO DE CAPACITAÇÃO TECNOLÓGICA
Rodovia Presidente Dutra, km 163 - Centro Rodoviário
21240-330 - Rio de Janeiro - RJ.
Tel.: (021) 371-5888
Fax.: (021) 471 - 6133

TÍTULO : MANUAL DE PROJETO GEOMÉTRICO DE RODOVIAS RURAIS

Revisão : DNER/ABNT
Contrato DNER/ABNT PG 182/95-00

Aprovado pelo Conselho Administrativo do DNER
em 21 de dezembro de 1999, Resolução nº 15/99,
Sessão nº CA 08, processo nº 100.007.960/98-45.

Impresso no Brasil/ Printed in Brazil

APRESENTAÇÃO

O longo tempo decorrido desde a elaboração em 1979 das “Instruções para Projeto Geométrico de Rodovias Rurais”, a forma dispersa como estavam apresentados os seus vários tópicos e a necessidade de analisar com maior profundidade aspectos decorrentes da expansão e das inovações ocorridas no modal rodoviário, tornaram recomendável ao Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) a sua revisão e atualização, o que resultou na presente versão do “Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais”.

O confronto entre os controles e critérios das características físicas e geométricas constantes dessas Instruções e as recomendações da associação rodoviária americana, AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), na edição de 1994 de sua publicação “*A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*” (Critérios para Projeto Geométrico de Rodovias e Logradouros), mostrou que não há diferenças essenciais que justifiquem alterações nos elementos básicos dos procedimentos do DNER. É verdade, por exemplo, que a redução na altura dos veículos de passeio poderá afetar futuramente as distâncias de visibilidade para o motorista, principalmente no que se refere às curvas verticais, mas, no momento, essa redução não é significativa.

Verificou-se, entretanto, que a rápida expansão do sistema viário e o crescimento dos volumes de tráfego atendidos nessas duas décadas tornaram necessária a inclusão de alguns tópicos que haviam sido ignorados ou cobertos inadequadamente nas instruções existentes. O presente Manual incorporou, assim, três novos tópicos, a saber: Capacidade e Níveis de Serviço das Rodovias; Terceira Faixa nas Rampas Ascendentes, e Melhorias Operacionais de Rodovias de Pista Simples, que fazem a complementação necessária.

O Manual ensejou também uma revisão geral das tabelas, gráficos e fórmulas constantes das instruções e normas em vigor, com a finalidade de integrá-las e de facilitar o seu uso.

Sintetizando assim todas as obras em uso até o momento, o presente Manual vem suprir uma lacuna considerável na literatura rodoviária e, após sua aprovação pelo Conselho Administrativo do DNER, ganhará status normativo, embora o seu objetivo primordial seja o de orientar e facilitar o trabalho dos profissionais que atuam na área, nos dias de hoje. Com o aumento significativo de usuários do meio rodoviário e com a crescente melhoria no desempenho dos veículos, é forçoso reconhecer que, cada vez mais, recai sobre os ombros do projetista rodoviário a difícil tarefa de definir todos os procedimentos e meios que vai utilizar, aos quais, nos últimos anos, se acrescentou a preocupação com os fatores ambientais, sociais e de segurança.

APRESENTAÇÃO

Este trabalho tem como objetivo apresentar o projeto genético de robôs reais, com ênfase na parte de programação e controle. O projeto foi desenvolvido no âmbito do curso de Engenharia de Robótica, na Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), sob a orientação do professor Dr. Roberto de Almeida. O trabalho foi dividido em duas partes principais: a primeira trata da programação e controle dos robôs, e a segunda trata da construção física dos robôs.

A primeira parte do trabalho trata da programação e controle dos robôs. Para isso, foi utilizado o software RoboPro, desenvolvido pela Universidade de Coimbra, Portugal. O RoboPro é um software de programação em linguagem C, com uma interface gráfica que facilita a programação dos robôs. O projeto foi dividido em duas partes principais: a primeira trata da programação e controle dos robôs, e a segunda trata da construção física dos robôs.

A segunda parte do trabalho trata da construção física dos robôs. Para isso, foi utilizado o robô RoboPro, desenvolvido pela Universidade de Coimbra, Portugal. O RoboPro é um robô de dois motores, com uma interface gráfica que facilita a programação dos robôs. O projeto foi dividido em duas partes principais: a primeira trata da programação e controle dos robôs, e a segunda trata da construção física dos robôs.

O trabalho foi desenvolvido no âmbito do curso de Engenharia de Robótica, na Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), sob a orientação do professor Dr. Roberto de Almeida.

O trabalho foi dividido em duas partes principais: a primeira trata da programação e controle dos robôs, e a segunda trata da construção física dos robôs. O projeto foi desenvolvido no âmbito do curso de Engenharia de Robótica, na Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), sob a orientação do professor Dr. Roberto de Almeida.

Ao mesmo tempo em que nos sentimos honrados em poder entregar à comunidade rodoviária o “Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais”, agradeceríamos a todos os leitores e usuários o envio de críticas, sugestões e observações pertinentes, que possam ser analisadas e incorporadas em futuras edições. As contribuições devem ser submetidas à Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico, Rodovia Presidente Dutra, km 163, Centro Rodoviário, Parada de Lucas, Rio de Janeiro, RJ, 21240-330, aos cuidados da Divisão de Capacitação Tecnológica.



Engº Chequer Jabour Chequer
Diretor de Desenvolvimento Tecnológico

RESUMO

O “Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais” contém as informações essenciais para a elaboração do projeto geométrico de rodovias rurais, de acordo com as normas em vigor no Brasil. O método de apresentação escolhido é didático, e portanto fartamente ilustrado, de modo a facilitar a compreensão do leitor. Recomenda-se ainda que a leitura obedeça à ordenação dos capítulos.

A obra está dividida em oito capítulos, entre os quais o Capítulo 1, que inclui um breve histórico da matéria, e o Capítulo 2 que é dedicado a definições e que funciona como uma espécie de glossário. Os demais capítulos, que formam o corpo do trabalho, são essencialmente técnicos. Embora todos os elementos do projeto geométrico tenham sido igualmente atendidos, deu-se ênfase aos projetos de melhoramentos, de terceira faixa nas rampas ascendentes e de melhorias operacionais em pistas simples, que correspondem justamente aos três últimos capítulos.

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo principal a análise da obra "Alfala de Villal" de Rodrigues de Garcia, com o intuito de compreender a importância da obra para a história da literatura portuguesa. A obra é considerada uma das mais importantes da literatura portuguesa do século XVIII, sendo considerada uma das mais importantes da literatura portuguesa do século XVIII.

A obra é considerada uma das mais importantes da literatura portuguesa do século XVIII, sendo considerada uma das mais importantes da literatura portuguesa do século XVIII. A obra é considerada uma das mais importantes da literatura portuguesa do século XVIII, sendo considerada uma das mais importantes da literatura portuguesa do século XVIII.

ABSTRACT

This “Manual of Geometric Design for Rural Roads” includes essential and relevant information for the geometric design of rural roads according to the norms and rules in force in Brazil. The approach is basically didactic, and the several illustrations are meant to help the reader. It is strongly recommended that the natural order of the chapters be observed in the reading.

There are eight chapters, including Chapter One, which is concerned with a brief historical account, and Chapter Two, which is filled with definitions and functions rather as a glossary. The Manual attempts to cover the whole subject, laying especial emphasis on improvements design, third lane on rising slopes, and operational enhancement for one-lane roads.

ABSTRACT

The paper presents a systematic design for the kinematic structure of a robotic arm. The design is based on the analysis of the kinematic structure of a robotic arm. The design is based on the analysis of the kinematic structure of a robotic arm. The design is based on the analysis of the kinematic structure of a robotic arm.

The paper presents a systematic design for the kinematic structure of a robotic arm. The design is based on the analysis of the kinematic structure of a robotic arm. The design is based on the analysis of the kinematic structure of a robotic arm. The design is based on the analysis of the kinematic structure of a robotic arm.

SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO	i
RESUMO	v
ABSTRACT	vii
SUMÁRIO	ix
LISTA DE ILUSTRAÇÕES	xiii
LISTA DE TABELAS	xvii
PREFÁCIO	xxi
INTRODUÇÃO	xxiii
Capítulo 1. ANTECEDENTES	1
Capítulo 2. DEFINIÇÕES	3
Capítulo 3. CLASSIFICAÇÃO DAS RODOVIAS	11
3.1 Classificação Funcional	11
3.1.1 Hierarquia Funcional	11
3.1.2 Relação Funcional	13
3.1.3 Acessibilidade e Mobilidade	15
3.1.4 Áreas Urbanas e Rurais	15
3.1.5 Sistemas Funcionais	15
3.2 Classificação Técnica	19
3.2.1 Critérios Básicos de Classificação	19
3.2.2 Classes do Projeto	24
3.3 Relação entre Classe Funcional e Classe de Projeto	27
Capítulo 4. CAPACIDADE E NÍVEIS DE SERVIÇO DAS RODOVIAS	31
4.1 Volume Horário de Projeto	31
4.2 Capacidade Rodoviária	34
4.2.1 Características Gerais	34

4.2.2	Aplicação	34
4.2.3	A Capacidade Como um dos Condicionantes do Projeto	35
4.3	Níveis de Serviço	35
4.3.1	Características Gerais	35
4.3.2	Volume de Serviço	38
Capítulo 5.	ELEMENTOS DO PROJETO	41
5.1	Velocidade Diretriz	41
5.2	Veículos de Projeto	43
5.2.1	Composição do Tráfego e Tendências	44
5.2.2	Características dos Veículos e Tendências	45
5.2.3	Legislação Relativa às Dimensões e Peso de Veículos	45
5.2.4	Veículos Tipo	46
5.2.5	Escolha do Veículo de Projeto	47
5.3	Distâncias de Visibilidade	51
5.3.1	Distância de Visibilidade da Parada	51
5.3.2	Distância de Visibilidade para Tomada de Decisão	56
5.3.3	Distância de Visibilidade de Ultrapassagem	57
5.4	Alinhamento Horizontal	62
5.4.1	Conceitos Gerais para o Traçado	62
5.4.2	Concordância Horizontal	65
5.4.3	Raios Mínimos de Curvatura Horizontal	70
5.4.4	Superlargura	73
5.4.5	Superelevação	91
5.4.6	Gabaritos Horizontais	115
5.5	Alinhamento Vertical	122
5.5.1	Considerações Gerais sobre o Projeto em Perfil	122
5.5.2	Rampas Máximas	122
5.5.3	Concordância Vertical	124
5.5.4	Gabaritos Verticais	129
5.6	Coordenação dos Alinhamentos Horizontal e Vertical	134
5.7	Elementos da Seção Transversal	141
5.7.1	Largura das Faixas de Rolamento	141
5.7.2	Largura dos Acostamentos	143
5.7.3	Conformação e Declividades da Pista e dos Acostamentos	145
5.7.4	Canteiro Central	149
5.7.5	Taludes	154
5.7.6	Defensas e Barreiras	155
5.8	Resumo das Classes e das Características de Projeto	160

Capítulo 6.	MELHORAMENTOS EM RODOVIAS EXISTENTES	171
6.1	Critérios de Melhoramentos	171
6.1.1	Velocidade Diretriz	171
6.1.2	Veículos de Projeto	171
6.1.3	Distâncias de Visibilidade	171
6.1.4	Alinhamento Horizontal	172
6.1.5	Alinhamento Vertical	172
6.1.6	Coordenação dos Alinhamentos Horizontal e Vertical	173
6.1.7	Defensas e Barreiras	173
6.2	Características de Projeto	173
Capítulo 7.	TERCEIRA FAIXA NAS RAMPAS ASCENDENTES	177
7.1	Considerações Gerais	177
7.2	Critérios para Avaliar a Necessidade de Terceira Faixa	179
7.3	Características Geométricas das Terceiras Faixas	180
7.3.1	Largura	180
7.3.2	Declividade Transversal	183
7.3.3	Tapers	183
7.4	Outros Controles de Projeto	184
Capítulo 8.	MELHORIAS OPERACIONAIS DE RODOVIAS DE PISTA SIMPLES	187
8.1	Faixas de Ultrapassagem	187
8.2	Trechos de Três Faixas	189
8.3	Baias de Ultrapassagem	190
	BIBLIOGRAFIA	193

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Capítulo 3.

Figura 3.1.1.1 – Hierarquia de movimentos

Figura 3.1.1.2 – Linhas de desejo

Figura 3.1.2.1 – Rede rodoviária

Figura 3.1.2.3 – Esquema de classificação funcional

Figura 3.1.3.1 – Níveis de mobilidade e acessibilidade

Capítulo 4.

Figura 4.1.1 – Relação entre a hora e o volume horário de tráfego nas rodovias rurais

Capítulo 5.

Figura 5.2.4.1 – Veículo de projeto VP

Figura 5.2.4.2 – Veículo de projeto CO

Figura 5.2.4.3 – Veículo de projeto O

Figura 5.2.4.4 – Veículo de projeto SR

Figura 5.3.3.1 – Elementos presentes na determinação das distâncias de visibilidade de ultrapassagem

Figura 5.3.3.2 – Utilização de gabarito de visibilidade

Figura 5.4.1.1 – Tangentes longas concordadas com curvas de raio pequeno

Figura 5.4.1.2 – Curvas de raio longo concordadas com tangente curtas

Figura 5.4.1.3 – Critérios desejáveis para orientar a escolha dos raios de curvas sucessivas

Figura 5.4.2.1 – Concordância horizontal

Figura 5.4.3.1 – Forças atuantes sobre um veículos ao percorrer uma curva horizontal

Figura 5.4.4.1 – Elementos intervenientes no cálculo da superlargura

Figura 5.4.4.2 – Exemplo de superlargura obtida por alargamento simétrico da pista

Figura 5.4.4.3 – Exemplo de superlargura obtida por alargamento assimétrico da pista

Figura 5.4.4.4 – Exemplo de superlargura obtida por alargamento assimétrico da pista
(pista com canteiro central)

Figura 5.4.4.5 – Superlargura executada através de arcos de círculo

Figura 5.4.4.6 – Superlargura executada através de curvas de espirais

Figura 5.4.5.1 – Variação da seção da pista na implantação da superelevação

Figura 5.4.5.2 a – Métodos de giro de acordo com a posição do eixo de rotação

Figura 5.4.5.2 b – Métodos de giro de acordo com a posição do eixo de rotação

Figura 5.4.5.3 – Gráfico de superelevação ($e_{\max} = 4\%$)

Figura 5.4.5.4 – Gráfico de superelevação ($e_{\max} = 6\%$)

Figura 5.4.5.5 – Gráfico de superelevação ($e_{\max} = 8\%$)

Figura 5.4.5.6 – Gráfico de superelevação ($e_{\max} = 10\%$)

Figura 5.4.5.7 – Gráfico de superelevação ($e_{\max} = 12\%$)

Figura 5.4.5.8 – Comprimentos mínimos de transição da superelevação

Figura 5.4.5.9 – Comprimento mínimo de transição da superelevação
(Critério rampa máxima e valor mínimo absoluto - faixas de 3,30m)

Figura 5.4.5.10 – Comprimento mínimo de transição da superelevação
(Critério rampa máxima e valor mínimo absoluto - faixas de 3,60m)

Figura 5.4.6.1 – Afastamento lateral de obstáculos em curvas
(Distância mínima de visibilidade de parada)

Figura 5.4.6.2 – Afastamento lateral de obstáculos em curvas
(Distância de visibilidade de parada)

Figura 5.4.6.3 – Afastamento lateral de obstáculos em curvas
(Distância de visibilidade de parada desejável)

Figura 5.4.6.4 – Afastamento lateral de obstáculos em curvas
(Distância de visibilidade de ultrapassagem)

Figura 5.4.6.5 – Afastamento lateral de obstáculos em curvas
(Distância mínima de visibilidade de ultrapassagem)

Figura 5.5.1.1 – Critério gerais básicos para o projeto altimétrico

Figura 5.5.3.1 – Comprimentos das curvas verticais convexas
(condições mínimas)

Figura 5.5.3.2 – Comprimento das curvas verticais convexas
(condições desejáveis)

Figura 5.5.3.3 – Comprimentos das curvas verticais côncavas
(condições mínimas)

Figura 5.5.3.4 – Comprimentos das curvas verticais côncavas
(condições desejáveis)

Figura 5.6.1 – Evitar pequenas depressão em greides que devem ser longos e uniformes

Figura 5.6.2 – Evitar pequenas ondulações no greide

Figura 5.6.3 – A visão longínqua do perfil em tangente, mostra todas as ondulações do greide

Figura 5.6.4 – Combinação antiestética e perigosa. A reversão ocorre no vértice da curva vertical

Figura 5.6.5 – Combinação deficiente. Percepção visual da curvatura horizontal segundo ângulo agudo

Figura 5.6.6 – Absurdo ótico. Ocorre quando o início de uma curva horizontal é escondido do motorista por uma elevação intermediária, enquanto a continuação da curva é vista à distância

Figura 5.6.7 – Aspecto visual agradável ocorre quando curvas horizontais e verticais coincidem

Figura 5.6.8 – Combinação de bela aparência visual

Figura 5.6.9 – Para deflexões pequenas, o aspecto visual requer curvas mais longas que o exigido pela velocidade diretriz

Figura 5.6.10 – Os veículos das curvas horizontais e verticais coincidem, criando um belo efeito de curva tridimensional

Figura 5.6.11 – Uma das deflexões do alinhamento foi suprimida, mas os demais vértices ainda coincidem. A longa tangente em planta é abrandada pela curvatura vertical

Figura 5.6.12 – Falta de coordenação. Os vértices de um alinhamento coincidem com os pontos de inflexão do outro

Figura 5.6.13 – Situação de boa coordenação dos alinhamentos horizontal e vertical

Figura 5.7.3.1 – Arranjos de declividades para rodovias de pista dupla

Figura 5.7.3.2 – Declividade do acostamento na curva circular

Figura 5.7.3.3 – Declividade transversal dos acostamentos em curvas (lado interno)

Figura 5.7.3.4 – Declividade transversal dos acostamentos em curvas (lado externo)

Figura 5.7.6.1 – Necessidade de defesa ou barreira rígida em aterros

Figura 5.7.6.2 – Necessidade de defesa ou barreira rígida em canteiros centrais

Capítulo 7.

Figura 7.1.1 – Terceiras faixas nas rampas ascendentes

Figura 7.1.2 – Terceiras faixas sobrepondo-se a crista da curva vertical

Figura 7.3.1.1 – Seção transversal da 3ª faixa

Capítulo 8.

Figura 8.1.1 – Faixas adicionais de ultrapassagem

LISTA DE TABELAS

Capítulo 3.

Quadro 3.2.1 – Composição percentual do tráfego nas rodovias rurais

Quadro 3.2.2 – Níveis de serviços de rodovias de duas faixas com dois sentidos de tráfego (volumes médios diários de tráfego misto – condições brasileiras)

Quadro 3.3.1 – Relação geral entre as classes funcionais e as classes de projeto

Capítulo 4.

Quadro 4.1.1 – Fatores K nas rodovias rurais

Quadro 4.3.2.1 – Seleção do nível de serviço no projeto de rodovias rurais

Capítulo 5.

Quadro 5.1.1 - Velocidade diretriz para novos traçados em função da classes de projeto e do relevo

Quadro 5.2.1.1 - Composição do tráfego nas rodovias rurais

Quadro 5.2.4.1 - Principais dimensões básicas dos veículos de projeto (em metros)

Quadro 5.3.1.1 - Velocidade médias em pistas molhadas

Quadro 5.3.1.2 - Coeficientes de atrito longitudinal

Quadro 5.3.1.3 - Distâncias de visibilidade de parada mínimas (em metros)

Quadro 5.3.1.4 - Distâncias de visibilidade de parada desejadas (em metros)

Quadro 5.3.2.1 - Distâncias de visibilidade para tomada de decisão (m)

Quadro 5.3.3.1 - Distâncias de visibilidade de ultrapassagem

Quadro 5.4.3.1 - Valores máximos admissíveis de coeficientes de atrito transversal

Quadro 5.4.3.2 - Valores dos raios mínimos em função das taxas máximas de superelevação (em metros)

- Quadro 5.4.4.1 – Valores de superlargura para projeto (m)
pista de duas faixas - largura = 7,20m
- Quadro 5.4.4.2 – Valores de superlargura para projeto (m)
pista de duas faixas - largura = 6,60m
- Quadro 5.4.4.3 – Valores de superlargura para projeto (m)
pista de duas faixas - largura = 7,20m
- Quadro 5.4.4.4 – Valores de superlargura para pistas de 3 e 4 faixas em função dos valores básicos para pistas de 2 faixas (m)
- Quadro 5.4.5.1 – Valores de R acima dos quais a superelevação é dispensável
- Quadro 5.4.5.2 – Valores dos raios acima dos quais podem ser dispensadas curvas de transição
- Quadro 5.4.5.3 – Comprimentos mínimos absolutos de L
- Quadro 5.4.5.4 – Rampas de superelevação admissíveis para pistas de 2 faixas com eixo de rotação no centro
- Quadro 5.4.5.5 – Fatores de majoração do comprimento de transição para o caso do eixo de rotação fora do centro
- Quadro 6.2.1 – Comprimentos das curvas de arredondamento
- Quadro 5.4.6.1 – Afastamentos mínimos dos obstáculos fixos em trechos em tangente
- Quadro 5.5.2.1 – Rampas máximas
- Quadro 5.5.3.1 – Valores de K
- Quadro 5.5.3.2 – Valores de K
- Quadro 5.7.1.1 – Larguras das faixas de rolamento em tangentes
- Quadro 5.7.2.1 – Larguras dos acostamentos externos (em metros)
- Quadro 5.7.2.2 – Larguras dos acostamentos internos (em metros)
pistas de mão única - classes 0 ou I-A
- Quadro 5.7.4.1 – Largura do canteiro central
- Quadro 5.8.1 – Classes de projetos e critérios de classificação técnica
- Quadro 5.8.2 – Características básicas do projeto geométrico
Rodovia Classe 0 - Vias expressas

Quadro 5.8.3 – Características básicas do projeto geométrico
Rodovias Classe I

Quadro 5.8.4 – Características básicas do projeto geométrico
Rodovias Classe II

Quadro 5.8.5 – Características básicas do projeto geométrico
Rodovias Classe III

Quadro 5.8.6 – Características básicas do projeto geométrico
Rodovias Classe IV

Capítulo 6.

Quadro 6.2.1 – Normas admissíveis de projetos rodoviários para melhorias de estradas existentes

Capítulo 7.

Quadro 7.3.3.1 – Comprimento do “taper” nas terceiras faixas

Capítulo 8.

Quadro 8.3.1 – Extensão das baias de ultrapassagem (“taper” incluído)

PREFÁCIO

O presente Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais foi elaborado pela Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico (IPR), sob o patrocínio do contrato firmado entre a ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) e o DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem).

Sua finalidade principal é atualizar e consolidar as noções básicas para a elaboração de um projeto geométrico de rodovia rural, tendo em vista as diversas inovações ocorridas no modal.

Na preparação do Manual foram adotados os seguintes documentos:

- Normas para o Projeto das Estradas de Rodagem, aprovadas pelas Portarias nº 19, de 10/01/49 e 348, de 17/04/50.
- Portaria nº 3.602, de 24/10/69, referente às características técnicas das rodovias federais.
- Portaria nº 2.618, de 23/12/70, referente às rodovias pioneiras destinadas à colonização de áreas virgens.
- Instruções para o Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do DNER, de fevereiro de 1979.
- Instruções para Superelevação e Superlargura de Projetos Rodoviários do DNER, de fevereiro de 1979.
- *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* - AASHTO, 1994

INTRODUÇÃO

O presente “Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais” reúne toda a informação necessária para que o projeto geométrico de uma rodovia rural seja executado de acordo com as normas em vigor no País, e ainda apresenta, em caráter inovador, sugestões e orientações técnicas preliminares sobre aspectos não abrangidos ou fixados por essas normas.

Os valores e critérios básicos apresentados constam das “Normas para o Projeto das Estradas de Rodagem”, aprovadas pelas Portarias nº 19, de 10/01/49, e nº 348, de 17/04/50, e as atualizações e as complementações são as constantes da Portaria nº 3.602, de 24/10/69, referente às rodovias pioneiras destinadas à civilização de áreas virgens, conforme a publicação do DNER “Normas para o Projeto Geométrico de Estradas de Rodagem”, de abril de 1975.

Quanto aos valores não fixados pelas normas brasileiras, adotaram-se as “Instruções para o Projeto Geométrico de Rodovias Rurais” (DNER - 1979), as “Instruções para Superelevação e Superlargura de Projetos Rodoviários” (DNER - 1979) e o documento intitulado “*A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*” (Critérios para Projeto Geométrico de Rodovias e Logradouros) (AASHTO - 1994).

A obra foi dividida nos seguintes capítulos:

- Antecedentes
- Definições
- Classificação de Rodovias
- Capacidade e Níveis de Serviço das Rodovias
- Elementos do Projeto
- Melhoramentos em Rodovias Existentes
- Terceira Faixa nas Rampas Ascendentes
- Melhorias operacionais de rodovias de pista simples

O Capítulo 1 é constituído pelos Antecedentes. O Capítulo 2 apresenta definições para os principais termos e expressões empregados em projetos rodoviários. O Capítulo 3 esclarece os critérios para a classificação funcional das rodovias e recomenda classes técnicas para fins de projeto. O Capítulo 4 conceitua “volume horário de projeto”, discorre sobre os principais fatores relativos à capacidade rodoviária e orienta o projetista quanto ao nível de serviço a ser atendido. O Capítulo 5 aborda os principais itens técnicos que compõem o projeto geométrico rodoviário. O Capítulo 6 esclarece a utilização desses mesmos itens técnicos nos projetos de reabilitação, ou de melhorias de estradas existentes, ou de ambos. O Capítulo 7 aborda os aspectos referentes à necessidade e ao dimensionamento das terceiras faixas. O Capítulo 8 discute as principais medidas que se revelaram eficientes na melhoria das condições de operação de rodovias de pista simples. Por fim, uma Bibliografia lista as obras que serviram de apoio técnico ao Manual.

Em cada um dos temas abordados, indicaram-se os valores e critérios de utilização obrigatória, bem como os sugeridos pela experiência, que podem ou não ser alterados pelo projetista.

INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem como objetivo principal analisar o croquis topográfico de rodovias, visando identificar os elementos que compõem este tipo de representação gráfica e sua importância para a engenharia de transportes.

Para isso, foram consultados diversos livros e artigos científicos, buscando compreender a evolução histórica e as técnicas utilizadas na elaboração desses croquis. Além disso, foram analisados exemplos práticos de croquis de rodovias, com o intuito de identificar as informações essenciais que devem constar em cada um deles.

Os resultados da pesquisa indicam que o croquis topográfico de rodovias é uma ferramenta fundamental para o planejamento e a execução de obras de infraestrutura. Ele permite visualizar de forma clara e objetiva as características físicas e técnicas da via, facilitando a tomada de decisões e a comunicação entre os envolvidos no projeto.

Por fim, espera-se que este trabalho contribua para a melhoria da qualidade dos croquis topográficos de rodovias, promovendo a eficiência e a segurança das obras de engenharia de transportes.

1.1. OBJETIVO GERAL

1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1.3. JUSTIFICATIVA

1.4. DELIMITAÇÃO DO TEMA

1.5. METODOLOGIA

1.6. REVISÃO DE LITERATURA

1.7. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

2.1. CONCEITOS BÁSICOS

2.2. ELEMENTOS DO CROQUIS

2.3. TIPOS DE CROQUIS

2.4. ELABORAÇÃO DO CROQUIS

2.5. IMPORTÂNCIA DO CROQUIS

2.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

2.7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

3.1. INTRODUÇÃO

3.2. OBJETIVO GERAL

3.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

3.4. JUSTIFICATIVA

3.5. DELIMITAÇÃO DO TEMA

3.6. METODOLOGIA

3.7. REVISÃO DE LITERATURA

3.8. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

No início da administração rodoviária do País, quando se destacou a Comissão de Estradas de Rodagem, responsável pela implantação das rodovias Rio-São Paulo e Rio-Petrópolis, ao fim dos anos 20, e ao longo de sua existência até 1937, quando surgiram os primórdios do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), e até 1945, quando, em 27 de dezembro, foi promulgado Decreto-Lei nº 8.463, conhecida como a Lei Joppert, que atribuiu ao órgão o caráter de “pessoa jurídica, com autonomia administrativa e financeira”, a técnica de projetos rodoviários não dispunha de documentos normativos específicos para a sua elaboração.

Por volta de 1950, a atividade de projeto rodoviário se tornou mais ordenada com o Fundo Rodoviário Nacional, que foi criado pelo mesmo Decreto-Lei e que auferia recursos gerados pelo Imposto Único sobre Lubrificantes e Combustíveis Líquidos e Gasosos (IULCLG), e com a elaboração de um Plano Rodoviário Nacional, que, por consequência, exigiu maior rigor técnico na elaboração de projetos geométricos e a adoção de parâmetros mais consentâneos com a evolução dos veículos que utilizavam o sistema rodoviário. Nessa fase, por intermédio de sua Divisão de Estudos e Projetos (DEP), o DNER lançou as “Normas para o Projeto de Estradas de Rodagem”, com as Portarias nº 19 (de 10/01/49) e 348 (de 17/04/50). Tais documentos tornaram-se a base para a elaboração de projetos geométricos dentro do DNER, de acordo com as mais modernas técnicas em vigor à época, em particular nos Estados Unidos da América.

Assim, o projeto rodoviário só recebeu um grande impulso, quando o surto desenvolvimentista que agitou o País deu prioridade à implantação de sistemas rodoviários, mesmo para o transporte a grandes distâncias, e isso em detrimento da rede ferroviária, resultando, assim, numa ampla necessidade de normas.

Somente em 1975, com a publicação das “Normas para o Projeto Geométrico de Estradas de Rodagem”, e em 1979, com as “Instruções para Projeto Geométrico de Rodovias Rurais” e “Instruções para Superelevação e Super-largura nos Projetos Rodoviários”, foram apresentadas soluções para complementar o quadro normativo existente, já então com uma experiência acumulada ao longo de quase vinte anos.

Agora, em 1999, pôde o DNER, por meio de sua Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico, finalmente promover a atualização de toda a literatura técnica em uso e lançar o “Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais”, que incorpora os elementos necessários à execução de projetos dentro de padrões de excelência e qualidade, reconhecidos internacionalmente.

CAPÍTULO 1

1.1. INTRODUCCIÓN

El presente capítulo tiene como objetivo principal presentar una visión general de la psicología de Rusia, así como de los factores históricos y culturales que han influido en su desarrollo. Se abordarán temas como la evolución de la psicología en Rusia, desde sus raíces en la filosofía y la ciencia natural hasta su consolidación como disciplina científica independiente. También se explorarán las particularidades de la psicología rusa en comparación con otras corrientes internacionales, destacando el papel de figuras clave y las escuelas de pensamiento que han marcado esta tradición.

En primer lugar, se analizará el contexto histórico y cultural que ha dado lugar a la psicología rusa. Se examinarán los factores que han influido en la formación de la identidad nacional y cómo estos se reflejan en la concepción de la mente y el comportamiento humano. Se abordarán temas como el papel de la familia, la comunidad y la religión en la vida cotidiana, así como las particularidades de la cultura rusa que han influido en la psicología. También se explorarán las particularidades de la psicología rusa en comparación con otras corrientes internacionales, destacando el papel de figuras clave y las escuelas de pensamiento que han marcado esta tradición.

En segundo lugar, se abordará la evolución de la psicología en Rusia. Se examinarán los factores que han influido en su desarrollo, desde sus raíces en la filosofía y la ciencia natural hasta su consolidación como disciplina científica independiente. Se abordarán temas como el papel de la familia, la comunidad y la religión en la vida cotidiana, así como las particularidades de la cultura rusa que han influido en la psicología.

En tercer lugar, se explorarán las particularidades de la psicología rusa en comparación con otras corrientes internacionales. Se examinarán los factores que han influido en su desarrollo, desde sus raíces en la filosofía y la ciencia natural hasta su consolidación como disciplina científica independiente. Se abordarán temas como el papel de la familia, la comunidad y la religión en la vida cotidiana, así como las particularidades de la cultura rusa que han influido en la psicología.

En cuarto lugar, se abordará el papel de la psicología en la vida cotidiana. Se examinarán los factores que han influido en su desarrollo, desde sus raíces en la filosofía y la ciencia natural hasta su consolidación como disciplina científica independiente. Se abordarán temas como el papel de la familia, la comunidad y la religión en la vida cotidiana, así como las particularidades de la cultura rusa que han influido en la psicología.

CAPÍTULO 2

2. DEFINIÇÕES

Algumas expressões empregadas em projetos viários carecem de uma definição uniforme ou precisa de conceito. As definições abaixo foram elaboradas apenas para os principais termos ou expressões de significado particular mencionadas no presente Manual e não pretendem constituir um glossário completo. Em alguns casos, para algumas expressões com conceituação mais ampla no vernáculo, foi apresentado apenas o conceito de interesse para o projeto rodoviário. Em outros, a explanação dos conceitos encontra-se no próprio texto. Terminologia e definições adicionais constam da publicação “Glossário de Termos Técnicos Rodoviários” – DNER – Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico - 1997.

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. Em rodovias de pista dupla, os acostamentos à direita do sentido de tráfego são denominados externos e aqueles à esquerda, internos.

Alinhamento horizontal – projeção do eixo da rodovia no plano horizontal. Determina o traçado em planta e o percurso da rodovia.

Alinhamento vertical – greide da rodovia, com suas características altimétricas.

Área do nariz – área compreendida entre os bordos adjacentes das pistas de duas vias ou ramos que se bifurcam ou se juntam e a curva (ou vértice) limitadora do nariz.

Barreira – estrutura rígida, indeformável, geralmente de concreto, disposta longitudinalmente à pista com o objetivo de impedir que veículos desgovernados saiam da plataforma, choquem-se 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.

Bordos (Bordas) da pista – limites laterais da pista de rolamento. Em rodovias de pista dupla, o limite à direita do sentido de tráfego é denominado bordo externo e aquele à esquerda, bordo interno.

Canteiro central – espaço compreendido entre os bordos internos 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.

Capacidade – consiste no número máximo de veículos que poderá passar por uma seção de um determinado trecho de uma faixa ou pista durante um período de tempo determinado, sob as condições reais predominantes na via e no tráfego.

Comprimento de transição da tangente (abaulamento) – extensão ao longo da qual, nos casos em que é necessário, se processa o giro da pista (ou parte dela), para eliminar a declividade transversal em sentido contrário ao da superelevação a ser alcançada. Seu término coincide com o início do comprimento de transição da superelevação.

Comprimento de transição da superelevação – extensão ao longo da qual se processa o giro da pista em torno do eixo de rotação para dotá-la de superelevação a ser mantida no trecho circular. Seu início situa-se, por definição, no ponto onde a pista (ou parte dela) tem sua seção no plano horizontal. Seu término coincide com o ponto onde é atingida a superelevação a ser mantida no trecho circular. No caso de pistas cuja seção transversal em tangente tem caimento simples no mesmo sentido da superelevação a ser alcançada, o comprimento de transição da superelevação engloba a extensão que teria sido necessária para girar a pista desde uma situação fictícia com declividade transversal nula até a situação em tangente.

Controle de acesso – função atribuída ao órgão rodoviário de controlar o acesso e a interferência de veículos e/ou pedestres com uma certa via, em favor do aumento da qualidade de serviço, capacidade e segurança do tráfego.

Conversão (em interseção ou interconexão) – movimento de giro de um veículo, deixando a via por onde seguia para tomar outra via.

Cota vermelha – denominação usualmente adotada para as alturas de corte e de aterro.

Datum – superfície de nível à qual se referem as altitudes.

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, choquem-se 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.

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.

Entrelaçamento – consiste dos cruzamentos das correntes de tráfego na mesma direção geral, que ocorrem mediante a sucessiva confluência e divergência de filas de veículos segundo pequenos ângulos.

Faixa de aceleração – consiste da faixa adicional destinada à mudança de velocidade, cujos objetivos são:

- permitir que um veículo, ao entrar em uma via principal, aumente sua velocidade até um valor tal que possa penetrar na corrente principal de tráfego direto com razoável segurança e um mínimo de interferência com os demais veículos;
- proporcionar aos veículos em tráfego na via principal tempo e distância suficientes para proceder aos reajustes operacionais necessários para permitir a entrada dos novos veículos.

Faixa auxiliar – parte da pista de rodagem, contígua à faixa de tráfego direto, usada para estacionamento, mudança de velocidade, entrelaçamento, veículos lentos e outros propósitos complementares ao fluxo principal.

Faixa de desaceleração – trata-se da faixa destinada à mudança de velocidade, cujo objetivo é permitir a um veículo que sai da via principal a diminuição de sua velocidade para uma velocidade segura compatível com as características do ramo ou da via de conexão que se segue, sem interferir com o veículo imediatamente atrás.

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. Deve ser prevista com largura suficiente para conter as instalações necessárias aos serviços de controle da operação da rodovia e permitir sua conservação, proteção e sua futura expansão.

Faixa de rolamento – faixa longitudinal da pista, designada e projetada para uma fila de veículos em movimento contínuo.

Greide – perfil do eixo de rotação da pista referido 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.

Instalações de drenagem – conjunto de dispositivos, estruturas e obras cuja finalidade é evitar que águas pluviais precipitadas em áreas adjacentes, águas subterrâneas do lençol freático ou cursos d'água atinjam ou danifiquem a pista ou a plataforma, bem como drenar a água pluvial precipitada sobre a pista e o corpo estradal.

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.

Interconexão – interseção onde ocorrem cruzamentos de correntes de tráfego em níveis diferentes, sem interferência mútua. É denominada também de interseção em desnível ou em vários níveis.

Leito carroçável – consiste da porção da plataforma da rodovia compreendida entre os meios-fios ou os acostamentos. Considera-se que as rodovias com pistas duplas tenham dois leitos carroçáveis.

Meio-fio – construção longitudinal em degrau disposta no bordo de pista, acostamento ou faixa de segurança, com o objetivo de conduzir águas pluviais, conter o pavimento, delimitar áreas não pavimentadas e, especialmente, realçar para o motorista, mediante um obstáculo intencional ao deslocamento do veículo, as trajetórias possíveis. Também é denominado guia ou cordão.

Meio-fio transponível – meio-fio cuja conformação permite sua transposição por veículos a baixas velocidades, sem causar-lhes maiores danos.

Meio-fio intransponível – meio-fio cuja conformação pretende impedir sua transposição pelos veículos.

Nariz real ou físico – primeiro obstáculo (meio-fio, defesa, balizador, etc) encontrado ao longo da área do nariz, nos casos de bifurcação de ramos, após o qual os traçados das duas vias são completamente independentes. Conceito análogo e simétrico cabe nos casos de junção de pistas.

Nariz teórico – vértice da bifurcação (ou junção) de duas vias (uma delas geralmente um ramo); local onde os bordos mais próximos das duas pistas adjacentes iniciam (ou terminam) a separação.

Perfil – linha que representa de forma contínua a situação altimétrica de um alinhamento sobre uma superfície plana.

Perfil do terreno – perfil de uma linha (por exemplo, o eixo ou um bordo da pista) disposta sobre a superfície terrestre.

Pista de rolamento – área da plataforma, destinada à circulação de veículos em movimento contínuo.

Pista de seção transversal com caimento simples – pista com declividade transversal em um único sentido entre os bordos.

Pista de seção transversal abaulada – 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 (seção convexa). Neste último caso, o lugar geométrico dos pontos da seção de maior cota também é denominado crista.

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.

Ponto de abaulamento – ponto onde inicia o comprimento de transição do abaulamento.

Ponto de nível – ponto onde a pista (ou parte dela) tem sua seção no plano horizontal, após ter sido eliminada a declividade transversal em sentido contrário à superelevação a ser alcançada. Determina o término do comprimento de transição do abaulamento e o início do comprimento de transição da superelevação.

Ponto de superelevação – ponto onde termina a rotação da pista e é alcançada a superelevação total a ser mantida no trecho circular.

Projeto geométrico – projeto que define detalhadamente os aspectos geométricos de uma via.

Ramos (de interseção ou interconexão) – pistas de rolamento que conectam as vias que se interceptam ou as ligam a outras vias ou ramos.

Rampa – declividade longitudinal do greide da pista ou plataforma. Seu valor normalmente é dado pela tangente do ângulo formado com o plano horizontal.

Rampa de superelevação – diferença de greides, ou seja, a rampa relativa do bordo da pista ou do acostamento em relação ao eixo de rotação. Ocorre ao longo dos comprimentos de transição da superelevação e do abaulamento.

Referência de nível (RN) – ponto de posição bem definida, altitude conhecida e inalterável com o tempo, que serve de base para determinação das altitudes de outros pontos. Poderá ser gravado em um marco de madeira, pedra, concreto ou em um acidente natural irremovível.

Seção transversal (da rodovia) – para fins do projeto geométrico, representa o alinhamento superficial que conforma transversalmente a rodovia, incluindo a pista, acostamentos, plataforma e taludes, até a interseção 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 (do terreno) – perfil do terreno em direção normal ao eixo de uma rodovia.

Seção transversal tipo – seção transversal constante empregada repetitivamente em trechos contínuos de rodovias ou ramos.

Sinalização horizontal – processo de sinalização, constituído por marcas aplicadas sobre o pavimento, destinado a transmitir mensagens de regulamentação, advertência ou indicação para o trânsito de veículos e pedestres.

Sinalização vertical – tipo de sinalização constituído por dispositivos montados sobre suportes, no plano vertical, fixos ou móveis, destinado a transmitir mensagens de regulamentação, advertência ou indicação para o trânsito de veículos e pedestres.

Solavanco – taxa de crescimento da aceleração na unidade de tempo.

Superelevação – declividade transversal em um único sentido de que a pista é dotada em curvas, com caimento orientado para o centro (lado interno) da curva, com o objetivo de contrabalançar a atuação da aceleração centrífuga.

Superelevação negativa – declividade transversal da pista com caimento no sentido do lado externo (oposto ao centro) da curva, reforçando a atuação da aceleração centrífuga.

Superlargura – acréscimo total de largura da pista, ao longo das curvas de concordância horizontal, para possibilitar a manutenção dos afastamentos transversais necessários entre veículos em movimento, em condições de segurança.

Talude – para fins do projeto geométrico, é a face do corpo estradal que se estende além do bordo da plataforma. Sua inclinação sobre a horizontal, denominada inclinação do talude, pode ser expressa sob a forma de fração ordinária de numerador unitário, cujo denominador representa a distância horizontal correspondente a 1m de diferença de nível.

Taper (Teiper) – faixa de trânsito de largura variável, utilizada como transição para deslocamento lateral para uma faixa paralela. Normalmente usada no início de uma faixa de desaceleração, no fim de uma faixa de aceleração, e no início e no fim das terceiras faixas.

Taxa de superelevação – valor que mede a superelevação, geralmente expresso pela tangente do ângulo que uma linha perpendicular ao eixo, situada no plano da pista, forma com o plano horizontal.

Terceira faixa – consiste de uma faixa auxiliar acrescida lateralmente à pista do lado direito no sentido ascendente, destinada ao tráfego de veículos lentos, objetivando melhorar a fluência de operação mediante obras de relativo baixo custo que adiem investimentos de grande vulto. Aplica-se a designação tanto a pistas de mão dupla como de mão única.

Veículo de projeto – veículo teórico de uma certa categoria, cujas características físicas e operacionais representam uma envoltória das características da maioria dos veículos existentes nessa categoria. A predominância de uma 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.

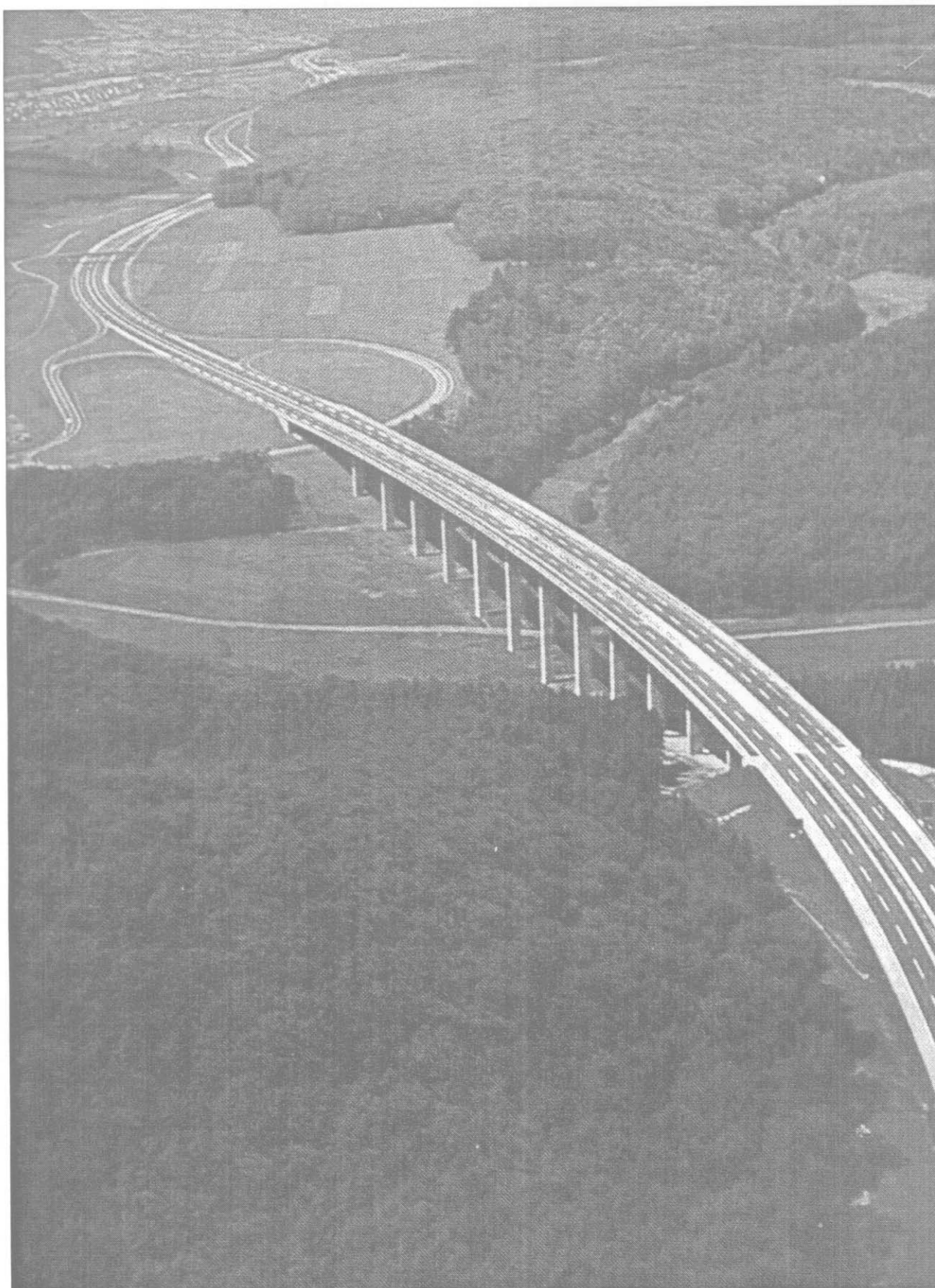
Velocidade média de viagem de um veículo – relação entre a extensão da viagem e o tempo total (exclusive paradas) despendido no percurso.

Velocidade média de viagem para todo o tráfego – relação entre o somatório das extensões das viagens realizadas por todos os veículos e o somatório dos tempos totais (exclusive paradas) efetivamente despendidos nos percursos. É a velocidade representativa das condições operacionais realmente ocorrentes no trecho. Constitui uma fração da velocidade diretriz, tanto menor quanto maiores sejam os volumes de tráfego.

Via marginal – via(s) paralela(s) à(s) pista(s) principal(ais) 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.

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 um certo período de tempo. Quando não se especifica o período considerado, pressupõe-se que se trata de um ano.



Rodovia rural típica

CAPÍTULO 3

3. CLASSIFICAÇÃO DAS RODOVIAS

A classificação de rodovias por diferentes critérios tem-se revelado necessária para atender a enfoques e objetivos diversos de natureza técnica, administrativa e de interesse dos usuários das vias em geral.

Para fins de execução de projetos, por exemplo, há conveniência de se dispor de uma classificação diretamente relacionada com o nível de qualidade dos serviços que a rodovia se propõe prestar, ou seja, deverá prover os meios físicos necessários para que os volumes de tráfego previstos executem com economia, conforto e segurança as viagens desejadas. Essa classificação, de natureza técnica, relaciona-se diretamente com as características geométricas necessárias para atender seus objetivos: raios de curvatura, rampas, larguras de pista e acostamentos, distâncias de visibilidade, etc e também com as restrições de custos condicionadas especialmente pelo relevo do solo: região plana, ondulada ou montanhosa.

Para fins de organização racional das atividades das entidades responsáveis pela administração das vias, seu planejamento, financiamento, construção, operação e relacionamento com os usuários, há necessidade de uma classificação administrativa, em que normalmente as rodovias são identificadas por siglas alfanuméricas caracterizando localização e entidade responsável.

Tanto a classificação técnica como a administrativa guardam estreita correlação com a classificação dita funcional, que procura agrupar as rodovias pelo caráter dos serviços que elas prestam. Essa classificação será apresentada a seguir, como um preâmbulo para a classificação técnica, que é a de maior importância para as finalidades do presente Manual.

3.1 CLASSIFICAÇÃO FUNCIONAL

3.1.1 Hierarquia funcional

Os deslocamentos dos veículos dentro de uma malha rodoviária incluem diversos estágios, como exemplificado na Figura 3.1.1.1. O esquema representa uma viagem típica, onde o carro estacionado no sítio designado por O(origem), entra em uma estrada vicinal de acesso, passa para uma rodovia municipal que coleta o tráfego da região, toma então uma rodovia de melhores características técnicas e, através de um ramo de interseção, passa para uma rodovia de pista dupla, na qual percorre a maior parte de sua viagem. Em seguida, repete em sentido inverso as mesmas operações iniciais, até estacionar seu veículo em um armazém local, que é seu destino D. Os diversos estágios da viagem compreendem a seguinte hierarquia de movimentos.

Acesso: estágio inicial (final) da viagem, em que é utilizada uma Via Local, normalmente de tráfego reduzido.

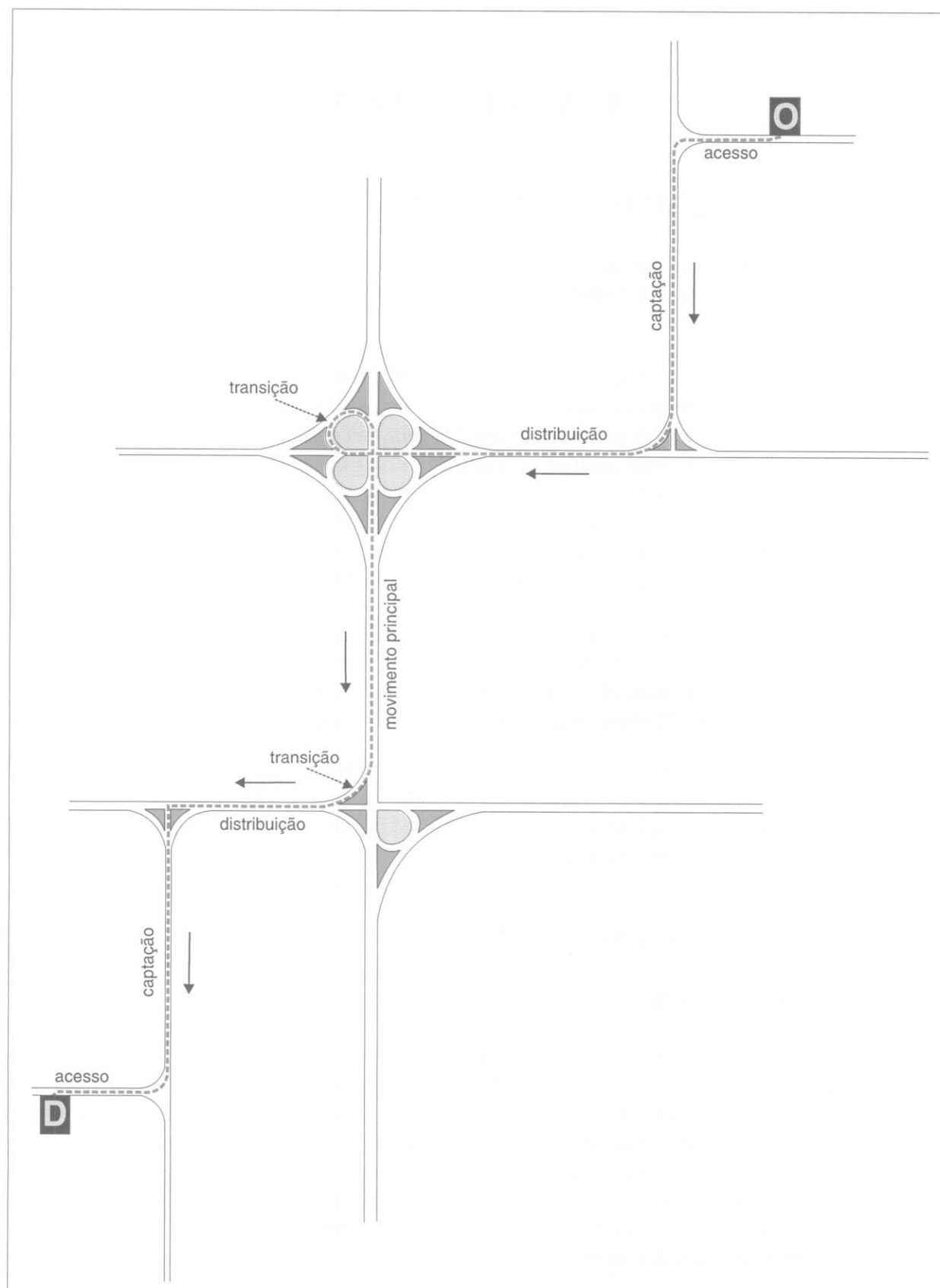


Figura 3.1.1.1 - Hierarquia de movimentos

Captação: segundo (penúltimo) estágio da viagem, feito em via de maior tráfego, usada para coletar os veículos das vias locais: Via Coletora.

Distribuição: terceiro (antepenúltimo) estágio, executado em via com características geralmente superiores à de captação: Via Arterial Secundária.

Transição: quarto estágio, realizado através de uma rampa de acesso ou ramal de interseção.

Movimento principal: quinto estágio, executado em via de alto padrão, no caso uma via expressa :Via Arterial Principal.

Observa-se que cada um dos estágios de uma viagem típica é atendido por uma via com características específicas para sua função. Pela hierarquia dos movimentos os volumes de tráfego nas rodovias rurais crescem das Vias Locais para as Arteriais, prevendo-se que os projetos correspondentes atendam às exigências de capacidade de cada estágio.

Apesar de muitas viagens poderem ser subdivididas nos estágios apresentados, as rodovias intermediárias nem sempre são necessárias, podendo uma Via Coletora , por exemplo , ter acesso diretamente a uma Via Arterial Principal. Essa eliminação de estágios intermediários não modifica o caráter hierárquico dos estágios remanescentes, embora possa provocar alterações em suas características físicas. A ordem do deslocamento continua visível.

Deve-se salientar que uma das mais importantes causas do mau funcionamento de um sistema viário é não atender com projeto adequado os diferentes estágios da hierarquia de movimentos. De fato, conflitos e engarrafamentos ocorrem entre rodovias arteriais e vias alimentadoras quando as vias de transição são deficientes. Pode-se citar, como exemplo, o caso de transição entre vias expressas e vias secundárias sem faixas adequadas de desaceleração e aceleração, provocando retenção de tráfego nos ramais de acesso e nas próprias vias principais.

Convém acrescentar que cada elemento da hierarquia funcional atua como via coletora do elemento superior e só tem que estar presente se sua intermediação for necessária para satisfazer as necessidades de espaçamento e volume de tráfego da via superior.

3.1.2 Relação funcional

A classificação funcional grupa as rodovias de acordo com o caráter do serviço que deverão prestar. Esse tipo de classificação reconhece que as rodovias não atendem independentemente as viagens realizadas. Na realidade, a maioria dos deslocamentos utiliza redes de rodovias que podem ser categorizadas de uma maneira lógica e eficiente. Uma ilustração esquemática é apresentada na Figura 3.1.2.1, onde são mostradas as linhas de desejo de viagens conectando diversas origens e destinos. As espessuras das linhas são proporcionais aos números de viagens e os diâmetros dos círculos indicam os poderes de geração e atração dessas viagens.

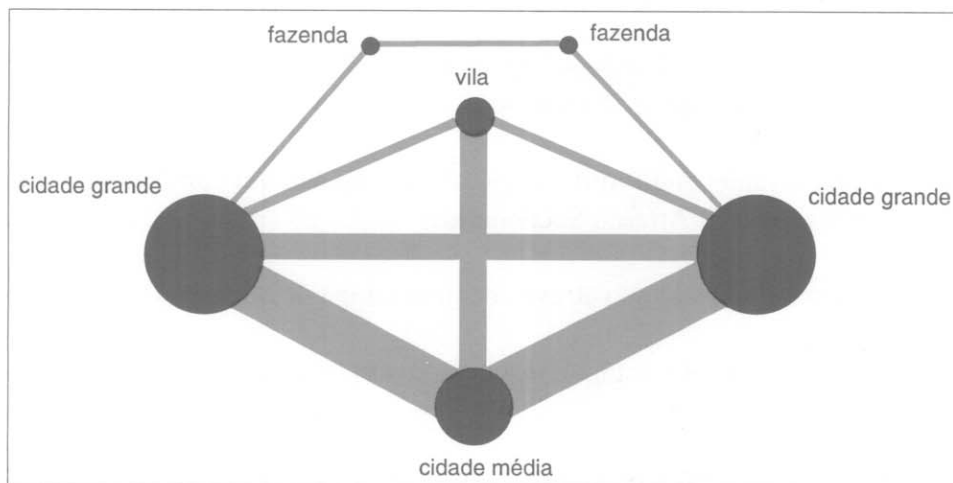


Figura 3.1.2.1 - Linhas de desejo

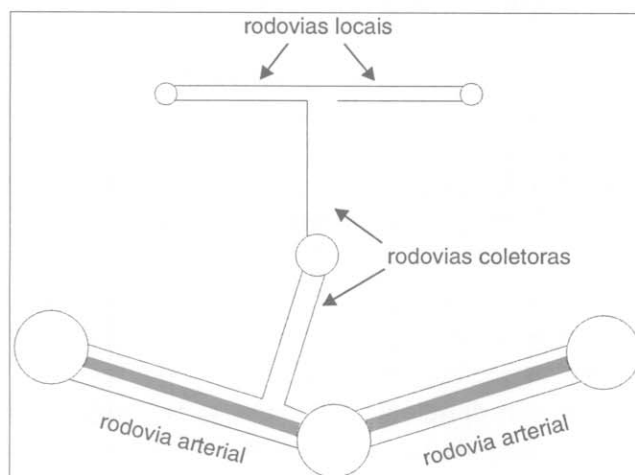


Figura 3.1.2.2. - Rede rodoviária

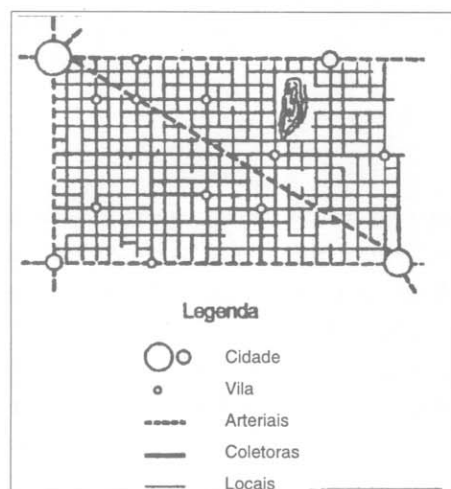


Figura 3.1.2.3 - Esquema de classificação funcional

Tendo em vista que é impraticável a conexão direta de todas as origens e destinos, as viagens são canalizadas para uma rede viária limitada, conforme mostra a Figura 3.1.2.2. Os movimentos entre as cidades de maior porte são servidos diretamente por rodovias de melhores características técnicas. Rodovias de condições intermediárias atendem as cidades menores e se conectam com as ligações arteriais. As pequenas vilas, fazendas e sítios utilizam rodovias secundárias, vicinais ou caminhos que dão acesso às de nível intermediário. De acordo com o seu nível de atuação, as vias são designadas como Locais, Coletoras e Arteriais, definindo sua relação funcional.

Uma ilustração mais completa de uma rede rural de rodovias classificada funcionalmente é apresentada na Figura 3.1.2.3. O sistema arterial serve diretamente as grandes cidades, que geram e atraem uma grande proporção das viagens mais longas. As rodovias coletoras servem diretamente as cidades menores e também fazem conexão com o sistema arterial. Essas rodovias recebem (ou distribuem) tráfego das rodovias locais, que atendem pequenas povoações ou fazendas e sítios.

3.1.3 Acessibilidade e mobilidade

As duas principais características a considerar na classificação de redes de rodovias são acessibilidade e mobilidade. O conflito entre servir os movimentos diretos e atender às necessidades de acesso de um padrão disperso de origens e destinos de viagens dá origem às diferenças e gradações dos vários tipos funcionais. A limitação regulamentada de acesso às rodovias arteriais é necessária para atender sua função primária de mobilidade. Já as rodovias locais têm como função principal prover acesso ao sistema viário, o que reduz suas condições de mobilidade. A extensão e grau de controle de acesso é portanto um fator significativo na definição da categoria funcional de uma rodovia. A Figura 3.1.3.1 mostra esquematicamente as relações entre os níveis de mobilidade e de acessibilidade proporcionados pelas diferentes classes funcionais de rodovias.

3.1.4 Áreas urbanas e rurais

Para atender às diferenças de densidade e tipo de uso do solo há conveniência em distinguir entre áreas urbanas e áreas rurais na classificação dos sistemas funcionais. Em geral, são consideradas áreas urbanas os locais mais densamente povoados, com população acima de 5.000 pessoas, situados dentro de limites estabelecidos pelas autoridades responsáveis. Fora desses limites tem-se áreas rurais.

3.1.5 Sistemas funcionais

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.

De acordo com os princípios expostos, as rodovias rurais brasileiras podem ser enquadradas dentro de três sistemas funcionais:

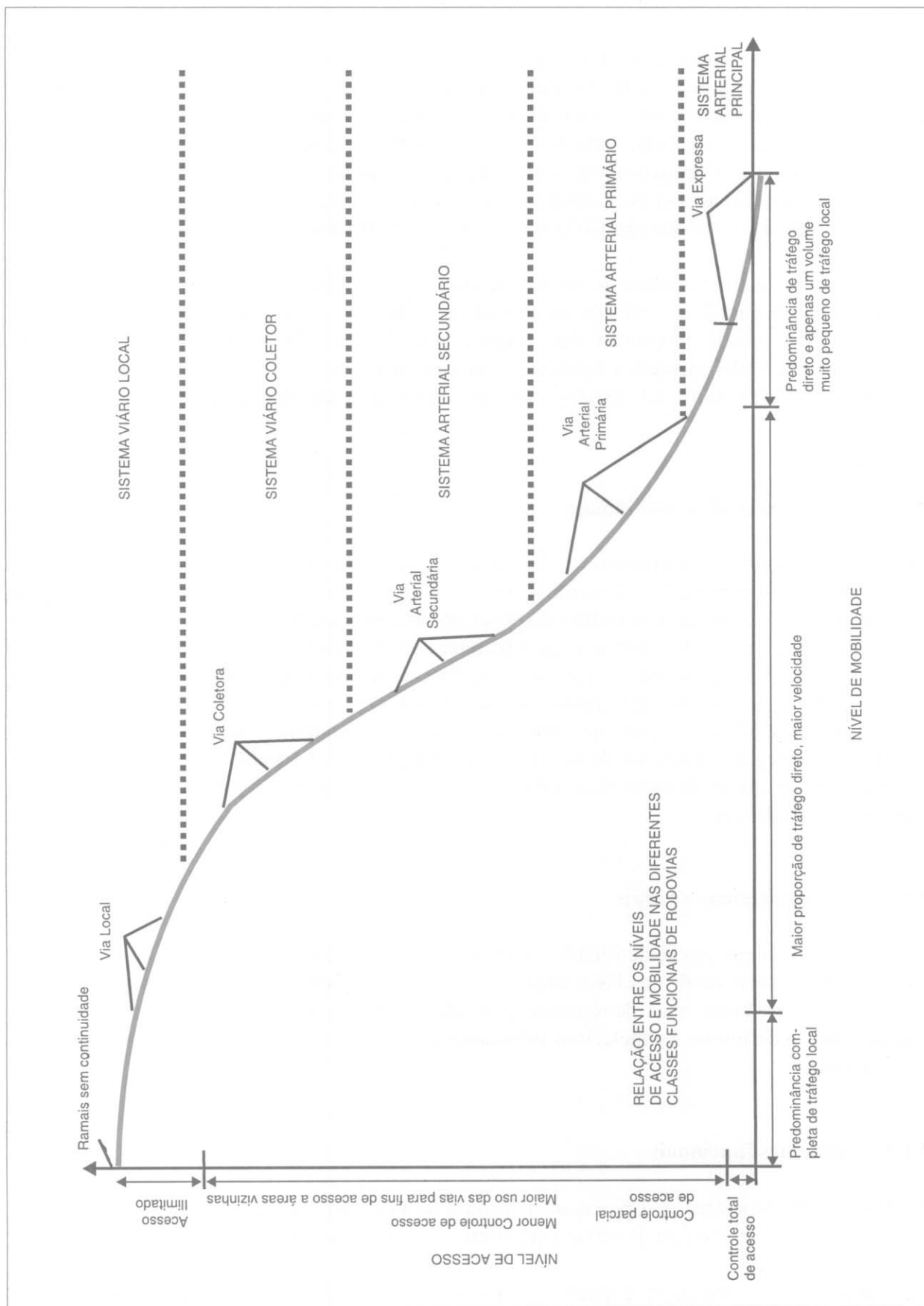


Figura 3.1.3.1 - Níveis de mobilidade e acessibilidade

- Sistema Arterial
- Sistema Coletor
- Sistema Local

3.1.5.1 Sistema arterial

O Sistema Arterial forma uma rede de rodovias com a finalidade de prestar os seguintes serviços:

- Proporcionar alto nível de mobilidade para grandes volumes de tráfego;
- Promover ligação de cidades e outros centros geradores de tráfego capazes de atrair viagens de longa distância;
- Integrar municípios, estados e países vizinhos;
- Proporcionar acesso a distâncias razoáveis a todas as áreas desenvolvidas e de grande densidade, por meio de adequado espaçamento interno.

O Sistema Arterial subdivide-se nos seguintes subsistemas:

- Principal
- Primário
- Secundário

Sistema arterial principal

Classificam-se como Arteriais Principais as rodovias utilizadas para viagens internacionais e inter-regionais.

Essas rodovias devem proporcionar um sistema contínuo dentro da região e articular-se com rodovias de funções similares nas regiões vizinhas, atendendo principalmente à função mobilidade.

De um modo geral devem conectar cidades com população acima de 150 mil habitantes e as capitais dos Estados, bem como promover as conexões destas com a capital do País.

A extensão total das rodovias integrantes deste sistema situa-se entre 2,0 e 3,5% da rede rodoviária, atendendo de 30 a 35% dos veículos-quilômetros realizados, tendo o percurso das viagens nestas rodovias uma extensão média de 120 km. Proporciona ao tráfego velocidades de operação de 60 a 120 km/h.

Sistema arterial primário

As rodovias deste sistema devem servir às viagens inter-regionais e inter-estaduais, em áreas não servidas pelo Sistema Arterial Principal.

Essas rodovias, junto com o Sistema Arterial Principal, devem formar um sistema contínuo, livre de interrupção, atendendo essencialmente à função mobilidade.

De um modo geral, conectam cidades com população em torno de 50.000 habitantes, a menos que estas já estejam servidas por rodovias do Sistema Arterial Principal.

A extensão total das rodovias integrantes deste sistema situa-se entre 1,5 e 3,5% da rede rodoviária, atendendo de 15 a 20% dos veículos-quilômetros realizados, tendo o percurso das viagens uma extensão média de 80 km. Proporciona ao tráfego velocidades de operação de 50 a 100 km/h.

Sistema arterial secundário

As rodovias deste sistema devem servir essencialmente a viagens intra-estaduais e viagens não servidas por sistema de nível superior.

Essas rodovias devem formar um sistema contínuo que, combinado com as rodovias dos sistemas superiores, atenda essencialmente à função mobilidade.

De um modo geral, devem conectar cidades com população acima de 10.000 habitantes, a não ser que já estejam atendidas por rodovias de nível superior.

A extensão das rodovias desse sistema situa-se entre 2,5 e 5,0% da rede rodoviária, atendendo de 10 a 20% dos veículos-quilômetros realizados, tendo o percurso das viagens uma extensão média de 60 km. Proporciona ao tráfego velocidades de operação de 40 a 80 km/h.

3.1.5.2 Sistema coletor

O Sistema Coletor tem como função atender o tráfego intermunicipal e centros geradores de tráfego de menor vulto não servidos pelo Sistema Arterial. Independentemente dos volumes de tráfego as distâncias das viagens são menores que nas rodovias arteriais e são mais comuns velocidades mais moderadas. Esse sistema complementa o sistema arterial, formando uma rede contínua que possibilita a ligação de áreas rurais e centros municipais à malha arterial, proporcionando mobilidade e acesso dentro de uma área específica do Estado.

O Sistema Coletor subdivide-se em:

- Sistema Coletor Primário
- Sistema Coletor Secundário

Sistema coletor primário

Essas rodovias têm a função de prestar os seguintes serviços:

- Ligar cidades acima de 5.000 habitantes não servidas por rodovias de nível superior;
- Dar acesso a outros centros importantes de geração de tráfego, como portos, áreas de intensa atividade em mineração ou produção agrícola, parques turísticos, etc;

- Proporcionar ligações das áreas servidas com o Sistema Arterial;
- Atender aos mais importantes fluxos do tráfego intermunicipal.

A extensão das rodovias que compõem o sistema situa-se entre 4 e 8% da rede rodoviária, atendendo de 8 a 10% dos veículos-quilômetros realizados, tendo o percurso das viagens uma extensão média de 50 km. Proporciona ao tráfego velocidades de operação de 30 a 70 km/h.

Sistema coletor secundário

Essas rodovias devem prestar os seguintes serviços:

- Ligar centros com população acima de 2.000 habitantes e sedes municipais que não estejam servidas por rodovias de nível superior;
- Dar acesso às grandes áreas de baixa densidade populacional não servidas por outras rodovias arteriais ou coletoras primárias;
- Proporcionar ligações das áreas servidas com o Sistema Coletor Primário ou com o Sistema Arterial.

A extensão total das rodovias desse sistema situa-se entre 10 e 15% da rede rodoviária, atendendo de 7 a 10% dos veículos-quilômetros realizados, tendo o percurso nessas viagens uma extensão média de 35 km. Proporciona ao tráfego velocidades de operação de 30 a 60 km/h.

3.1.5.3 Sistema local

Este sistema é constituído por rodovias geralmente de pequena extensão, destinadas essencialmente a proporcionar acesso ao tráfego intra-municipal de áreas rurais e de pequenas localidades às rodovias de nível superior, pertencentes em geral ao Sistema Coletor Secundário. Pode apresentar descontinuidades, mas não pode ser isolado do restante da rede rodoviária.

A extensão total das rodovias deste sistema situa-se entre 65 e 80% da rede rodoviária, atendendo de 5 a 30% dos veículos-quilômetros realizados, tendo o percurso das viagens uma extensão média de 20 km. Proporciona ao tráfego velocidades de operação de 20 a 50 km/h.

3.2 CLASSIFICAÇÃO TÉCNICA

3.2.1 Critérios básicos de classificação

As observações feitas no estudo de Classificação Funcional permitem concluir que, a rigor, cada trecho de rodovia deveria ter suas características técnicas definidas para atender : volume e composição do tráfego, velocidade, natureza e frequência dos acessos a propriedades lindeiras, jurisdição, situação hierárquica dentro da rede viária, relevo do terreno, etc.

Não só seria impraticável adotar essa filosofia a nível nacional, como há conveniência real em eliminar o fator surpresa para o usuário, que deve encontrar uniformidade nas rodovias com funções semelhantes.

Como consequência, os trechos integrantes da rede nacional são agrupados, para fins de projeto, em cinco classes de rodovias, numeradas de 0 a IV, correspondendo os menores números a características técnicas mais exigentes. Essas classes só se aplicam em sua totalidade a rodovias novas. As rodovias existentes em geral foram projetadas com outros critérios, que não coincidem com os agora recomendados.

Os principais critérios usados para definir a Classe de um trecho de rodovia são:

- Posição Hierárquica Dentro da Classificação Funcional
- Volume Médio Diário de Tráfego
- Nível de Serviço
- Outros condicionantes

Posição hierárquica dentro da classificação funcional

As Classes de Projeto foram desenvolvidas tanto quanto possível visando sua compatibilização com o Sistema de Classificação Funcional. A hierarquização do tráfego caracterizada pelas diversas funções das rodovias rurais resulta normalmente no crescimento do tráfego no sentido Sistema Local - Sistema Coletor - Sistema Arterial, com a exceção dos trechos com influência urbana, em que o tráfego local pode ser dominante.

Tem sido então a norma fixar a classe de uma rodovia rural atendendo à sua classificação funcional, mesmo que os volumes de tráfego momentaneamente não o justifiquem. Os projetos de engenharia em seu estágio definitivo obedecerão aos critérios das classes de projeto correspondentes à classe funcional, admitindo-se que com o tempo se justificará essa decisão e que a construção por etapas permitirá soluções economicamente viáveis. Haverá exceções, podendo uma rodovia de classe funcional inferior ser enquadrada numa classe de projeto superior, quando os volumes de tráfego o justificarem.

Volume médio diário de tráfego

Os volumes médios diários de tráfego citados no texto sempre se referem a tráfego misto, nas condições usuais das rodovias brasileiras. Estudos feitos com base no Plano Nacional de Contagem de Trânsito (PNTC) do DNER de 1996 permitiram determinar as composições médias dos fluxos de tráfego (Quadro 3.2.1), que podem ser consideradas como estimativas satisfatórias para as finalidades deste Manual.

Quadro 3.2.1 - Composição percentual do tráfego nas rodovias rurais

VMD (Traf.Misto)	Automóvel (%)	Ônibus (%)	Caminhão (%)
700	46	8	46
1.000	46	8	46
2.000	47	8	45
3.000	48	8	44
4.000	49	8	43
5.000	50	8	42
6.000	51	8	41
7.000	52	8	40
8.000	53	8	39
9.000	54	8	38
10.000	55	8	37
12.000	56	8	36
14.000	58	8	34
≥ 15.000	59	8	33

Fonte: PNTC/DNER - 1996

Nível de serviço

O conceito de Nível de Serviço a que se refere este Manual é o definido para rodovias rurais de uma pista com dois sentidos de tráfego no *Highway Capacity Manual, Special Report 209 - 1994 - Transportation Research Board - National Research Council - U.S.A.* (ver item 4.3.1)

Com referência à natureza do terreno atravessado, o *Highway Capacity Manual - HCM* adota as seguintes definições:

Terreno plano: qualquer combinação de alinhamentos horizontais e verticais que permita aos veículos pesados manter aproximadamente a mesma velocidade que os carros de passeio. Normalmente inclui rampas curtas de até 2% de greide.

Terreno ondulado: qualquer combinação de alinhamentos horizontais e verticais que provoque redução substancial das velocidades dos veículos pesados, mas sem obrigá-los a manter velocidades de arrasto por tempo significativo.

Terreno montanhoso: qualquer combinação de alinhamentos horizontais e verticais que obrigue os veículos pesados a operar com velocidades de arrasto por distâncias significativas e a intervalos frequentes.

Os níveis de serviço são determinados para o Volume Horário de Projeto. Normalmente a determinação é feita para o 10º ano após a abertura da rodovia. Adota-se esse horizonte dada a

difficuldade de projetar com algum grau de confiabilidade além de 15 anos (5 anos para o planejamento, projeto de engenharia e construção, mais 10 anos de operação).

O *HCM* apresenta na “Tabela 8.1” os Volumes Horários de Tráfego em unidades de carros de passeio correspondentes aos níveis de serviço de A a F para diversas condições de terreno e de possibilidades de ultrapassagem. Considerando as composições de tráfego (correspondentes aos diversos volumes médios diários determinados com base nos relatórios do PNCT de 1996) e a tabela acima mencionada, foi preparado o Quadro 3.2.2 que apresenta a relação entre os Volumes Médio Diários de Tráfego Misto nas condições brasileiras e os Níveis de Serviços nas condições limites indicadas.

Outros condicionantes

Outro aspecto importante é o fator econômico, representado pelo custo da construção. Este é influenciado fundamentalmente pelo relevo da região atravessada pela rodovia, que tradicionalmente é classificado em três categorias: Plano, Ondulado e Montanhoso. Embora não haja definições precisas para enquadramento de uma região em uma dessas categorias, há um consenso resultante da experiência que permite estabelecer linhas gerais para esses enquadramento. As definições a seguir foram baseadas nas apresentadas na publicação *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets - AASHTO - 1994*, e podem ser consideradas como satisfatoriamente abrangentes.

Região plana: é aquela que permite a implantação de rodovias com grandes distâncias de visibilidade, sem dificuldades de construção e sem custos elevados.

Região ondulada: é aquela onde as inclinações naturais do terreno exigem freqüentes cortes e aterros de dimensões reduzidas para acomodação dos greides das rodovias, e que eventualmente oferecem alguma restrição à implantação dos alinhamentos horizontal e vertical.

Região montanhosa: é aquela onde são abruptas as variações longitudinais e transversais da elevação do terreno em relação à rodovia, e onde são freqüentemente necessários aterros e cortes laterais das encostas para se conseguir implantar alinhamentos horizontais e verticais aceitáveis.

Convém observar que essas definições são diferentes das apresentadas no *HCM* para terreno plano, ondulado e montanhoso, entretanto são compatíveis, coincidindo na prática na quase totalidade dos casos encontrados.

Cabe ainda acrescentar que os conceitos apresentados se referem especificamente às condições do corredor que contém a rodovia. No caso de vales em regiões montanhosas que permitem a implantação de rodovias com as características das regiões planas ou onduladas, a classificação deverá ser de região plana ou ondulada, conforme o caso. De um modo geral os terrenos ondulados geram greides suficientemente elevados, capazes de reduzir as velocidades dos veículos pesados abaixo das correspondentes aos carros de passeio e os terrenos montanhosos agravam essa situação, obrigando alguns caminhões a operarem com velocidades de arrasto.

Finalmente, há que se considerar também que a classe de uma rodovia pode resultar de decisões que se situam no âmbito mais elevado da política de transportes ou de desenvolvimento nacional.

Fonte: HCM - 1994

3.2.2 Classes de projeto

As classes de projeto recomendadas são apresentadas a seguir. Seu estabelecimento resultou da experiência acumulada durante o processo de desenvolvimento da malha implantada e traduz o consenso que se formou no país quanto ao atendimento de forma economicamente viável e com condições adequadas de segurança à demanda crescente do tráfego. A função exercida pela rodovia e os volumes de tráfego, associados ao grau de dificuldade de implantação resultante da natureza do terreno atravessado, foram os fatores predominantes no processo de formulação das diversas classes adotadas.

Em um extremo, situam-se as rodovias do mais alto nível, com mais de uma pista, interseções em desnível e controle total de acesso de veículos e bloqueio total de pedestres - as Vias Expressas. No outro extremo, tem-se as estradas vicinais e pioneiras. Essas rodovias se destinam a canalizar a produção para o sistema viário troncal e centros de armazenagem, consumo, industrialização, comercialização ou exportação, a assegurar acesso a grupos populacionais com baixa acessibilidade e a áreas inexploradas passíveis de ocupação ou, ainda, a atender decisões de colonização e integração à comunidade nacional de áreas ou territórios isolados.

O processo de enquadramento das rodovias a implantar nas diversas classes definidas, que se desenvolveu com visão essencialmente técnica, não deve ser considerado de forma absoluta. A existência de programas específicos, condições especiais de desenvolvimento regional e outros fatores, poderão influir decisivamente na classificação estabelecida pelas entidades responsáveis. Convém observar que os volumes de tráfego citados nas justificativas de enquadramento nas diversas classes sempre se referem a tráfego misto, nas condições usuais no Brasil.

Classe 0

Via Expressa: rodovia do mais elevado padrão técnico, com pista dupla e controle total de acesso. O enquadramento de uma rodovia nessa classe decorrerá de decisão administrativa dos órgãos competentes, fundamentando-se, entre outros, nos seguintes critérios:

- Quando os volumes de tráfego forem elevados e o tráfego do décimo ano de abertura implicar para uma rodovia de pista simples em:
 - nível de serviço inferior ao nível C no caso de terreno plano ou levemente ondulado, o que ocorre quando o Volume Médio Diário se situa acima de 5.500 veículos, para o caso de região plana com excelentes condições de visibilidade ou, acima de 1.900 veículos por dia, se tratar de região levemente ondulada com más condições de visibilidade.
 - nível de serviço inferior ao nível D em caso de terreno fortemente ondulado ou montanhoso, o que ocorre quando o Volume Médio Diário fica acima de 2.600 veículos, para o caso de região fortemente ondulada com excelentes condições de visibilidade ou, acima de 1.000 veículos por dia, para o caso de região montanhosa com más condições de visibilidade.

- Quando a função absolutamente preponderante da rodovia for a de atender à demanda do tráfego de passagem pela região atravessada (função mobilidade), em detrimento do atendimento ao tráfego local e às propriedades lindeiras (função acessibilidade), que por hipótese serão atendidos por outras vias.
- Quando a interferência recíproca entre atividades humanas nas propriedades lindeiras ou áreas vizinhas à faixa de domínio (pedestres, paradas de ônibus, tráfego local, etc.) e o fluxo de tráfego direto causar atritos indesejáveis sob aspectos operacionais e de segurança;

Como critério complementar, que pode dispensar alguns dos anteriores, deve-se acrescentar:

- Quando a rodovia constituir trecho ou parte de um conjunto de rodovias para as quais se tomou a decisão de manter características uniformes e que, de um modo geral, atende às condições que justificam o enquadramento na categoria de vias expressas.

Classe I

Essa categoria é dividida em vias de Classe I-A (pista dupla) e Classe I-B (pista simples).

Classe I-A

Rodovia com duas pistas e controle parcial de acesso, com as seguintes características:

- Caso de Rodovia Arterial com grande demanda de tráfego, em condições semelhantes às descritas para a Classe Especial, mas que permite maior tolerância no que diz respeito às interferências causadas por acessos mais freqüentes.
- Os volumes de tráfego atendidos são das mesmas faixas da Classe Especial, mas sofrendo alguma redução por interferência mais freqüentes de acessos.

Classe I-B

Rodovia em pista simples, de elevado padrão, suportando volumes de tráfego projetados para 10 anos após a abertura ao tráfego, dentro dos seguintes limites:

- Limite inferior

Volume de 1.400 veículos por dia ou Volume Horário de Projeto de 200 veículos, o que corresponde ao nível C em região montanhosa com excelentes condições de visibilidade e nível B em região plana com más condições de visibilidade.

— Limites superiores

- Ficar enquadrada no nível C para regiões planas e levemente onduladas. Esta condição significa ficar abaixo de 5.500 veículos por dia, para o caso de região plana com excelentes condições de visibilidade, ou abaixo de 1.900 veículos por dia, se tratar de região levemente ondulada com más condições de visibilidade.
- Ficar enquadrada no nível D para regiões montanhosas ou fortemente onduladas. Esta condição significa ficar abaixo de 2.600 veículos por dia, para o caso de região fortemente ondulada com excelentes condições de visibilidade, ou abaixo de 1.000 veículos por dia, para o caso de região montanhosa com más condições de visibilidade.

Acima dessas condições é requerido o enquadramento na Classe I-A.

Classe II

Rodovia de pista simples, suportando volumes de tráfego, conforme projetados para o 10º ano após a abertura ao tráfego, compreendidos entre os seguintes limites:

— Limite inferior

Volume Médio Diário de 700 veículos. Dependendo das condições da orografia da região e das oportunidades de ultrapassagem o nível de serviço variará de A para o limite entre C e D.

— Limite superior

Volume Médio Diário de 1.400 veículos. Dependendo das condições locais o nível de serviço variará entre A e D.

Classe III

Rodovia de pista simples, suportando volumes de tráfego, conforme projetados para o 10º ano após a abertura ao tráfego compreendidos entre os seguintes limites:

— Limite inferior

Volume Médio Diário de 300 veículos. Dependendo das condições locais o nível de serviço ficará enquadrado entre A e D.

— Limite superior

Volume Médio Diário de 700 veículos. Dependendo das condições locais o nível de serviço ficará enquadrado entre A e D.

Classe IV

Rodovia de pista simples, com características técnicas suficientes para atendimento a custo mínimo do tráfego previsto no seu ano de abertura. Geralmente não é pavimentada e faz parte do sistema local, compreendendo as estradas vicinais e eventualmente rodovias pioneiras. Dependendo do comportamento dos volumes de tráfego a rodovia poderá ser enquadrada em uma das classes convencionais. Em função do tráfego previsto são definidas duas subclasses:

Classe IV-A

Tráfego Médio Diário de 50 a 200 veículos no ano de abertura.

Classe IV-B

Tráfego Médio Diário inferior a 50 veículos no ano de abertura.

Os níveis de serviço correspondentes podem variar muito, já que as condições de manutenção da superfície de rolamento serão os fatores predominantes para conforto e velocidade, em face aos baixos volumes de tráfego.

As principais características das classes descritas e os critérios de enquadramento são apresentados no Quadro 5.8.1 - Classes de Projeto e Critérios de Classificação Técnica.

3.3 RELAÇÃO ENTRE CLASSE FUNCIONAL E CLASSE DE PROJETO

As classes de projeto aqui recomendadas, que agrupam características e critérios em níveis de padrão técnico, foram desenvolvidas na medida do possível visando compatibilizá-las com esse sistema de classificação funcional. Deve ser ressaltado que, embora os elementos de tráfego contribuam para o estabelecimento das classes em ambos os sistemas de classificação, os critérios adotados nos dois casos são diferentes. O objetivo é o de atribuir a uma certa classe funcional determinado conjunto de características técnicas julgado compatível com o nível hierárquico daquela classe.

Os projetos de engenharia deverão obedecer em princípio aos critérios da classe de projeto correspondente à classe funcional da rodovia, sem quaisquer outras considerações, admitindo-se a previsão de implantação por etapas. Entretanto, cada caso deve ser examinado especialmente, levando em conta os critérios e elementos acima expostos. Conforme já observado, uma rodovia de classe funcional inferior poderá ser enquadrada numa classe de projeto superior, em razão dos volumes de tráfego projetados ou com base em outras considerações justificadas.

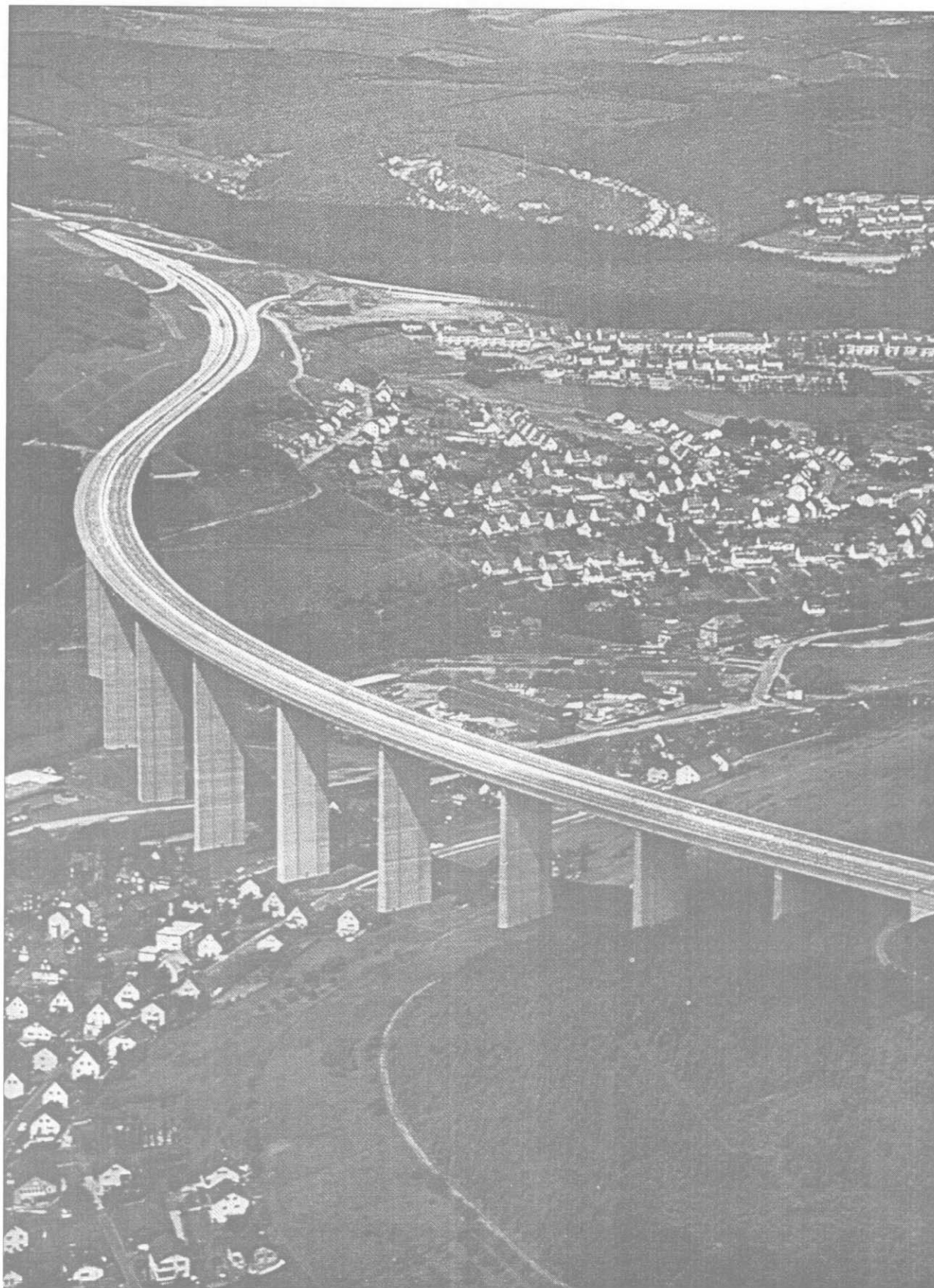
O Quadro 3.3.1 a seguir ilustra a relação geral entre as classes funcionais e as classes de projeto.

Quadro 3.3.1 – Relação geral entre as classes funcionais e as classes de projeto

Sistema	Classes funcionais	Classes de projeto
Arterial	Principal Primário Secundário	Classes 0 e I Classes I Classes I e II
Coletor	Primário Secundário	Classes II e III Classes III e IV
Local	Local	Classes III e IV

As rodovias pioneiras, assim chamadas as rodovias que objetivam a integração e colonização de regiões a serem povoadas e desenvolvidas, deverão, em planta, ser projetadas de acordo com a classe a que, no futuro venham pertencer, podendo, porém, ter uma construção progressiva, em que as demais características poderão ser de classe inferior.

As rodovias vicinais integram o Sistema Coletor Secundário ou o Sistema Local.



Via expressa



CAPÍTULO 4

4. CAPACIDADE E NÍVEIS DE SERVIÇO DAS RODOVIAS

4.1 VOLUME HORÁRIO DE PROJETO

Projetar uma rodovia em condições ideais consiste em planejá-la com características para atender à máxima demanda horária prevista para o ano de projeto, geralmente considerado como décimo ano após a conclusão das obras programadas. Em tal situação, em nenhuma hora do ano ocorreria congestionamento. Em contrapartida, o empreendimento seria antieconômico, pois a rodovia ficaria superdimensionada durante as demais horas do ano.

Assim, o dimensionamento de uma rodovia deve permitir um certo número de horas congestionadas e a decisão de qual número é aceitável e fundamental para a adoção do Volume Horário de Projeto (VHP).

Quando se dispõe de contagens horárias contínuas, 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 percentagem do Volume Médio Diário (VMD), designado como fator K.

A Figura 4.1.1 mostra a relação entre o Volume Horário de Tráfego medido como percentagem 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 vem se mantendo através dos anos com muito pequenas alterações.

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 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 uma 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 apreço não se altera com o passar do tempo.

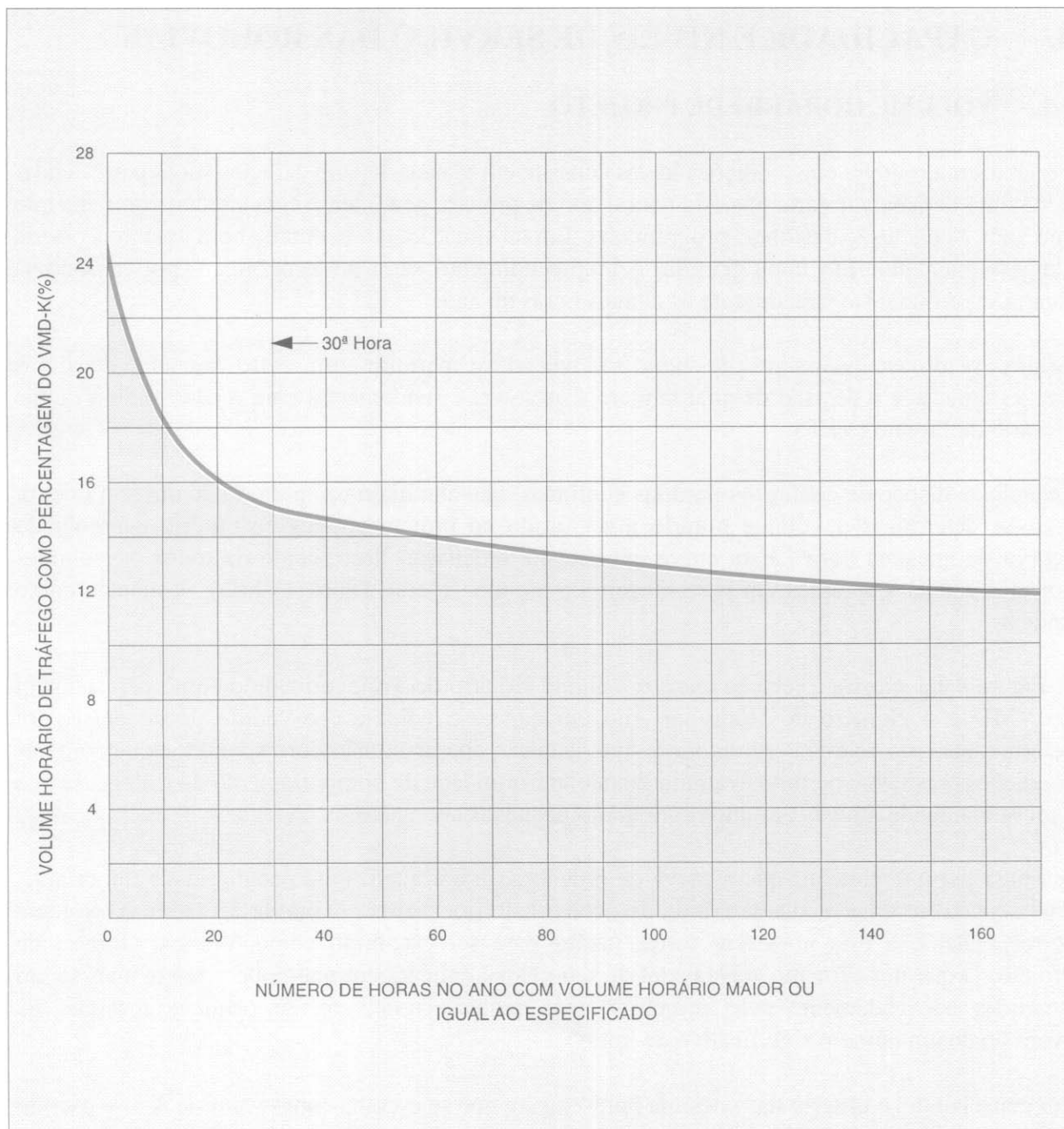


Figura 4.1.1 - Relação entre a hora e o volume horário de tráfego nas rodovias rurais

A prática habitual nos Estados Unidos determina, como base de projeto, um volume entre a 30ª e 100ª Hora. Para rodovias rurais, freqüentemente 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. Estas mesmas correlações e evoluções são geralmente verdadeiras para outras horas de tráfego intenso, dentro do âmbito normal do projeto.

No Brasil tem-se sido mais tolerante na escolha do Volume Horário de Projeto, chegando-se a adotar o Volume da 50ª Hora, nos locais em que se dispõe de contagens mecanizadas permanentes. O valor de 8,5% do VMD, tem sido adotado como representativo para rodovias rurais em que não se dispõe de informações mais precisas do comportamento do tráfego.

Com o objetivo de obter valores precisos dos percentuais do VMD representados pelos volumes da 30ª e 50ª hora em todo o país, valores K30 e K50 respectivamente, foram examinados os dados disponíveis de 219 postos de contagem permanente do DNER chegando-se aos resultados do Quadro 4.1.1, em que as diversas colunas representam:

- Coluna 1: Região do País
- Coluna 2: $K30 = VH30/VMD$
- Coluna 3: $K50 = VH50/VMD$
- Coluna 4: Número de postos considerados

A última linha apresenta a médias ponderadas de K30 e K50 para todas as rodovias pesquisadas, adotando para fator de ponderação o números de postos de cada região.

Quadro 4.1.1 – 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	9,0%	8,6%	29
Sudeste	9,3%	8,8%	73
Sul	9,6%	9,1%	55
Media Ponderada	9,3%	8,8%	202

Fonte: PNTC - 1996

Cabe observar que não foram incluídos os resultados de 17 postos, que se afastavam muito das médias de cada região. Nesses 17 postos o valor de K30 excedia 12% ou ficava abaixo de 7%.

As médias obtidas são compatíveis com o percentual de 8,5% do VMD que vem sendo recomendado para rodovias em que não se dispõe de dados precisos.

Além disso, a análise da regressão feita comparando os valores do VMD dos 202 postos estudados com os valores K30 resultou em coeficiente de correlação $R^2 = 0,023$, mostrando ser razoável utilizar o valor K30 = 9,3% com desvio padrão de 1,3%. O mesmo se pode dizer do valor K50 que pode ser representado pelo valor K50 = 8,8%, com desvio padrão de 1,1%.

Portanto, a grandeza da variação da 30ª Hora ou de outro nível escolhido, dependerá 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 transforma-se num problema de equilíbrio econômico entre os benefícios previstos e o custo de construção, envolvendo, muitas vezes, decisões administrativas que saem do âmbito deste Manual.

4.2 CAPACIDADE RODOVIÁRIA

4.2.1 Características 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 um 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 muito 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 resumem os valores projetados para vários tipos de rodovias rurais. A fim de determinar a capacidade de um projeto específico de rodovia, o engenheiro encarregado do projeto deverá procurar orientação no Manual de Capacidade Rodoviária (*Highway Capacity Manual - HCM*), que foi usado como referência básica para este texto. A edição atual, publicada em 1994, altera alguns procedimentos contidos nas edições anteriores, com base em pesquisas mais recentes.

4.2.2 Aplicação

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

- a) Em estudos de planejamento de transporte, para avaliar se a rede rodoviária existente é adequada ou suficiente para suportar o tráfego atual e estimar a data futura em que o crescimento do tráfego poderá superar a capacidade das estradas ou chegar talvez a um nível pouco abaixo da capacidade, mas ainda assim resultando em um grau indesejável de congestionamento.
- b) Para fornecer subsídios vitais ao planejamento de rodovias. 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, números de faixas necessárias e extensões mínimas em trechos de entrelaçamento de correntes de tráfego.

- c) Os dados sobre capacidade das estradas são utilizados na análise da operação do tráfego para vários fins, especialmente para isolar locais de engarrafamento (existentes ou potenciais) e preparar estimativas de melhorias operacionais que poderão decorrer de medidas experimentais 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 trânsito 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 precisão mais baixa é suficiente, pois os dados sobre o tráfego são freqüentemente estimados para um período de 10 a 20 anos futuros e envolvem não apenas volumes aproximados de tráfego, mas também cálculos aproximados de fatores como composição de tráfego 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 que está sendo planejada e o tráfego futuro estimado, de modo que as condições operacionais futuras não se situem abaixo de um nível aceitável. Aqueles que desejarem maior grau de aprofundamento do que o encontrado neste texto, deverão apelar para os vários trabalhos existentes sobre o assunto, especialmente o HCM.

4.2.3 A Capacidade como um dos condicionantes do projeto

Volume de serviço e Volume horário de projeto.

Volume de projeto é o volume estimado do tráfego que utilizará um certo tipo de via durante o ano de projeto, que geralmente ocorrerá 10 ou 20 anos mais tarde. O volume horário de projeto é um produto do processo de planejamento. A origem do volume horário de projeto (VHP) foi discutida anteriormente neste texto, no item 4.1

O Volume de serviço é o volume máximo de tráfego que uma rodovia com determinadas características poderá suportar por hora, de modo que o grau de congestionamento se situe abaixo de um nível preestabelecido, conforme descrito a seguir.

O objetivo do projeto rodoviário é criar rodovias com dimensões e características geométricas tais que o volume de serviço previsto seja, pelo menos, tão alto quanto o fluxo de tráfego durante os 15 minutos mais carregados da hora de projeto, mas não tão elevado que possa se constituir em exagero ou desperdício. Quando esse objetivo for alcançado, o resultado será um sistema rodoviário bem equilibrado e econômico.

4.3 NÍVEIS DE SERVIÇO

4.3.1 Características gerais

Muitos dos procedimentos utilizados para o estudo de capacidade são baseados em 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 situações básicas ou padronizadas são denominadas "condições ideais".

Diz-se que uma rodovia encontra-se sob condições ideais 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 ideais de fluxo contínuo incluem:

- Largura das faixas de tráfego maior ou igual 3,60m.
- Afastamento mínimo lateral de obstruções ou obstáculos fixos dos bordos das faixas de tráfego maior ou igual 1,80m.
- Velocidade de projeto maior ou igual a 112 km/h para multivias e maior ou igual a 96 km/h para vias de pista simples com duas faixas de tráfego.
- Somente veículos de passeio na corrente de tráfego.
- Terreno plano.

Técnicas e procedimentos para ajustar os fatores operacionais e rodoviários, a fim de compensar condições que não são as ideais, podem ser encontradas no HCM. Os resultados desses procedimentos deverão ser considerados no projeto da rodovia.

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, grau de liberdade de manobra, segurança, conforto, economia e outros.

O Manual de Capacidade estabelece como caráter geral seis níveis de serviços, designados pelas letras A a F, para serem aplicadas nas rodovias, sob diversos regimes de velocidade e volume de tráfego. Apresenta-se a seguir uma breve descrição das características operacionais para cada nível de serviço estabelecido para as rodovias rurais de pista simples. Nas definições que se seguem, os fluxos citados são dados em unidades de carros de passeio equivalentes e correspondem à soma dos dois sentidos.

Nível de serviço A

Descreve a condição de fluxo livre em rodovias de boas características técnicas. Há pequena ou nenhuma restrição de manobra devido à presença de outros veículos e os motoristas podem manter as velocidades que desejarem com pequeno ou nenhum retardamento. As velocidades médias variam de 90 a 93 km/h. Os pelotões encontrados são formados por 2 ou 3 veículos e não provocam restrições ao movimento mais que 30% do tempo de viagem. Em condições ideais o fluxo máximo é de 420 veículos por hora.

Nível de serviço B

Corresponde à condição de fluxo estável, em que os motoristas começam a sofrer restrições pela ação dos demais veículos, mas ainda têm razoável liberdade de escolha de velocidade e faixa de circulação. As velocidades médias variam de 87 a 89 km/h. Há maior pressão dos veículos mais

lentos, que provocam restrições que podem atingir 45% do tempo de viagem. Para condições ideais, o fluxo máximo atinge 750 veículos por hora.

Nível de serviço C

Situa-se ainda na faixa de fluxo estável, mas as velocidades e as possibilidades de manobra são mais estreitamente condicionados pelos volumes mais elevados. A participação em pelotões de veículos pode chegar até 60% do tempo de viagem, o que faz exigir mais permanente atenção nas manobras de ultrapassagem. As velocidades médias situam-se entre 79 e 84 km/h. Para condições ideais o fluxo máximo atinge 1.200 veículos por hora.

Nível de serviço D

Condições de fluxo instáveis, em que os motoristas têm pequena liberdade de manobra e dificuldade em manter as velocidades desejadas. A participação em pelotões cresce até 75% do tempo de viagem, reduzindo as oportunidades de ultrapassagem e fazendo com que as correntes opostas comecem a operar independentemente. As velocidades médias adquirem maior amplitude de variação, situando-se entre 72 e 80 km/h. Para condições ideais o fluxo máximo pode chegar a 1.800 veículos por hora.

Nível de serviço E

É o nível representativo da capacidade da rodovia. Aumentam muito as condições de instabilidade do fluxo, com as velocidades médias variando no intervalo de 56 a 72 km/h. A participação em pelotões ultrapassa 75% do tempo de viagem. Com o aumento do fluxo a operação de ultrapassagem vai se tornando praticamente impossível, mantendo-se sem utilização os espaços vazios provocados pelos veículos mais lentos que lideram os pelotões. Em condições ideais o fluxo pode atingir 2.800 veículos por hora.

Nível de serviço F

Este nível reflete uma situação de colapso do fluxo. Qualquer restrição encontrada pode resultar em formação de filas de veículos com baixa velocidade, que podem se manter por períodos mais ou menos longos, reduzindo os fluxos a valores inferiores à capacidade. Em casos extremos chega-se a engarrafamentos com velocidade e fluxo nulos. As velocidades médias são sempre inferiores aos limites do nível E a participação em pelotões pode chegar a 100% do tempo de viagem.

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 intervenções em nível, em termos de tempos de espera, deverá ajudar o planejador e a pessoa com poder decisório a determinar o nível de serviço que será oferecido. A separação entre os pontos A a F dos níveis de serviço foi determinada 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 permitirá ao projetista relacionar os graus apropriados de congestionamento com níveis específicos de serviço.

O relacionamento entre o tipo de rodovia e sua localização e o nível de serviço apropriado para o projeto encontra-se resumido no Quadro 4.3.2.1. 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 deverão procurar oferecer o mais alto nível de serviço possível. Em áreas altamente desenvolvidas de regiões metropolitanas, as condições poderão 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.

As figuras apresentadas no final do capítulo podem dar uma idéia satisfatória dos aspectos mencionados na caracterização de cada um dos níveis de serviços definidos.

4.3.2 Volume 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 identificado como aplicável ao projeto, o volume de serviço correspondente logicamente torna-se o volume de serviço projetado, o que significa que caso o fluxo de tráfego na rodovia exceda aquele valor, as condições operacionais ficarão situadas abaixo do nível de serviço projetado para a rodovia.

Quando um nível de serviço for selecionado, é desejável que todos os elementos da estrada sejam projetados igualmente para tal nível. Essa consistência no volume de serviço projetado resultará numa liberdade praticamente constante no movimento do tráfego e na velocidade operacional, evitando interrupções do fluxo ocasionadas por engarrafamentos.

O HCM oferece a base analítica para cálculos de projetos e tomada de decisão, porém o planejador deverá usar seu tirocínio para selecionar o nível de serviço adequado. O planejador poderá selecionar um volume de serviço projetado mais baixo do que a demanda prevista, no caso de certas rotas de lazer ou por razões ambientais ou de planejamento de uso específico da terra. As orientações oferecidas no Quadro 4.3.2.1 poderão ser escolhidas para determinar os valores apropriados em localizações especiais.

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

Quadro 4.3.2.1 – Seleção do nível de serviço no projeto de rodovias rurais

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

OBS.: Condições gerais de operação para níveis de serviço

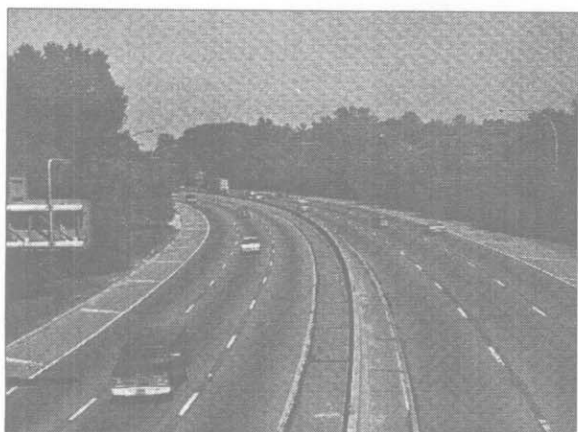
A - fluxo livre, com baixos volumes e altas velocidades.

B - fluxo razoavelmente livre, porém com velocidade começando a diminuir devido às condições do tráfego.

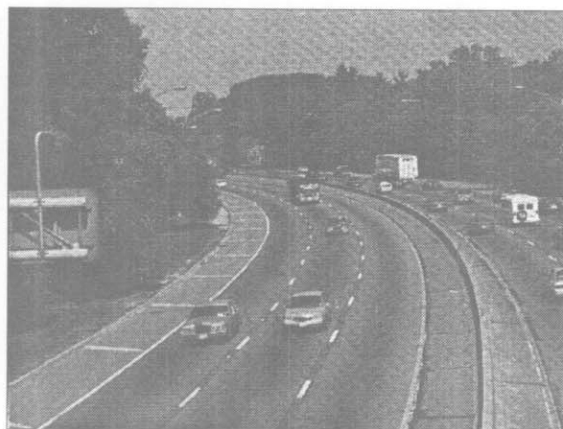
C - zona de fluxo estável, porém com restrições quanto à liberdade dos motoristas de escolher sua própria velocidade.

D - aproximando-se de fluxo instável, os motoristas têm pouca liberdade de manobra.

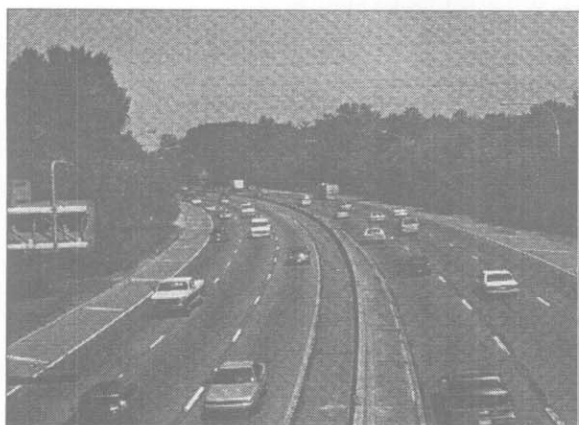
E - fluxo instável, possíveis paradas breves.



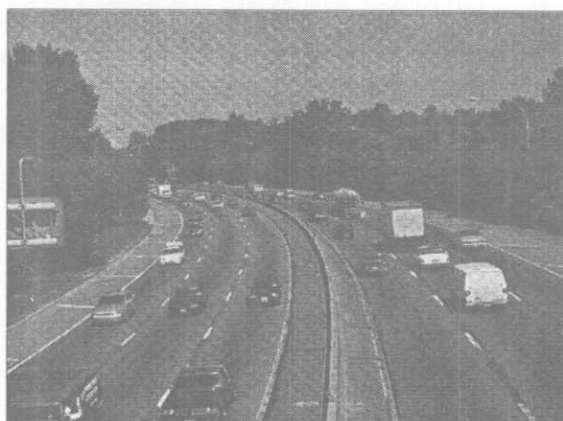
Nível de serviço "A"



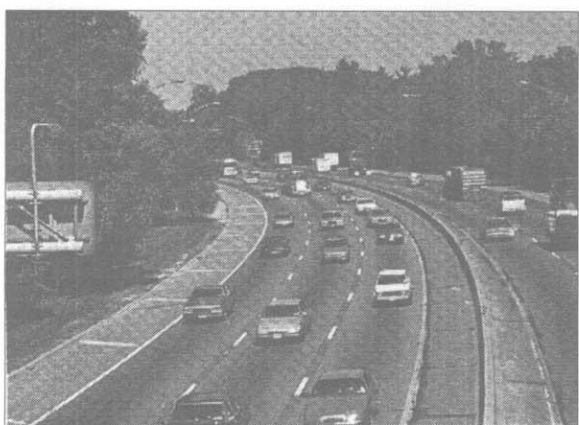
Nível de serviço "B"



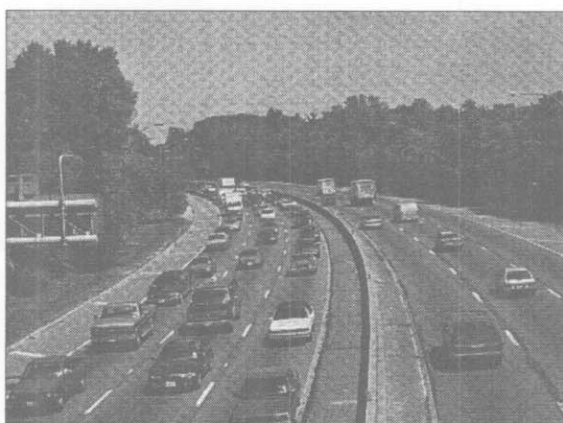
Nível de serviço "C"



Nível de serviço "D"



Nível de serviço "E"



Nível de serviço "F"

Aspectos dos níveis de serviços

CAPÍTULO 5

5. ELEMENTOS DO PROJETO

Este capítulo apresenta controles e critérios a serem adotados para as principais características físicas e geométricas de novas rodovias em áreas rurais. De um modo geral, esses valores representam de fato padrões mínimos – casos limite que separam situações aceitáveis daquelas não recomendadas. Visando aumentar ao máximo a segurança e o conforto de viagem, essas situações – aceitáveis se sua ocorrência for esporádica – devem ser evitadas, especialmente considerando que as condições de reação do motorista não se mantêm constantes durante a viagem.

Entretanto, mais importante que a escolha de um determinado valor é a manutenção de um padrão homogêneo ao longo de todo o trecho, evitando surpresas para o motorista e conduzindo-o a um padrão também uniforme de operação. Em alguns casos especiais, poderá se tornar necessário empregar valores inferiores aos recomendados, à luz das circunstâncias locais. Essa decisão, bem como os valores então a adotar, deverão ser cuidadosamente ponderados, objetivando encontrar a solução de compromisso entre as exigências de projeto e as restrições físicas ou econômicas.

5.1 VELOCIDADE DIRETRIZ

A velocidade é um dos principais elementos a condicionar o projeto rodoviário. Traduz a intensidade do deslocamento dos veículos – elemento dinâmico, cujo atendimento constitui a finalidade precípua da rodovia – elemento estático. A velocidade tem participação na determinação da maioria das características técnicas da rodovia.

A velocidade diretriz é a velocidade selecionada para fins de projeto da via e que condiciona as principais 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 cuja superfície de rolamento apresenta características normais de rugosidade e ondulações, com segurança e em condições aceitáveis de conforto, mesmo com o pavimento molhado, quando o veículo estiver submetido apenas às limitações impostas pelas características geométricas, sem influência do tráfego. O Quadro 5.1.1 resume os valores das velocidades diretrizes a serem adotadas para as diferentes classes de projeto.

Para atender aos objetivos abrangidos pela conceituação acima, a velocidade diretriz não deve ser inferior às velocidades de operação que efetivamente deverão predominar, representativas da maioria do tráfego futuro, conforme seja possível estimar previamente a partir de características técnicas preliminarmente adotadas e do relevo. Assim, deve ser evitada dentro do possível a redução da velocidade diretriz em curtos trechos intermediários devido, por exemplo, a um relevo mais acidentado. Igualmente, nos trechos intermediários percebidos pelos motoristas como mais

favoráveis, bem como nos trechos de rodovias de mão dupla que favoreçam as ultrapassagens, haverá uma natural e inevitável tendência destes em aumentar a velocidade. Nesses casos, os valores de projeto adotados deverão se situar acima dos mínimos, correspondendo a velocidade mais elevadas.

Velocidades diretrizes elevadas proporcionam vantagens sob os aspectos de aumento da segurança, do conforto e da velocidade média de viagem. O último fator significa uma redução no tempo de viagem. Os demais fatores também são beneficiados, pois, em horas e situações de pouco tráfego e bom tempo, a diminuição das interferências não deve ser restringida por características técnicas insuficientes. Por sua vez, em condições mais desfavoráveis (noite, mau tempo, muito tráfego, cansaço decorrente de longos percursos de viagem), o impacto da sucessão de estímulos negativos atuando sobre o motorista é aliviado se a rodovia for dotada de características técnicas superiores às mínimas necessárias para as velocidades efetivas então ocorrentes.

Por outro lado, um dos principais fatores que governam a adoção de valores para a velocidade diretriz é o custo de construção resultante. Velocidades diretrizes elevadas, por mais desejáveis que sejam, requerem características geométricas mais amplas – principalmente no que tange a curvas verticais e horizontais, acostamentos e larguras – que, salvo condições muito favoráveis, elevarão o custo de construção substancialmente.

Essa elevação de custo porém será tanto menos pronunciada quanto mais favoráveis forem as características físicas do relevo, principalmente a topografia, mas também a geotecnia, a drenagem, etc, bem como menores forem as restrições decorrentes do uso do solo.

Quadro 5.1.1 - Velocidade diretrizes para novos traçados em função da classe de projeto e do relevo

Classe de projeto	Velocidades diretrizes para projeto (km/h)		
	Relevo		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
Classe 0	120	100	80
Classe I	100	80	60
Classe II	100	70	50
Classe III	80	60	40
Classe IV	80 - 60	60 - 40	40 - 30

5.2 VEÍCULOS DE 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. Assim, 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 espera, a capacidade da rodovia e as dimensões de estacionamentos;
- A relação peso bruto total/potência relaciona-se com o valor da rampa máxima admissível, participa na determinação da necessidade de faixa adicional de subida (terceira faixa) e, para efeito de capacidade, na equivalência em unidades carros de passeio;
- 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 áreas 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, 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 selecionados cujo peso, dimensões e características de operação servirão de base para estabelecer os controles do projeto de rodovias.

As características dos veículos de projeto recomendados pela AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), responsável pela sua introdução na técnica de projetos rodoviários, servirão de orientação ao presente Manual para fixação dos elementos de controle.

5.2.1 Composição de tráfego e tendências

O conhecimento da natureza do tráfego em circulação nas rodovias é de grande importância para a formação das hipóteses de base, necessárias à determinação de características geométricas, adequadas a cada tipo de projeto. Da consulta aos levantamentos realizados pelo DNER, relativos aos trechos com postos permanentes de contagem mecanizada volumétrica, foi montado o Quadro 5.2.1.1, que apresenta por faixas de volumes médios diários (VMD) a composição do tráfego no ano de 1996.

Quadro 5.2.1.1 - Composição do tráfego nas rodovias rurais

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

Fonte: PNTC/DNER - 1996

Estes dados coletados em 217 postos, distribuídos em zonas rurais e aproximadamente urbanas, conferem ainda aos veículos comerciais uma participação elevada. Isto vem comprovar a natureza mista do tráfego em nossas rodovias, ao contrário do que sucede em rodovias americanas, cuja porcentagem de veículos comerciais é bem menor. Todavia, nota-se uma tendência atual para uma maior participação dos veículos de passeio nas vias de grandes volumes de tráfego, nas quais os automóveis representam cerca de 60% e os ônibus e caminhões cerca de 40%.

5.2.2 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 experimentada por esses veículos, as dimensões máximas, exceto a altura, se mantiveram estáveis desde 1945. Contudo, por volta do ano de 1965 começaram a surgir os carros de menores dimensões, que tendem a se reduzir cada vez mais.

De extrema importância é a posição ocupada pelo motorista dentro do veículo, pois não só afeta a sua comodidade como é determinante na distância de visibilidade. A tendência seguida a este respeito pelos construtores de automóveis tem sido similar em todo o mundo. Assim por exemplo, nos Estados Unidos a altura dos olhos do condutor médio passou de 1,47m em 1936 a 1,19m em 1961. Da mesma forma, na Inglaterra entre os anos 1950 e 1962 se passou de 1,38m a 1,24m nos automóveis grandes e de 1,34m a 1,15m nos automóveis pequenos. Verifica-se atualmente que esta medida tende a estabilizar-se entre 1,00 e 1,10m.

Quanto ao raio mínimo de giro, ele é condicionado pela largura, distância entre eixos e comprimento total do veículo. Basicamente, é definido pelo 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. 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.

5.2.3 Legislação relativa às dimensões e peso de veículos

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, estabelece os seguintes limites de dimensões e peso para veículos em trânsito livre:

- Largura máxima: 2,60m;
- Altura máxima: 4,40m
- Comprimento total;
 - a) veículos simples: 14,00m
 - b) veículos articulados: 18,15m
 - c) veículos com reboque: 19,80m
- Peso bruto total por unidade ou combinações de veículos: 45t
- Peso bruto por eixo isolado: 10t
- Peso bruto por conjunto de dois eixos em tandem: 17t
- Peso bruto por conjunto de dois eixos não em tandem: 15t

- Peso bruto por conjunto de três eixos em tandem: 25t
- Peso bruto por conjunto de dois eixos com total de seis pneumáticos interligados por suspensão especial: 9t a 13,5t

5.2.4 Veículos tipo

Considerando a pequena divergência entre os veículos – tipo nacionais e os americanos e em vista da ausência de estudos mais completos que permitam fixar com suficiente precisão as dimensões e características do veículo de projeto para nossas condições, serão recomendados aqueles usados pela AASHTO, modificando-se apenas a sua designação. São quatro tipos básicos de veículos de projeto, a serem adotados em cada caso conforme as características predominantes do tráfego:

- VP - Representa os veículos leves, física e operacionalmente assimiláveis ao automóvel, incluindo vans, utilitários, pick-ups e similares.
- CO - Representa os veículos comerciais rígidos (não articulados) compostos de unidade tratora simples. Estes abrangem os caminhões e ônibus convencionais, normalmente de dois eixos e seis rodas.
- O - Representa os veículos comerciais rígidos de maiores dimensões. Entre estes incluem-se ônibus de longo percurso e de turismo, bem como caminhões longos, freqüentemente com três eixos (trucão), de maiores dimensões que o veículo CO básico. Ademais seu comprimento aproxima-se do limite máximo legal de comprimento admissível para veículos rígidos, superior ao comprimento do veículo CO.
- SR - Representa os veículos comerciais articulados, compostos de uma unidade tratora simples e um semi-reboque. Seu comprimento aproxima-se do limite máximo legal para veículos dessa categoria.

O Quadro 5.2.4.1 resume as principais dimensões básicas dos veículos de projeto recomendados para utilização nos projetos de rodovias, interseções e instalações correlatas.

Quadro 5.2.4.1 - Principais dimensões básicas dos veículos de projeto (em metros)

Designação do veículo Características	Veículos leves (VP)	Caminhões e Ônibus convencionais (CO)	Caminhões e Ônibus longos (O)	Semi-reboques (SR)
Largura total	2,1	2,6	2,6	2,6
Comprimento total	5,8	9,1	12,2	16,8
Raio min. da roda externa dianteira	7,3	12,8	12,8	13,7
Raio min. da roda interna traseira	4,7	8,7	7,1	6,0

As dimensões desses veículos e seus menores valores de giro estão graficamente representados nas Figuras 5.2.4.1 a 5.2.4.4, ao final deste item, permitindo, mediante o emprego de reproduções transparentes, a verificação de condições limite.

5.2.5 Escolha do veículo de projeto

Projetar uma rodovia para um determinado veículo de projeto significa, em termos gerais, proporcionar a todos os veículos com características ou dimensões iguais ou mais favoráveis que as do veículos de projeto adotado condições operacionais iguais ou mais favoráveis do que aquelas a que estaria sujeito o veículo de projeto. Isso não significa que determinados veículos (e que, por definição, representam uma parcela muito pequena do tráfego), com características ou dimensões mais desfavoráveis que as do veículo de projeto adotado, fiquem impossibilitado 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 (p. ex., velocidades em rampas; afastamento dos bordos 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 deverá abranger e cobrir os veículos representativos da frota que irá utilizar a rodovia, de modo que a participação dos veículos remanescentes com características mais desfavoráveis que as do veículo de projeto seja reduzida ao mínimo e os efeitos adversos conseqüentes possam ser desprezados.

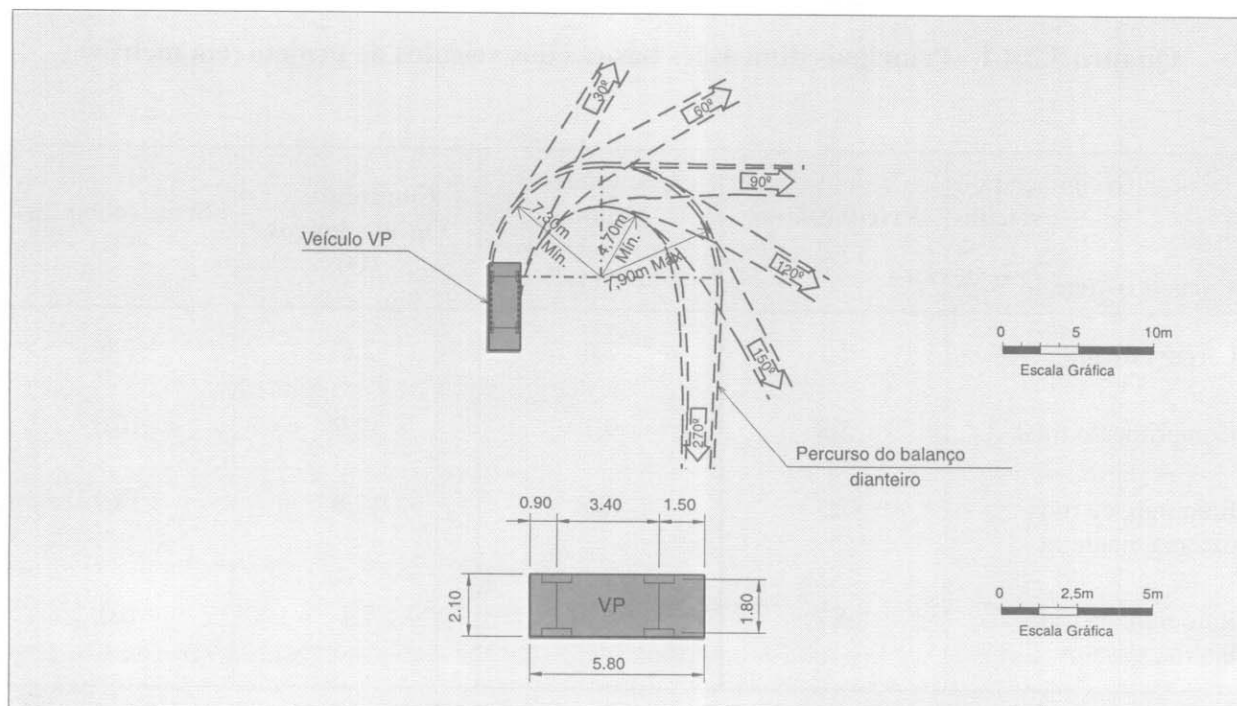


Figura 5.2.4.1 - Veículo de projeto VP

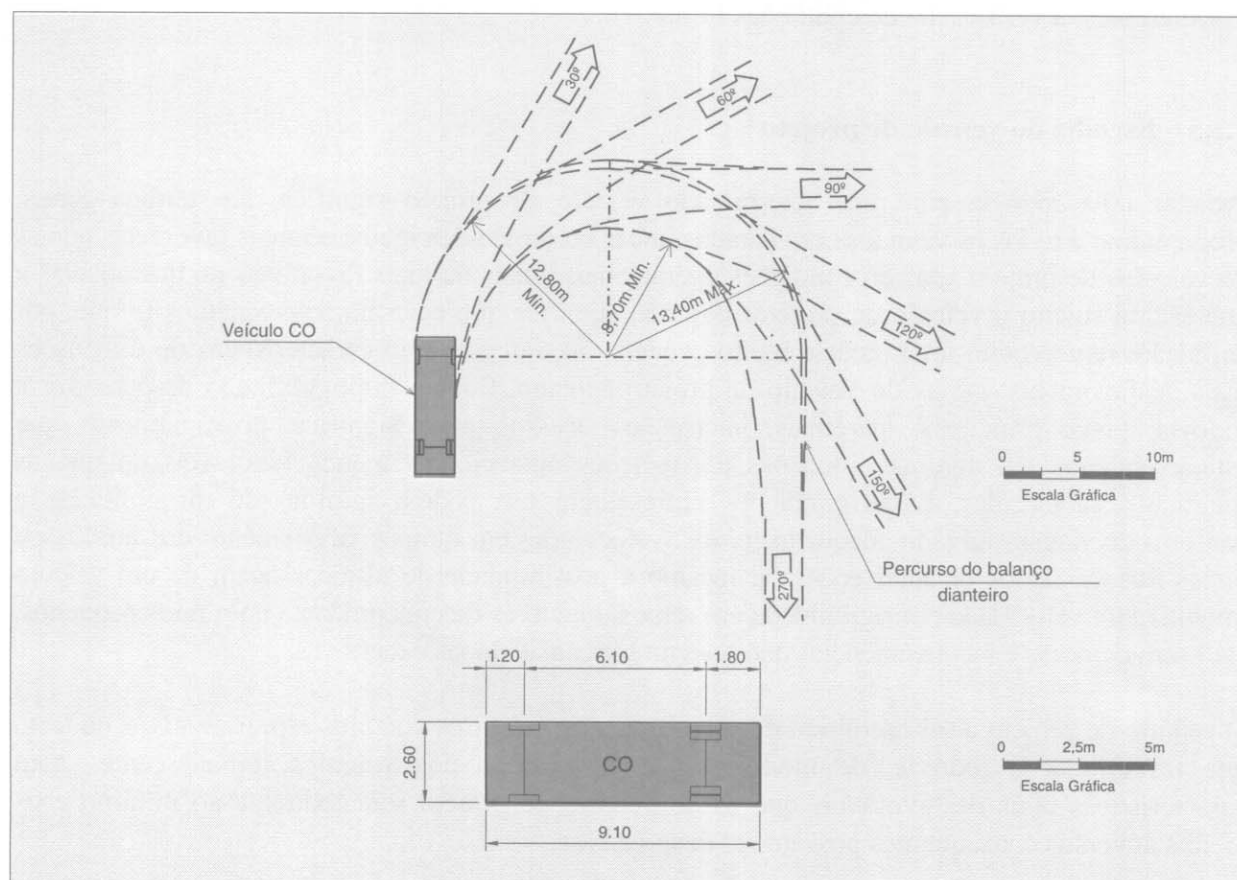


Figura 5.2.4.2 - Veículo de projeto CO

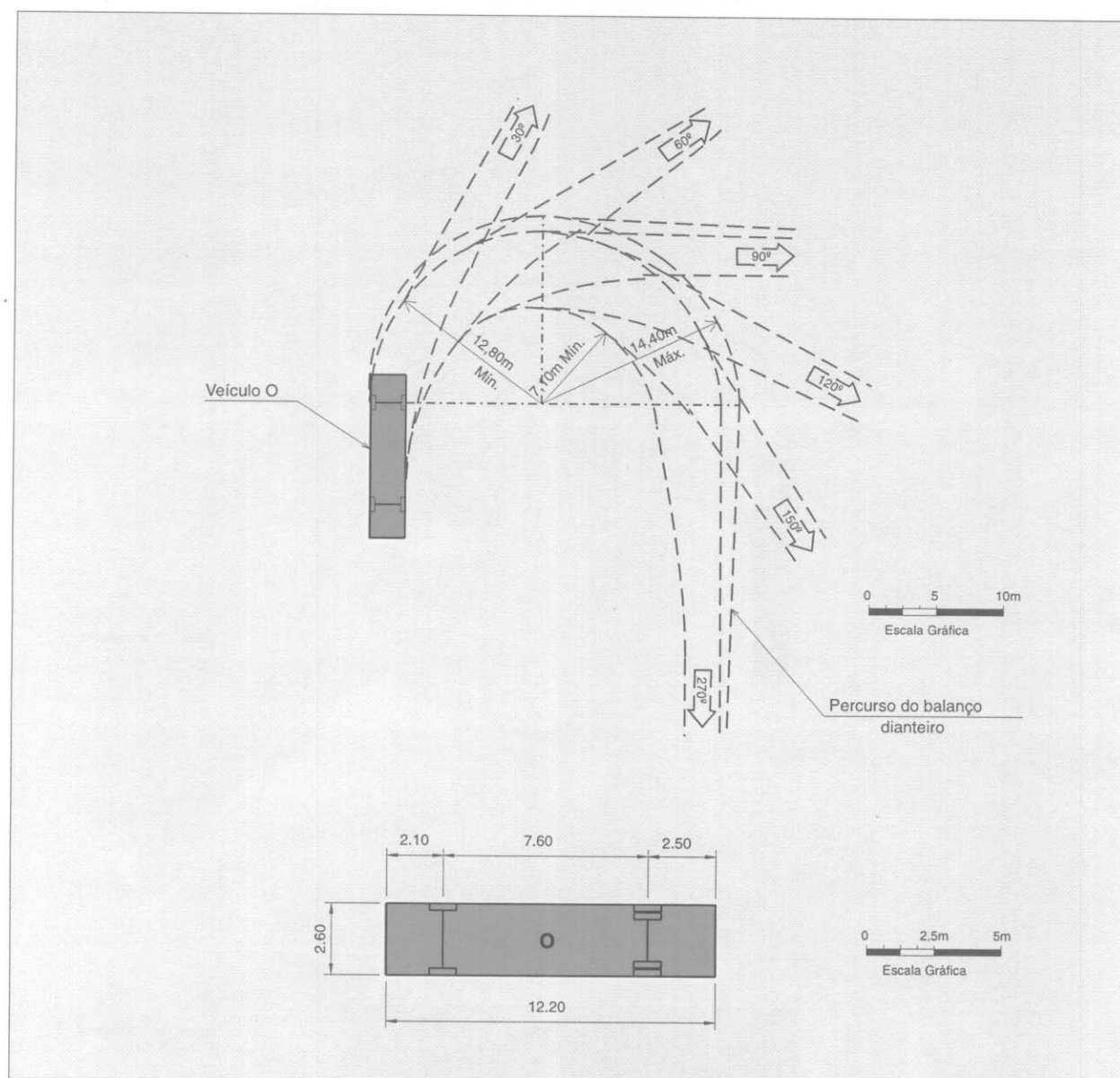


Figura 5.2.4.3 - Veículo de projeto O

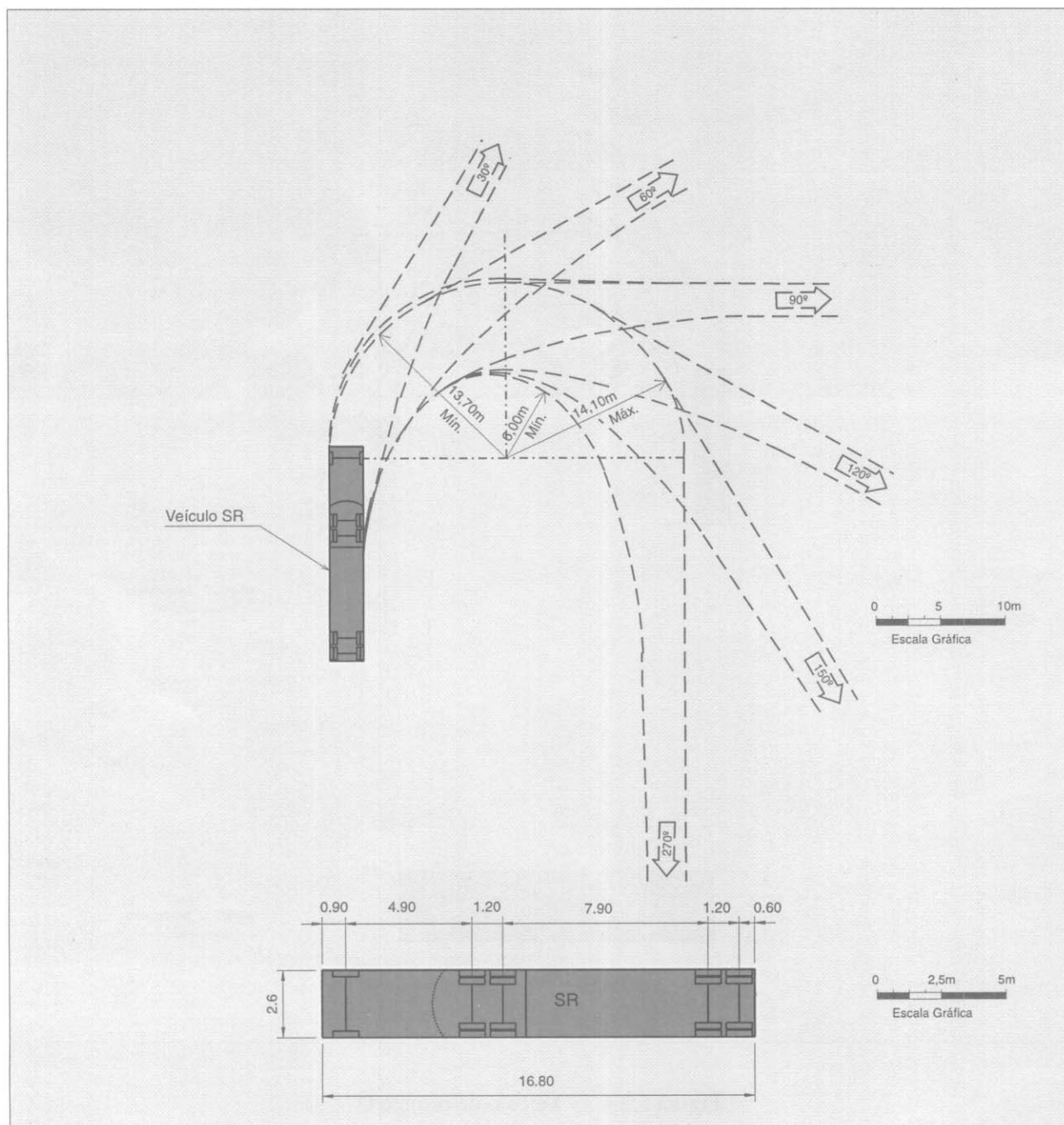


Figura 5.2.4.4 - Veículo de projeto SR

Essa escolha deve levar em consideração a composição do tráfego que utiliza ou utilizará a via, obtida de contagens de tráfego ou de projeções que considerem o futuro desenvolvimento da área tributária da via e a utilização que terá cada trecho do projeto viário.

Ao mesmo tempo, a escolha do veículo de projeto para uma determinada via não deve ser baseada apenas nos tipos de veículos a utilizar a via, 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 semi-reboques que deverá utilizar o ramo for relativamente pequeno; as distâncias de visibilidade são estabelecidas a partir da altura dos olhos dos motoristas de automóveis pequenos, etc.

Conforme observado, no Brasil há normalmente uma considerável participação de veículos comerciais (ônibus e/ou caminhões convencionais), de modo que estes tendem a condicionar as características de projeto da via. Portanto, basicamente, o veículo de projeto normal deverá ser o veículo CO.

Analogamente, nos casos de utilização primordialmente por veículos de passeio (tais como, rodovia e interseções de acesso a pontos turísticos, interseções mínimas com rodovias vicinais, etc.), o veículo de projeto adequado freqüentemente será o veículo VP.

Por sua vez, caberá empregar o veículo SR onde a participação de semi-reboques, existentes ou prevista, for perceptível ou se situar acima da média, bem como nos casos de vias e interseções cujo objetivo for o de servir terminais de cargas, centros de abastecimento, depósitos de materiais de construção, veículos de transporte de automóveis e outros.

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 as 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 dos veículos (freios, suspensão, pneus, etc) representativas de condições desfavoráveis médias.

As distâncias de visibilidade básicas consideradas para o projeto rodoviário são as distâncias de visibilidade de parada, as de tomada de decisão e as de ultrapassagem, sendo apenas a primeira de caráter obrigatório, e as demais valores recomendados.

5.3.1 Distância de visibilidade de parada

Define-se como Distância de Visibilidade de Parada para a velocidade V , a distância mínima que um motorista médio, dirigindo com a velocidade V um carro médio em condições razoáveis de manutenção, trafegando em uma rodovia pavimentada adequadamente conservada, em condições chuvosas, necessita para parar com segurança após avistar um obstáculo na rodovia.

Verifica-se na prática que em uma rodovia de Velocidade Diretriz V nos dias chuvosos os motoristas dirigem com velocidade média inferior a V. O quadro que se segue apresenta as velocidades médias correspondentes às velocidades diretrizes

Quadro 5.3.1.1 - Velocidades médias em pistas molhadas

Vdir (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Vmed(km/h)	30	38	46	54	62	71	79	86	92	98

É exigida a obediência às Distâncias de Visibilidade de Parada correspondentes às velocidades médias, designadas como valores mínimos. Os valores correspondentes às velocidades diretrizes são chamados de valores desejados e espera-se que o projetista tente atingi-los, se as condições o permitirem, já que há inúmeros motoristas que procuram trafegar com a velocidade diretriz, mesmo em condições chuvosas.

Os valores das distâncias de visibilidade de parada são calculados pela fórmula geral a seguir:

$$d = 0,7 V + V^2/[255 (f+i)]$$

Onde:

d = distância de visibilidade, em metros.

V = velocidade diretriz ou velocidade média de viagem, em km/h.

f = coeficiente de atrito que exprime a atuação do processo de frenagem, considerando a eficiência dos freios e o atrito entre pneus e pista, para o caso de pavimento molhado, com rugosidade normal, em condições superficiais razoáveis, e não especialmente lamacento ou escorregadio.

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

Os valores recomendados para os coeficientes atrito, encontram-se no Quadro 5.3.1.2 a seguir.

Quadro 5.3.1.2 - Coeficientes de atrito longitudinal

Parâmetros	Valores de f para Vdir (velocidade diretriz)									
Vdir (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
f	0,40	0,37	0,35	0,33	0,31	0,30	0,29	0,28	0,28	0,27

Parâmetros	Valores de f para Vmed (velocidade média)									
Vdir (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Vmed (km/h)	30	38	46	54	62	71	79	86	92	98
f	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32	0,31	0,30	0,30	0,30	0,30

O primeiro termo da fórmula $(0,7 V)$ corresponde à distância percorrida durante o tempo de percepção, decisão e reação do motorista médio, que se sucede a partir da visão do obstáculo, adotando-se o valor médio estatístico de 2,5 segundos, desprezando-se o efeito de freio-motor e eventuais influências de greide. O segundo termo fornece a distância percorrida desde o início da atuação do sistema de frenagem até a imobilização.

Os valores calculados, arredondados para fins de projeto encontram-se nos Quadros 5.3.1.3 - Distâncias de Visibilidade de Parada Mínimas e 5.3.1.4 - Distâncias de Visibilidade de Parada Desejadas.

Nesses quadros são apresentados os valores das distâncias de visibilidade para greides variando de -6% a +6%, sendo arredondados para múltiplos de 5 os valores correspondentes ao greide nulo.

Apenas se exige a obediência da Distância de Visibilidade Mínima para o greide nulo. Os valores assim obtidos são considerados como aceitáveis para fins de projeto em quaisquer circunstâncias, por englobarem suficiente margem de segurança, podendo-se desprezar as influências dos greides ascendentes ou descendentes.

Cabe observar que nas rodovias de mão dupla uma curva ascendente num sentido é descendente no outro, o que dificulta a aplicação do efeito das rampas de forma simultânea. Quando o veículo está no ápice de uma curva vertical convexa e começa então a descer, a situação normal é que haverá uma curva côncava à sua frente aumentando a distância de visibilidade, podendo-se desprezar então os acréscimos resultantes do greide negativo. Recomenda-se, entretanto, que se verifique sempre a combinação das distâncias de visibilidade vertical e horizontal, já que para esta última não tem efeito a situação favorável da curva seguinte e se procure atender à real distância de visibilidade encontrada.

A Distância de Visibilidade Desejada, embora não exigida, deve servir de orientação para o projetista como distância ideal a ser fornecida pelo projeto, se as condições o permitirem. Cabem as mesmas observações com respeito à influência do greide.

Como orientação geral para o projeto pode-se então resumir: o projetista deverá tentar conseguir atender em cada situação encontrada a Distância de Visibilidade Desejada, considerando o greide e a distância de visibilidade horizontal. Se isso não for viável deverá, no mínimo, atender à Distância de Visibilidade Mínima para greide nulo, considerando também a distância de visibilidade horizontal.

Quadros 5.3.1.3 - Distâncias de visibilidade de parada mínimas (em metros)

Velocidade diretriz (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Velocidade média (km/h)	30	38	46	54	62	70	78	86	92	98
Coef. de atrito f	0,40	0,39	0,36	0,34	0,33	0,31	0,30	0,30	0,30	0,29
6%	30	40	55	65	85	100	120	140	160	180
5%	30	40	55	70	85	105	125	140	160	180
4%	30	40	55	70	85	105	125	145	165	185
3%	30	40	55	70	85	105	130	145	165	190
2%	30	40	55	70	90	110	130	150	170	195
1%	30	40	55	70	90	110	130	155	175	200
0%	30	45	60	75	90	110	130	155	180	205
-1%	30	45	60	75	95	115	140	160	180	205
-2%	30	45	60	75	95	115	140	165	185	215
-3%	30	45	60	75	95	120	145	165	190	220
-4%	30	45	60	75	100	120	150	170	195	225
-5%	30	45	60	80	100	125	150	175	200	230
-6%	30	45	60	80	105	125	155	180	210	240

Quadro 5.3.1.4 - Distâncias de visibilidade de parada desejadas (em metros)

Velocidade diretriz (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Coef. de atrito f	0,40	0,38	0,35	0,33	0,31	0,30	0,30	0,29	0,28	0,27
6%	30	45	60	80	100	125	155	185	225	265
5%	30	45	60	80	100	130	155	190	230	270
4%	30	45	60	80	105	130	160	195	235	280
3%	30	45	60	80	105	130	160	200	240	285
2%	30	45	60	80	105	135	165	200	245	295
1%	30	44	60	85	110	135	170	205	250	300
0%	30	45	65	85	110	140	175	210	255	310
-1%	30	45	65	85	115	145	175	215	265	320
-2%	30	45	65	90	115	145	180	220	270	330
-3%	30	45	65	90	120	150	185	225	280	340
-4%	35	45	65	90	120	155	190	235	290	355
-5%	35	50	70	90	125	155	195	240	300	365
-6%	35	50	70	95	125	160	200	250	310	380

Cabe ainda observar que para atender aos valores de Distância de Visibilidade de Parada deve-se usar 1,10 metros como a altura dos olhos do motorista em relação ao plano da pista e 0,15 metros como a menor altura de um obstáculo que o obrigue a parar, altura de faróis de 0,61 metros e feixe luminoso divergindo 1 grau do eixo longitudinal do veículo.

Convém ressaltar que, para atender à tendência atual de redução das alturas dos veículos, a AASHTO apresenta 1,07m como valor mais representativo da altura média dos olhos do motorista.

Os valores calculados de distâncias de visibilidade se referem a carros de passeio. Os caminhões, especialmente os maiores e mais pesados, exigem maiores distâncias para parar que os carros de passeio, para uma mesma velocidade. No entanto, há um fator que tende a contrabalançar esse fato. O motorista de caminhão pela maior altura dos olhos, vê uma obstrução bem mais longe que o de carro de passeio. Por essa razão não se costuma considerar valores separados para o caso de caminhões. Deve-se entretanto ter o cuidado de conseguir distâncias de visibilidade maiores que as mínimas calculadas quando ocorrerem restrições horizontais de visibilidade, principalmente ao fim de extensas descidas, em que a maior altura dos olhos do motorista de pouco servirá.

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 o caminho a seguir e a velocidade a empregar e execute a manobra necessária com eficiência e segurança.

Para o caso de rodovias rurais há dois tipos de manobras a serem consideradas:

- Decisão final de parar na rodovia
- Decisão final de desviar do obstáculo

Para o caso de simples parada, as distâncias obtidas são pouco superiores às distâncias de visibilidade de parada.

Para o segundo caso, as distâncias são substancialmente maiores que as correspondentes ao caso de simples parada, porque incluem margem adicional de erro e acrescentam comprimentos suficientes para permitir manobras dos veículos com velocidades iguais ou reduzidas.

O Quadro 5.3.2.1. - Distâncias de Visibilidade para Tomada de Decisão, elaborado com base na Tabela III-3 do Manual da AASHTO, de 1994, oferece os valores calculados para os dois casos previstos.

Quadro 5.3.2.1 - Distâncias de visibilidade para tomada de decisão (m)

Velocidade diretriz (km/h)	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Simples parada	50	75	95	125	155	185	225	265	305
Desvios de obstáculos	115	145	175	200	230	275	315	335	375

As distâncias do Quadro 5.3.2.1 não são obrigatórias, mas recomenda-se que se tente atendê-las quando possível. Em locais potencialmente perigosos poderão contribuir para reduzir o número de acidentes.

5.3.3 Distância de visibilidade de ultrapassagem

Na execução de novos projetos de rodovias de uma pista com dois sentidos de tráfego, uma das exigências usuais é a fixação de níveis de serviço mínimos a serem atendidos após um período especificado de abertura ao tráfego. Os níveis de serviço, determinados de acordo com a metodologia do *Highway Capacity Manual*, entre outras variáveis, dependem diretamente da percentagem do trecho que dispõe de distância de visibilidade suficiente para que um veículo possa executar com segurança manobra de ultrapassagem de um veículo mais lento à sua frente.

A conveniência de serem fornecidas aos usuários tão freqüentemente quanto possível, condições de ultrapassagem de veículos lentos é evidente e naturalmente limitada pelas implicações em acréscimos de custos de construção. No caso de rodovias com baixos volumes de tráfego, a necessidade de ultrapassagem é reduzida e as oportunidades são mais freqüentes, já que há menor número de veículos se aproximando no sentido contrário. Para volumes crescentes, entretanto, em que crescem os números de veículos desejando ultrapassar bem como de veículos vindo no sentido contrário, torna-se conveniente, na medida do possível, aumentar o número de oportunidades, para evitar que a ansiedade dos motoristas mais rápidos resulte em manobras perigosas, com tentativas de ultrapassagem em locais de insuficiente visibilidade. Aconselha-se tentar viabilizar a ultrapassagem a intervalos entre 1,5 km e 3,0 km.

Há que se levar em conta, todavia, que a existência de distância de visibilidade suficiente não é garantia para sua realização, já que a partir de um certo volume de tráfego em sentido contrário caem praticamente a zero as possibilidades de ultrapassagem. Seria então desperdício qualquer investimento com esse objetivo em rodovias com grande volume de tráfego. A solução nesses casos é a duplicação ou, pelo menos a criação de terceira faixa nas rampas íngremes.

A distância de visibilidade de ultrapassagem a ser empregada para fins de projeto deve ser calculada com base na distância necessária para completar com segurança as manobras normais de ultrapassagem. Por motivos práticos considera-se apenas o caso mais simples de um único veículo ultrapassando outro; os casos de ultrapassagem múltipla utilizarão eventuais situações favoráveis do projeto.

No cálculo das distâncias mínimas de ultrapassagem admite-se as seguintes condições, razoáveis para uma elevada percentagem de motoristas:

- a) O veículo mais lento VL a ser ultrapassado, viaja com velocidade uniforme.
- b) O veículo mais rápido VR que ultrapassará, está logo atrás do veículo VL e com mesma velocidade no momento em que atinge o ponto inicial PI do intervalo de ultrapassagem.
- c) Após atingir PI, o motorista de VR precisa de um certo período de tempo para perceber a possibilidade de ultrapassar e iniciar a manobra : Tempo de Percepção e Reação.
- d) O veículo VR acelera durante a manobra e sua velocidade média durante o período em que está na faixa esquerda é 15 km/h maior que a do veículo VL.
- e) Quando VR volta para a faixa direita, há uma distância de segurança razoável do veículo que vem em sentido contrário.

A Figura 5.3.3.1 feita com base em esquema da AASHTO, apresenta os diversos elementos presentes na determinação das distâncias de visibilidade de ultrapassagem.

São empregadas as seguintes fórmulas nos cálculos das diversas distâncias que compõem a distância de visibilidade de ultrapassagem.

- Distância d_1 , percorrida durante o período de percepção e reação acrescido do tempo gasto no posicionamento para ultrapassar.

$$d_1 = 0,278 t_1(V - M + at_1/2)$$

Onde:

V = velocidade média do veículo rápido VR, em km/h

M = diferença entre as velocidades de VR e VL, em km/h

a = aceleração média do veículo mais rápido na passagem de VL para VR, em km/h/s

t_1 = tempo decorrido entre o momento em que o veículo VR atinge o ponto inicial PI do intervalo de ultrapassagem e inicia a manobra de ultrapassagem, em s.

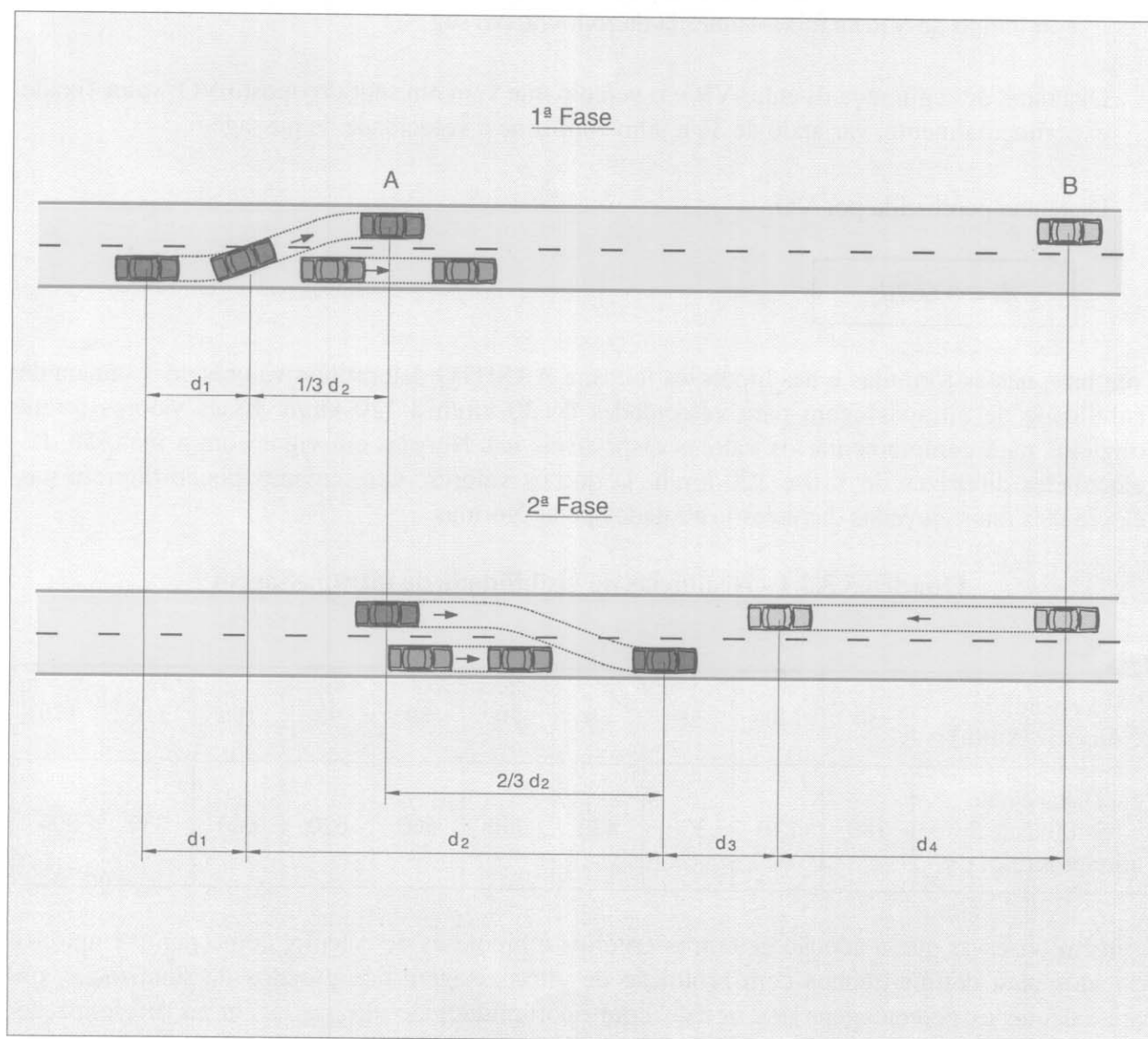


Figura 5.3.3.1 - Elementos presentes na determinação das distâncias de visibilidade de ultrapassagem

- Distância d_2 , percorrida pelo VR na faixa esquerda

$$d_2 = 0,278Vt_2$$

Onde:

V = velocidade média do veículo rápido VR, em km/h.

t_2 = tempo de VR na faixa esquerda da rodovia, em seg.

- Distância de segurança d_3 entre VR e o veículo que vem em sentido oposto VO: valor fixado experimentalmente, variando de 30 a 90m conforme a velocidade de passagem.
- Distância percorrida por VO.

$$d_4 = 0,667d_2$$

Com base nestas fórmulas e nas hipóteses feitas, a AASHTO determinou valores de distância de visibilidade de ultrapassagem para velocidades de 30 km/h a 120 km/h. Esses valores foram utilizados para complementar os valores disponíveis nas Normas em vigor com a inclusão das velocidades diretrizes de 110 e 120 km/h, já que os valores apresentados pouco diferem nas velocidades mais elevadas daqueles já adotados pelas Normas.

Quadro 5.3.3.1 - Distâncias de visibilidade de ultrapassagem

Velocidade diretriz (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Distância de visibilidade de ultrapassagem (m)	180	270	350	420	490	560	620	680	730	800

Convém observar que a adoção de outros critérios e hipóteses de cálculo, como por exemplo os adotados para definir trechos com proibição de ultrapassagem nos projetos de sinalização, ou para calcular as percentagens dos trechos com oportunidade de ultrapassagem na determinação dos níveis de serviço, podem redundar em valores diferentes no que tange às distâncias de visibilidade necessárias.

Na determinação do efeito do greide no cálculo das distâncias de visibilidade considera-se que os olhos dos motoristas de carros de passeio estão a 1,10 m do solo e que a altura do veículo que se desloca em sentido contrário é de 1,37 m. Cabe observar, entretanto, que estudos mais recentes permitem concluir que houve uma redução dessas alturas nos veículos modernos para 1,07m e 1,30m respectivamente, resultando em exigências um pouco maiores.

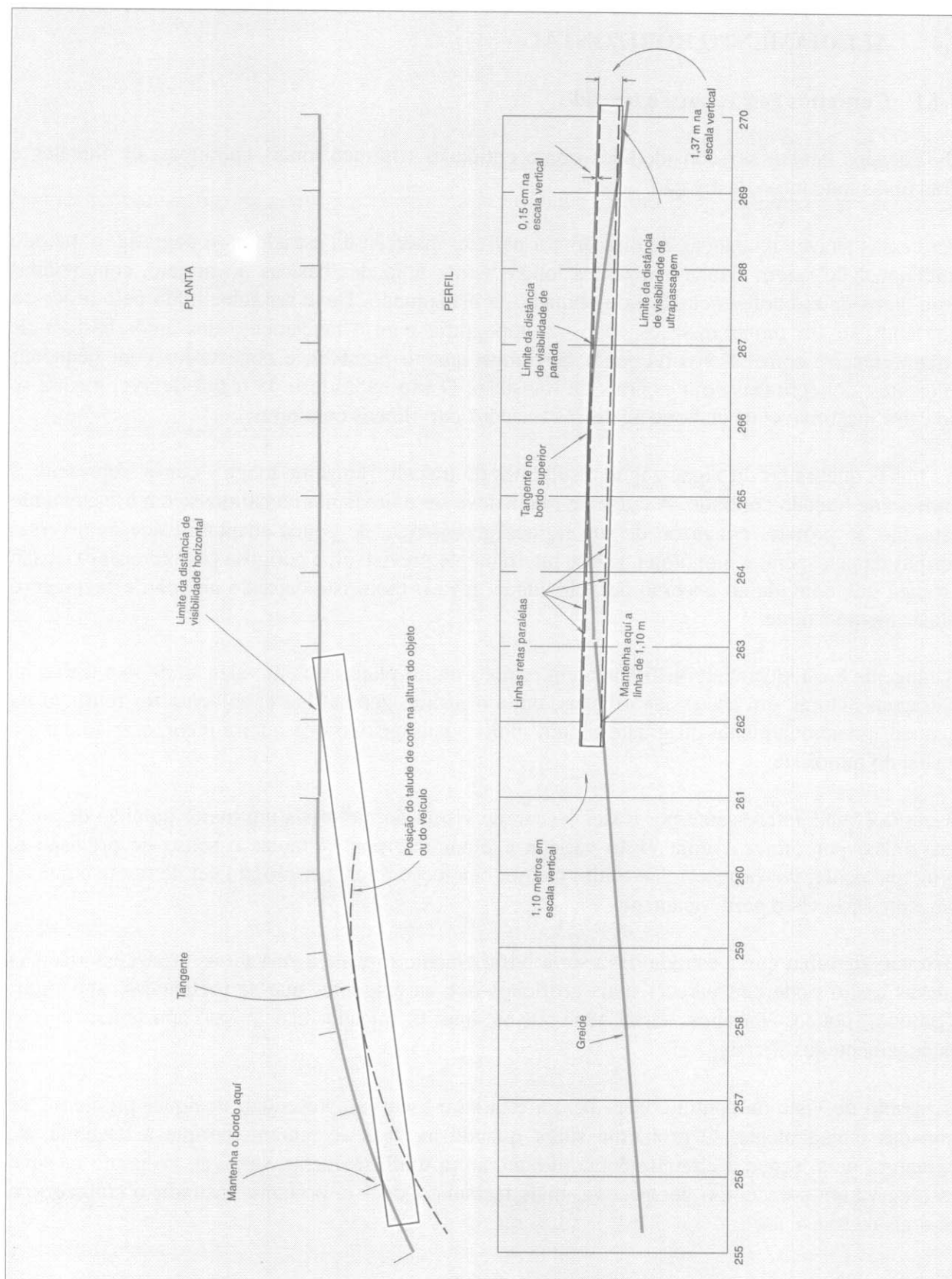


Figura 5.3.3.2 - Utilização do gabarito de visibilidade

5.4 ALINHAMENTO HORIZONTAL

5.4.1 Conceitos gerais para o traçado

Os traçados devem ser considerados como entidades tridimensionais contínuas, de fluentes e gradativas mudanças de direção.

Para essas suaves mudanças de direção e a perfeita inserção da estrada na topografia, o método tradicional de serem fixadas tangentes longas como unidades básicas do projeto, concordadas com arcos de circunferência de raio pequeno, é inadequado. Deve ser substituído pelo processo que consiste em tomarem-se os dados da topografia para o lançamento dos arcos básicos de circunferência, com desenvolvimento tão longo quanto possível, e conectá-los com pequenas tangentes, concordadas com espirais de transição. O uso habilidoso da régua flexível mostra-se de valor inestimável na elaboração desses traçados curvilíneos contínuos.

As linhas quebradas ou zigue-zague resultantes do traçado "tangente longa – curva" representa a antítese de traçado contínuo. A tangente longa deve ser evitada por constituir-se em um elemento estranho ao projeto, em razão de sua rigidez geométrica, de pouca adaptabilidade às diversas formas da paisagem, e monótona, já que inteiramente previsível, e perigosa por oferecer extensão estática que convida ao excesso de velocidade, leva o motorista cansado ao sono e favorece o ofuscamento à noite.

A tangente é esteticamente justificada em regiões muito planas ou em vales, onde se encaixa na paisagem natural, em travessias urbanas, onde o padrão geométrico envolvente for retilíneo ou quando intencionalmente dirigida a algum motivo paisagístico que queira incorporar ao campo visual do motorista.

A curva é mais interessante por trazer ao campo visual do motorista um maior quinhão de áreas marginais, por oferecer uma visão variada e dinâmica, por estimular o senso de previsão e, principalmente, por proporcionar muito melhor condução ótica, permitindo ver de frente o que na tangente seria visto periféricamente.

Isso não significa que a estrada deva ser arbitrariamente forçada a curvaturas desnecessárias. As curvas assim poderiam parecer mais artificiais que as tangentes que se pretendesse substituir. Contudo, poucos terrenos serão tão planos que o traçado não possa apresentar curvas esteticamente justificadas.

Do ponto de vista da continuidade, nem a reta nem a curva apresentam qualquer problema, se tomadas isoladamente. O problema surge quando as duas se juntam, porque a tangente, de curvatura nula, segue a circunferência, de curvatura uniformemente variável, no ponto em que essa curvatura parece, em perspectiva, mais fechada. Deve-se, portanto, difundir o emprego de espirais de transição.

Assim, os seguintes aspectos básicos devem ser considerados no projeto do traçado, objetivando sua fluência e aparência geral:

- a) Trechos excessivamente longos em tangente, convenientes para ferrovia, são indesejáveis em rodovias. Para rodovias de elevado padrão, o traçado deverá antes ser uma sequência de poucas curvas de raios amplos do que de longas tangentes “quebradas” por curvas de pequeno desenvolvimento circular. Além de reduzir a sensação de monotonia para o motorista, esse padrão de traçado ajusta-se mais favoravelmente à conformação básica das linhas da natureza, podendo reduzir os rasgos causados pela terraplenagem na paisagem. (Figura 5.4.1.1 e 5.4.1.2)

Este aspecto do projeto geométrico é de difícil normalização e não se sujeita ao estabelecimento de critérios rígidos, sejam estes empíricos e/ou teóricos. É um conceito qualitativo que deverá ser aplicado com a devida atenção, objetivando, no caso de pistas simples, a preservação de suficientes trechos dotados da distância de visibilidade de ultrapassagem, evitando ainda imprimir a rodovia um caráter artificialmente curvilíneo em relação à paisagem em regiões planas ou ferir a ordem geométrica predominante em travessias urbanas.

- b) No caso de ângulos centrais AC pequenos, iguais ou inferiores a 5° , para evitar a aparência de quebra do alinhamento, os raios deverão ser suficientemente grandes para proporcionar os desenvolvimentos circulares mínimos D, obtidos pela fórmula a seguir:

$$D \geq 30 (10 - AC)$$

$$AC \leq 5^\circ$$

(D em metros, AC em graus)

Não é necessária curva horizontal para $AC < 0^\circ 15'$; entretanto, deverão ser evitados tanto quanto possível traçados que incluam curvas com ângulos centrais tão pequenos.

- c) No final de longas tangentes ou trechos com curvaturas suaves ou, ainda, onde se seguir imediatamente um trecho com velocidade diretriz inferior, as curvas horizontais a serem introduzidas deverão ser coerentes com a maior velocidade precedente, de preferência bem acima do mínimo necessário, e proporcionando uma sucessão de curvas com raios gradualmente decrescentes para orientar o motorista. Uma adequada sinalização de advertência poderá aliviar as deficiências decorrentes desse fato e deverá ser sempre considerada nesses casos.
- d) Considerações de aparência da rodovia e de dirigibilidade recomendam que, tanto quanto possível, as curvas circulares sejam dotadas de curvas de transição, mesmo naqueles casos onde, pelos critérios usuais, estas seriam dispensáveis.

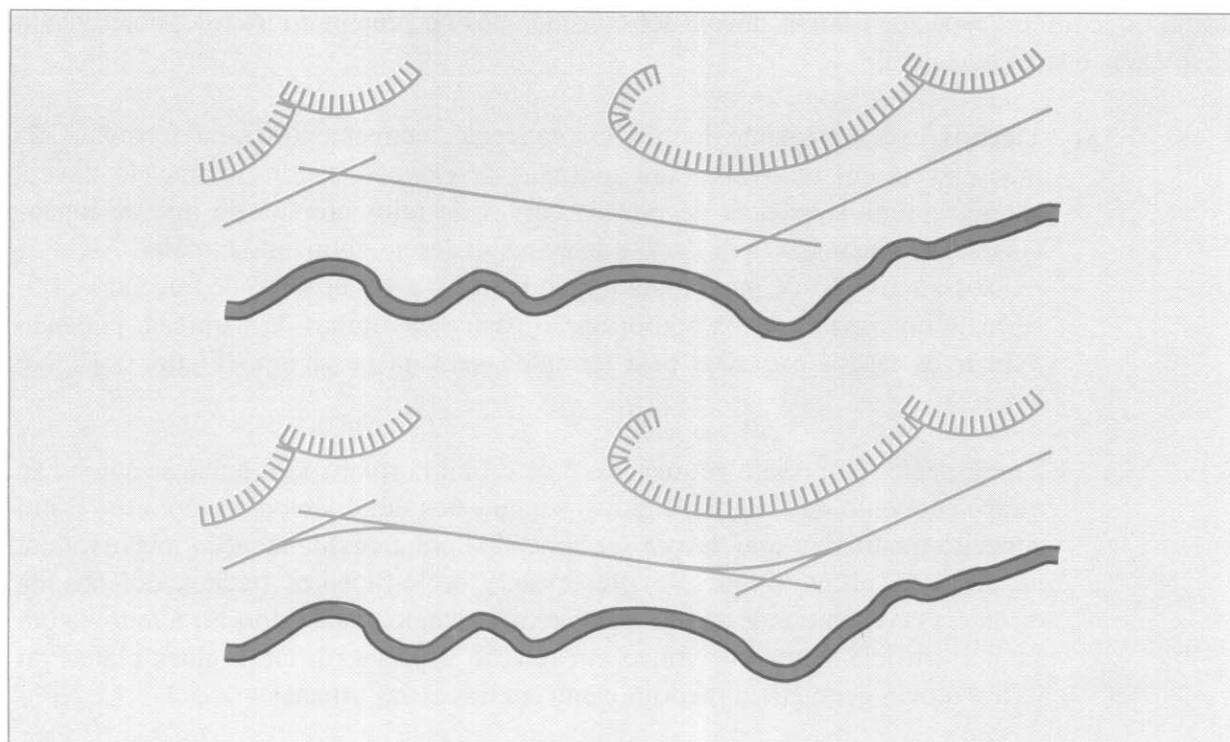


Figura 5.4.1.1 - Tangentes longas concordadas com curvas de raio pequeno

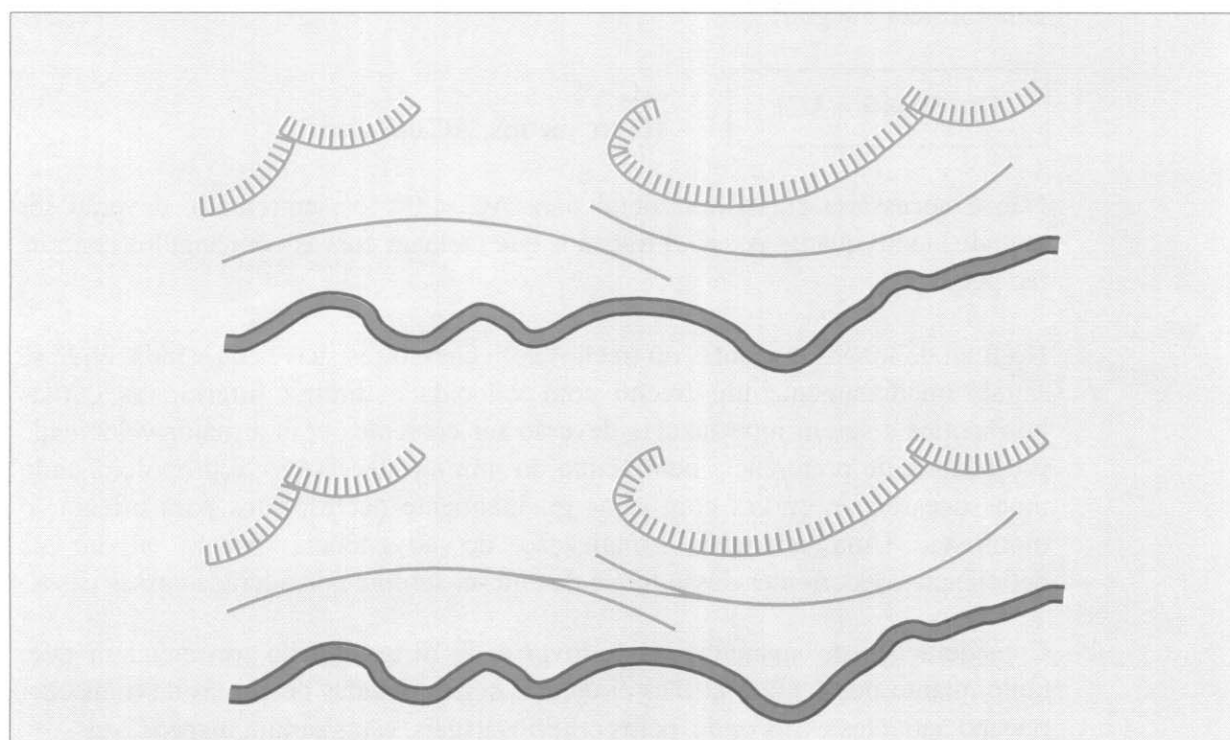


Figura 5.4.1.2 - Curvas de raio longo concordadas com tangentes curtas

- e) É indesejável, sob aspectos operacionais e de aparência, a existência de duas curvas sucessivas no mesmo sentido quando entre elas existir um curto trecho em tangente. De preferência, serão substituídas por uma única curva longa bem estudada ou, pelo menos, a tangente intermediária deverá ser substituída por um arco circular, constituindo-se então uma curva composta, evitando-se uma grande diferença de curvatura entre os raios. As curvas deverão ser concordadas quando necessário por segmentos de espirais adequados.

Não sendo possível adotar essas medidas, a extensão T da tangente intermediária que reduz esse problema deverá ser superior ao percurso de aproximadamente 15 segundos percorrido à velocidade diretriz V , ou seja,

$T > 4 V$

(T em metros; V em km/h)

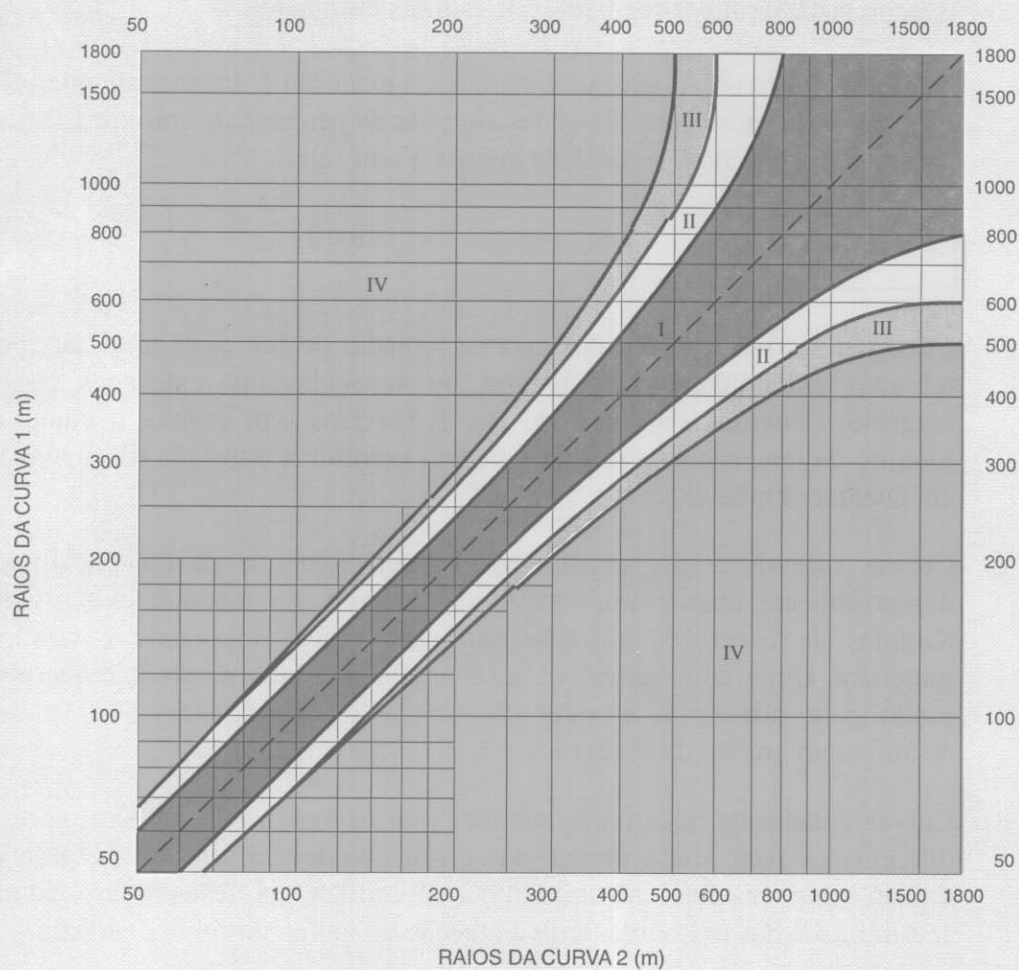
- f) Curvas sucessivas em sentidos opostos, dotadas de curvas de transição, poderão ter suas extremidades coincidentes ou separadas por extensões curtas em tangente. Entretanto, no caso de curvas reversas sem espiral, o comprimento mínimo da tangente intermediária deverá permitir a transição da superelevação em qualquer hipótese.
- g) Curvas sucessivas, por considerações operacionais e de aparência, deverão desejavelmente manter um interrelacionamento, de modo a evitar variações abruptas de curvatura, situação anti-natural que surpreende e confunde o motorista. Um critério desejável, a ser seguido quando possível, e que pode ser usado para orientar a escolha dos raios de curvas sucessivas encontra-se resumido no gráfico da Figura 5.4.1.3.
- h) Curvas dotadas de raios muito grandes (por exemplo, $R > 5.000\text{m}$) apresentam dificuldades para serem percorridas e seu uso deverá ser evitado. Isso ocorre devido à pequena deflexão unitária que se verifica, por vezes inferior ao grau de sensibilidade das rodas dianteiras à atuação do motorista sobre o volante.

Embora desejáveis, reconhece-se que, em diversos casos, não será possível aplicar muitos dos critérios acima, como por exemplo, quando for necessário ajustar o traçado a elementos retilíneos da paisagem, como vales estreitos, ferrovias, malhas viárias urbanas, etc, ou aproveitar traçados já existentes.

5.4.2 Concordância horizontal

Na conexão de dois trechos em tangente há três tipos de concordância utilizados nos projetos rodoviários:

- a) Curva circular simples, quando os dois trechos em tangente são ligados por um arco de círculo.



- ZONA I - Sucessão desejável
- ZONA II - Sucessão boa
- ZONA III - Sucessão aceitável
- ZONA IV - Sucessão a evitar quando possível

Figura 5.4.1.3 - Critérios desejáveis para orientar a escolha dos raios de curvas sucessivas

- b) Curva circular composta, quando os dois trechos em tangente são conectados por dois ou mais arcos de círculo sucessivamente tangentes girando no mesmo sentido. Normalmente nesse caso são utilizados três arcos em que o primeiro e o terceiro têm raios iguais e o central tem raio inferior. É recomendável que os raios de duas curvas sucessivas sejam de valores próximos não diferindo mais que a razão 1,5:1, podendo-se chegar a 2:1 nas interseções.
- c) Combinação de curvas de raios variáveis com curva de raio constante. Nesse caso a tangente é conectada com uma curva circular por meio de uma curva de raio variável (curva de transição), infinito na conexão com a tangente e igual ao raio da curva no ponto de tangência com a curva circular. Da mesma forma, utiliza-se uma curva semelhante de raio decrescente para passar da curva circular para a tangente. As duas curvas de raio variável geralmente têm comprimentos iguais, mas não é uma exigência obrigatória; pode ser recomendável em interseções adotar comprimentos diferentes para melhor acompanhar a trajetória real dos veículos em casos extremos de dificuldades de espaço.

Com relação às curvas de transição, dada sua importância, há conveniência de tecer considerações mais detalhadas quanto à sua origem e forma.

Ao passar de um trecho em tangente para uma curva circular todo veículo necessita executar uma trajetória de raio variável nessa passagem, já que passa do raio infinito na tangente para um raio determinado na curva. A mudança de direção e o conseqüente aumento ou redução da força centrífuga não pode ser realizado instantaneamente. Na maioria dos casos da prática o motorista pode acomodar uma trajetória de raio variável dentro das folgas de largura da curva circular. Quando, entretanto, se associam raios pequenos com velocidades elevadas, o motorista é obrigado a manobras mais forçadas para não invadir a faixa de tráfego adjacente. O emprego de curvas de transição de raio variável para conectar trechos em tangente com trechos em curva circular deve então ser considerado como uma alternativa desejável.

As principais vantagens do uso de curva de transição são as seguintes:

- a) Uma curva de transição adequadamente projetada fornece uma trajetória natural para os veículos em que a força centrífuga cresce gradualmente na passagem da tangente para a curva circular. A curva de transição reduz ao mínimo a tendência de atingir a faixa de tráfego adjacente e tende a uniformizar a velocidade.
- b) A curva de transição constitui o intervalo ideal para acomodar a variação da superelevação entre o trecho em tangente e a curva circular. A passagem da seção normal em tangente para a seção com superelevação plena na curva circular pode ser efetuada ao longo da curva de transição de uma maneira bastante coerente com a relação velocidade-raio do veículo. Nos locais em que a variação da superelevação é feita sem curva de transição, parte na tangente e parte na curva circular, o motorista que se aproxima da curva tem que compensar o aumento da superelevação no trecho em tangente girando ligeiramente o volante no sentido contrário ao da curva à sua frente.

- c) A curva de transição facilita a implantação da superlargura na passagem do trecho em tangente para a curva circular. Os modernos sistemas de processamento dos projetos rodoviários permitem inclusive projetar curvas de transição pelos bordos com simples toques nos trechos em tangente e curva circular a conectar.
- d) O uso da curva de transição elimina as aparentes quebras de alinhamento nas junções de curvas e tangentes. A Figura 5.4.2.1 mostra claramente o confronto entre uso e não uso de curva de transição.

Na pesquisa de uma curva de transição ideal foram estabelecidas as seguintes condições básicas a serem atendidas pelo conjunto veículo-rodovia:

- O veículo mantém velocidade constante na passagem do trecho em tangente para a curva circular, admitindo-se como é de praxe para motoristas experientes, que o veículo chegue ao final da tangente com a velocidade que vai manter em toda a curva.
- A superelevação é nula no ponto de início TS da curva de transição e atinge a valor máximo no ponto de passagem da transição para circular SC e inversamente do CS para o ST. Durante o percurso da transição a superelevação varia linearmente com o comprimento percorrido a partir do TS (e inversamente a partir do SC).
- Supõe-se condição ideal de equilíbrio no percurso da transição, com atrito nulo entre os pneus e a pista.

A aplicação das condições de equilíbrio a um ponto “P” qualquer da curva de transição conduz à equação:

$$l.r = \frac{v^2}{g \cdot t_g \alpha} l_c$$

ou

$$l.r = B$$

Onde:

l = comprimento percorrido medido a partir do ponto de concordância da tangente com a curva de transição até o ponto P (m)

r = raio da curva de transição no ponto P (m)

v = velocidade com que é percorrida a curva de transição (m/s)

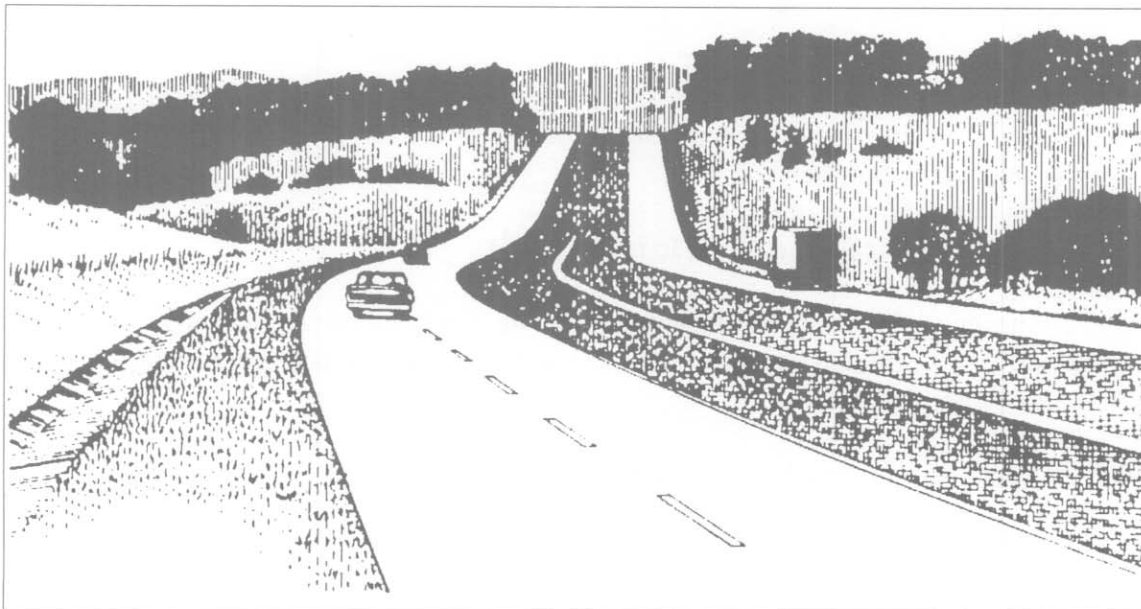
l_c = comprimento total da curva de transição (m)

g = aceleração gravidade (m/s^2)

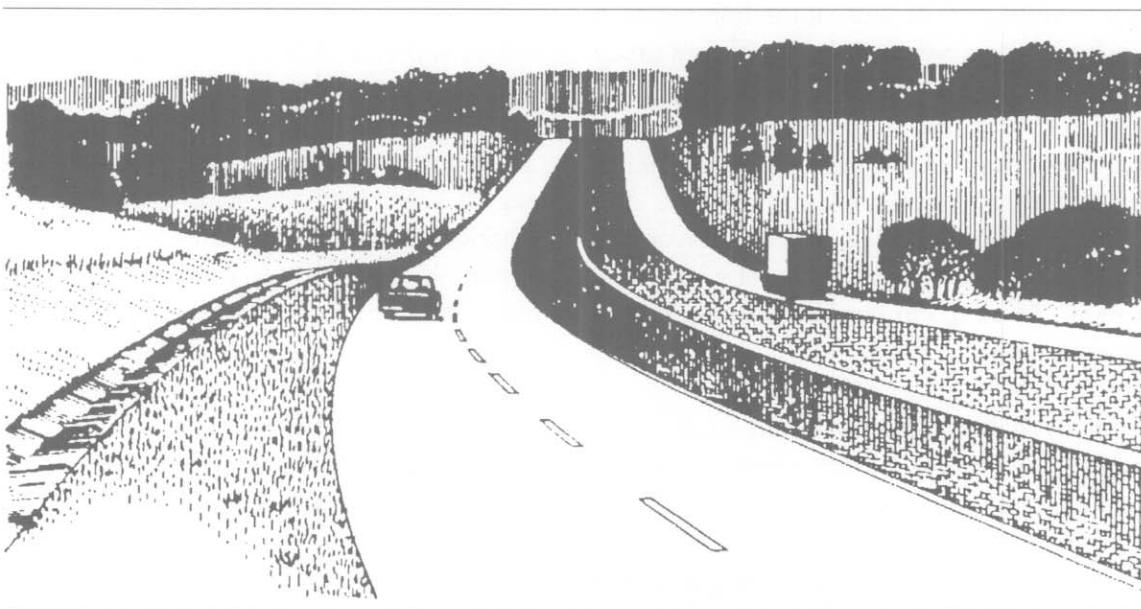
$t_g \alpha$ = superelevação máxima, a ser mantida no trecho circular

B = constante em cada caso, função de v , l_c , $t_g \alpha$

A curva de equação espontânea $l.r = B$ é a clotóide, também denominada espiral de Cornu ou Van Leber, cuja curvatura cresce linearmente com seu comprimento. Esse é o tipo de curva mais adotado para os trechos em transição de rodovias, constituindo a opção básica (default) em alguns dos modernos sistemas computadorizados para projeto viário.



Curva sem espiral de transição



Curva com espiral de transição

Figura 5.4.2.1 - Concordância horizontal

Cabe ressaltar que há outros tipos de espirais, com variação senoidal, cossenoidal ou quadrática, de uso em condições um pouco diferentes de variação de superelevação.

A equação:

$$l_c = \frac{0,0214 V^3}{RC}$$

Onde:

l_c = comprimento da curva de transição (m)

V = velocidade (km/h)

R = raio de curvatura (m)

C = taxa de variação da aceleração radial (m/s^3)

permite a determinação do comprimento mínimo l_c a adotar para a transição em função da velocidade diretriz V , do raio da curva circular R , e da variação máxima da aceleração centrífuga, ou solavanco transversal admissível.

O valor C é fixado em função da velocidade diretriz, pela expressão:

$$C = - 0,009V + 1,5$$

5.4.3 Raios mínimos de curvatura horizontal

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 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 95 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 foram fixados os coeficientes de atrito transversal a serem empregados na determinação dos raios mínimos admissíveis para diferentes valores de velocidades. Os Valores Máximos Admissíveis de Coeficientes de Atrito Transversal constam do Quadro 5.4.3.1 a seguir.

Quadro 5.4.3.1 – Valores máximos admissíveis de coeficientes de atrito transversal

Velocidade diretriz (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Coeficiente de atrito transversal $f_{\max}$	0,20	0,18	0,16	0,15	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,11

As condições de equilíbrio de um veículo ao percorrer uma curva, conforme Figura 5.4.3.1, são dadas pela equação:

$$R_{\min} = \frac{V^2}{127 (e_{\max} + f_{\max})}$$

Onde:

R = raio 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 pavimento (adimensional)

Os valores mínimos dos raios, calculados para velocidades variando de 30 km/h a 120 km/h, são apresentados no Quadro 5.4.3.2. Convém observar que deverá ser sempre objetivada a utilização de valores superiores aos mínimos, que se aplicam essencialmente em condições limites.

Quadro 5.4.3.2 – Valores dos raios mínimos em função das taxas máximas de superelevação (em metros)

Velocidade diretriz (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
$e_{\max}(\%)$										
4	30	60	100	150	205	280	355	465	595	755
6	25	55	90	135	185	250	320	415	530	665
8	25	50	80	125	170	230	290	375	475	595
10	25	45	75	115	155	210	265	345	435	540
12	20	45	70	105	145	195	245	315	400	490

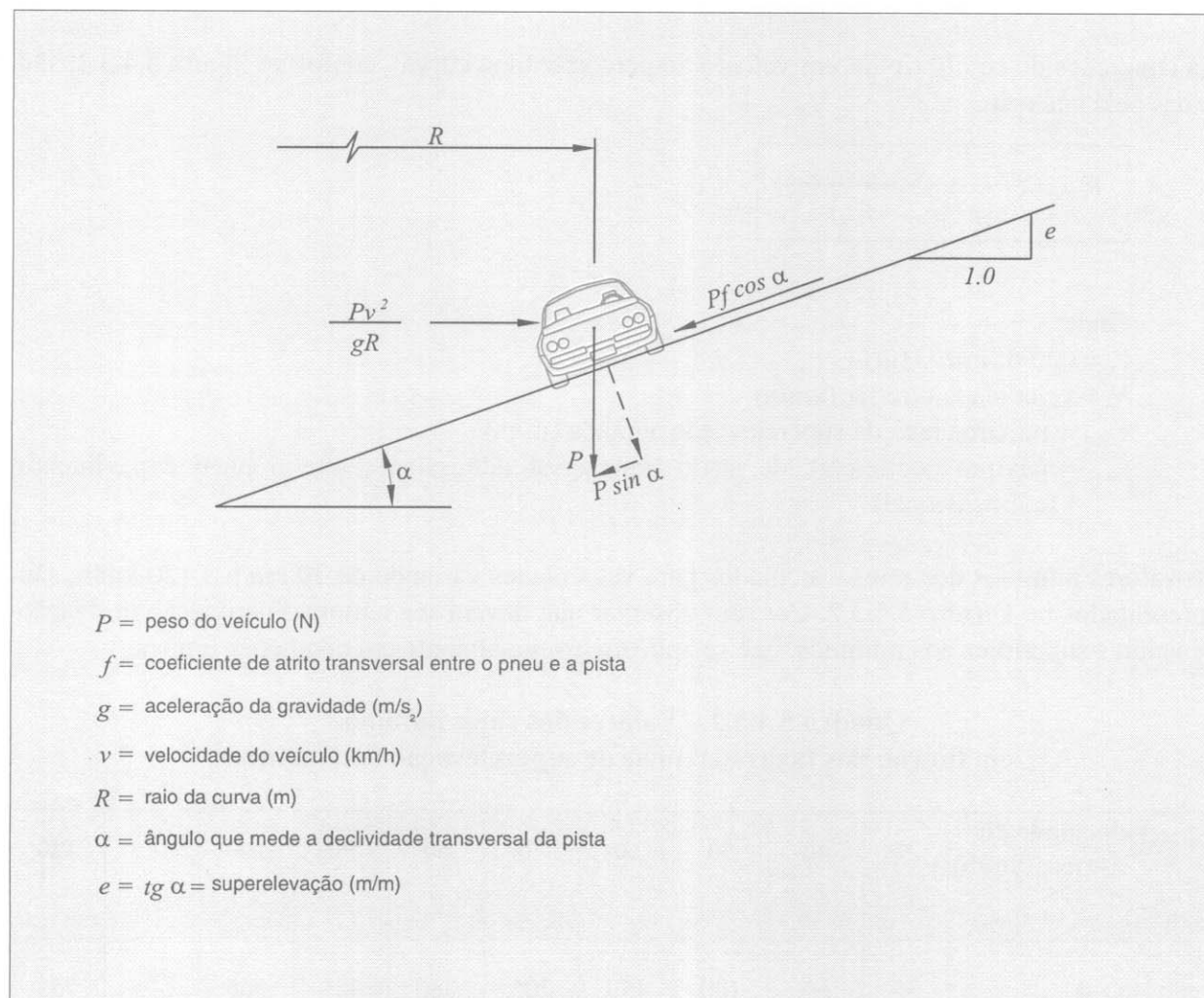


Figura 5.4.3.1 - Forças atuantes sobre um veículo ao percorrer uma curva horizontal

5.4.4 Superlargura

A largura da pista de uma rodovia 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, a distância entre esses veículos necessária por questão de segurança e as distâncias necessárias entre esses veículos e o bordo do pavimento.

Quando se está em uma curva, como o veículo é rígido e não pode acompanhar a curvatura da estrada, 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 em uma curva de uma rodovia para manter as condições de conforto e segurança dos trechos em tangente, dá-se o nome de superlargura.

5.4.4.1 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 0,40m

De um modo geral, só se justifica a adoção de superlargura para valores relativamente pequenos de raios, que normalmente só são freqüentes 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 levado 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 conseqüente 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.

Pistas de duas faixas

As fórmulas a serem empregadas, já ajustadas para o caso de pistas de 2 faixas, são as seguintes (ver Figura 5.4.4.1):

$$S = L_T - L_B$$

$$L_T = \{2 (G_C + G_L) + G_{BD}\} + FD$$

Onde:

S = superlargura total da pista

L_T = largura total em curva da 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 de veículo em curvas, determinada de forma experimental e empírica.

Desdobrando as parcelas da fórmula acima, obtém-se:

$$G_C = L_V + (R - \sqrt{R^2 - E^2}) **$$

sendo que a expressão entre parênteses fornece valores muito semelhantes aos da expressão $\frac{E^2}{2R}$, donde resulta:

$$G_C = L_V + \frac{E^2}{2R}$$

Onde:

L_V = largura física do Veículo do Projeto, em metros. (Para veículos de Projeto CO e SR, adota-se $L_V = 2,60m$)

E = distância entre eixos do Veículo de Projeto, em metros. (Para o Veículo de Projeto CO, adota-se $E = 6,10m$)

R = raio da curva, em metros

* Essa largura é estabelecida a partir de conceitos globais de segurança e conforto de dirigir, não resultando necessariamente de uma dedução precisa.

** No caso de veículos articulados, o termo E^2 assume a forma $E_1^2 + E_2^2$, onde E_1 = distância entre o eixo dianteiro do veículo trator (cavalo mecânico) e o pivô de apoio do semi-reboque, e E_2 = distância entre esse pivô e o eixo traseiro (ou ponto médio entre eixos traseiros) do semi-reboque. O valor da parcela E fictícia equivalente (E_{eq}) situa-se em geral entre 9,50 e 10,50m.

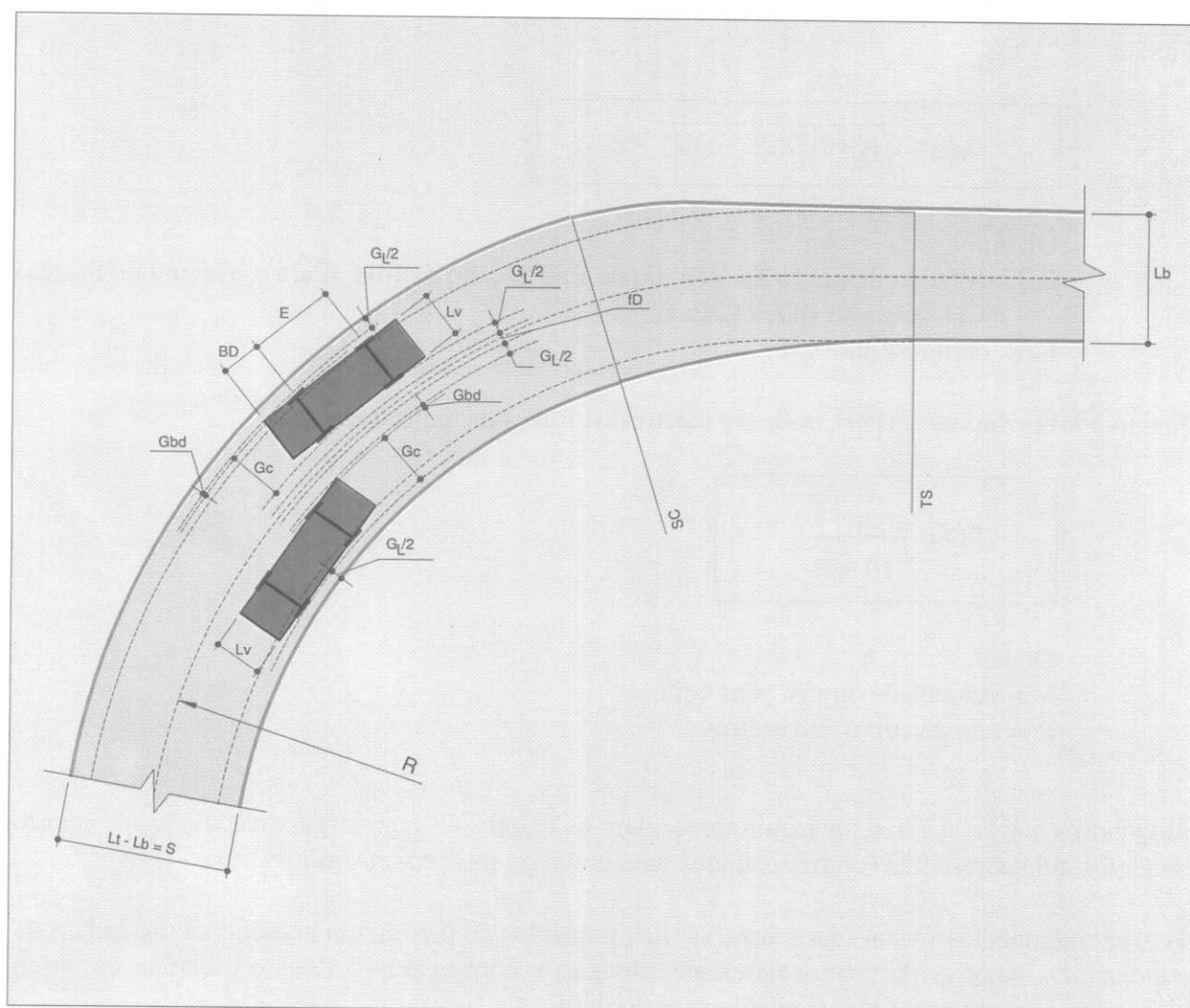


Figura 5.4.4.1 - Elementos intervenientes no cálculo da superlargura

Os valores de G_L a serem adotados são os seguintes, em função da largura da pista de rolamento em tangente L_B :

L_B (m)	6,00/6,40	6,60/6,80	7,00/7,20
G_L (m)	0,60	0,75	0,90

E ainda:

$$G_{BD} = \sqrt{R^2 + BD(2E + BD)} - R$$

Onde:

BD = balanço dianteiro do Veículo de Projeto, em metros. (Para o Veículo de Projeto CO, adota-se BD = 1,20m)

E, R, como acima

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 metros

Os Quadros 5.4.4.1 a 5.4.4.3 a seguir apresentam os valores de superlargura calculados de acordo com a fórmula apresentada e arredondados para emprego nos projetos rodoviários.

Os arredondamentos foram feitos para valores múltiplos de 0,20m, em coerência com ordem de grandeza das larguras de pista usualmente adotadas e com as imprecisões e o caráter empírico dos fatores intervenientes no cálculo da superlargura.

Os quadros foram elaborados para as larguras de pista de 6,60m e 7,20m* e considerando os Veículos de Projeto CO e SR, situações estas as mais usuais. Os valores foram calculados para as velocidades diretrizes entre 30 km/h e 100 km/h e para todos os raios múltiplos de 5m compreendidos entre o raio mínimo e o raio limite prático para a adoção de superlargura.

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 ao bordo ou centro do veículo considerado.

* Essas larguras são consideradas representativas, respectivamente, das pistas com larguras de 6,60/6,80m e 7,00/7,20m.

Quadro 5.4.4.1 - Valores de Superlargura para Projeto (m)
Pista de 2 Faixas - Largura = 7,20m

Veículo de Projeto = CO

$\frac{R}{V}$	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	125	130
30	2,20	1,80	1,60	1,40	1,20	1,20	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40	0,40 *
40					1,40	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
50										1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
60																	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60

$\frac{R}{V}$	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195	200	205	210	215	220	225	230	235	240
40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	*					0,40	*									
50	0,60	0,60	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	*			
60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
70			0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60								0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
80																						

$\frac{R}{V}$	245	250	255	260	265	270	275	280	285	290	295	300	305	310	315	320	325	A	360	365	A	420
70	0,40	0,40	0,40	0,40	*																	
80	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	*	0,40	0,40	0,40		*		
90	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40 *
≥ 100															0,60	0,60	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40 *

* Superlargura dispensável

Quadro 5.4.4.2 - Valores de Superlargura para Projeto (m)
Pista de 2 Faixas - Largura = 6,60m

Veículo de Projeto = CO

R V	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	125	130
30	2,60	2,20	2,00	1,80	1,60	1,40	1,40	1,20	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
40					1,80	1,60	1,40	1,40	1,20	1,20	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
50										1,40	1,20	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80
60																	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

R V	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195	200	205	210	215	220	225	230	235	240
30	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40
40	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
50	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
60	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60
70	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
80	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80

R V	245	250	255	260	265	270	275	280	285	290	295	300	305	310	315	320	325	330	335	340	345	350
30	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	Sup. Disp.	0,40
40	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,60	0,60
50	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
70	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60

* Superlargura dispensável

Quadro 5.4.4.2 - Valores de Superlargura para Projeto (m) - Continuação
Pista de 2 Faixas - Largura = 6,60m

Veículo de Projeto = CO

$\frac{R}{V}$	355	a	425	430	435	a	515	520	a	550	555	a	620	625	a	680	685	a	840	845	a	1000
40	0,40	0,40	0,40	0,40 *	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40												
50	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	*					0,40						
60	0,60	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	*					
70	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	*		
80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40

* Superlargura dispensável

Quadro 5.4.4.3 - Valores de Superlargura para Projeto (m)
Pista de 2 Faixas - Largura = 7,20m

Veículo de Projeto = SR**

R \ V	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	125	130
30	5,00	4,00	3,60	3,00	2,80	2,40	2,20	2,00	2,00	1,80	1,60	1,60	1,40	1,40	1,20	1,20	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00
40					3,00	2,60	2,40	2,20	2,00	1,80	1,80	1,60	1,60	1,40	1,40	1,40	1,20	1,20	1,20	1,20	1,00	1,00
50										2,00	1,80	1,80	1,60	1,60	1,60	1,40	1,40	1,40	1,20	1,20	1,20	1,20
60																	1,40	1,40	1,40	1,20	1,20	1,20

R \ V	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195	200	205	210	215	220	225	230	235	240
30	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40
40	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
60	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60
70			1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
80					1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80

** Adotada uma distância entre eixos fictícios de 10,00m e um balanço dianteiro de 1,20m

Quadro 5.4.4.3 - Valores de Superlargura para Projeto (m)
Pista de 2 Faixas - Largura = 7,20m

Veículo de Projeto = SR**

R V	245	250	255	260	265	270	275	280	285	290	295	300	305	310	315	320	325	330	335	340	345	350
30	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	*	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	*	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	*	
40	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,60	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
50	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
70	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
90	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,80
100														0,60	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60

R V	355	a	380	385	a	430	435	a	480	a	540	545	a	600
60	0,40	0,40	0,40	*	0,40	0,40	*	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
70	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	*	0,40	*	0,40	0,40
80	0,60	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
90	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
≥ 100	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40

* Superlargura dispensável

** Adotada uma distância entre eixos fictícia de 10,00m e um balanço dianteiro de 1,20m

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. Os valores recomendados constam do Quadro 5.4.4.4.

No caso de pistas de duas faixas dotadas de faixas auxiliar (3ª faixa ascendente, faixas de aceleração, desaceleração, conversão, entrelaçamento), é dispensável considerar essa faixa no cômputo da superlargura, especialmente quando margeada por acostamento ou faixa de segurança pavimentada.

Quadro 5.4.4.4 – Valores de superlargura para pistas de 3 e 4 faixas em função dos valores básicos para pistas de 2 faixas (m)

Valores básicos Pistas de 2 Faixas	3,00	2,80	2,60	2,40	2,20	2,00	1,80	1,60	1,40	1,20	1,00	0,80	0,60	0,40
Valores derivados Pistas de 3 Faixas	3,80	3,60	3,20	3,00	2,80	2,60	2,20	2,00	1,80	1,60	1,20	1,00	0,80	0,60
Valores derivados Pistas de 4 Faixas	4,60	4,20	4,00	3,60	3,40	3,00	2,80	2,40	2,20	1,80	1,60	1,20	1,00	0,60

5.4.4.2 Implantação da superlargura

5.4.4.2.1 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 5.4.4.2)

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), deverá ser aproveitada sempre que possível a gradual passagem de tangente para curva circular para também introduzir a superlargura, cujo valor total será mantido ao longo do trecho circular. Neste caso, será 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 5.4.4.3)

Em alguns casos, convirá alargar a pista para um só lado, desejavelmente correspondendo ao lado interno da curva. Esses casos sucederão condicionados por problemas executivos ou de aproveitamento da faixa da 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 deverá ser disposta no centro da pista alargada e não coincidente com o eixo do projeto. Consideração análoga, igualmente por motivos de condução ótica, deverá ser desejavelmente aplicada à junta longitudinal de construção do pavimento.

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, freqüentemente dotadas de canteiro central.

Em ambos os casos, em linhas gerais, valem os princípios enunciados anteriormente. A superlargura total será distribuída pelas faixas de rolamento em proporções iguais. Sinalização horizontal e juntas de construção do pavimento deverão coincidir com os limites entre as faixas de rolamento.

No caso de pistas de mão única separadas por canteiro central (Figura 5.4.4.4), usualmente este terá 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 será assimétrico, para o lado oposto ao canteiro central.

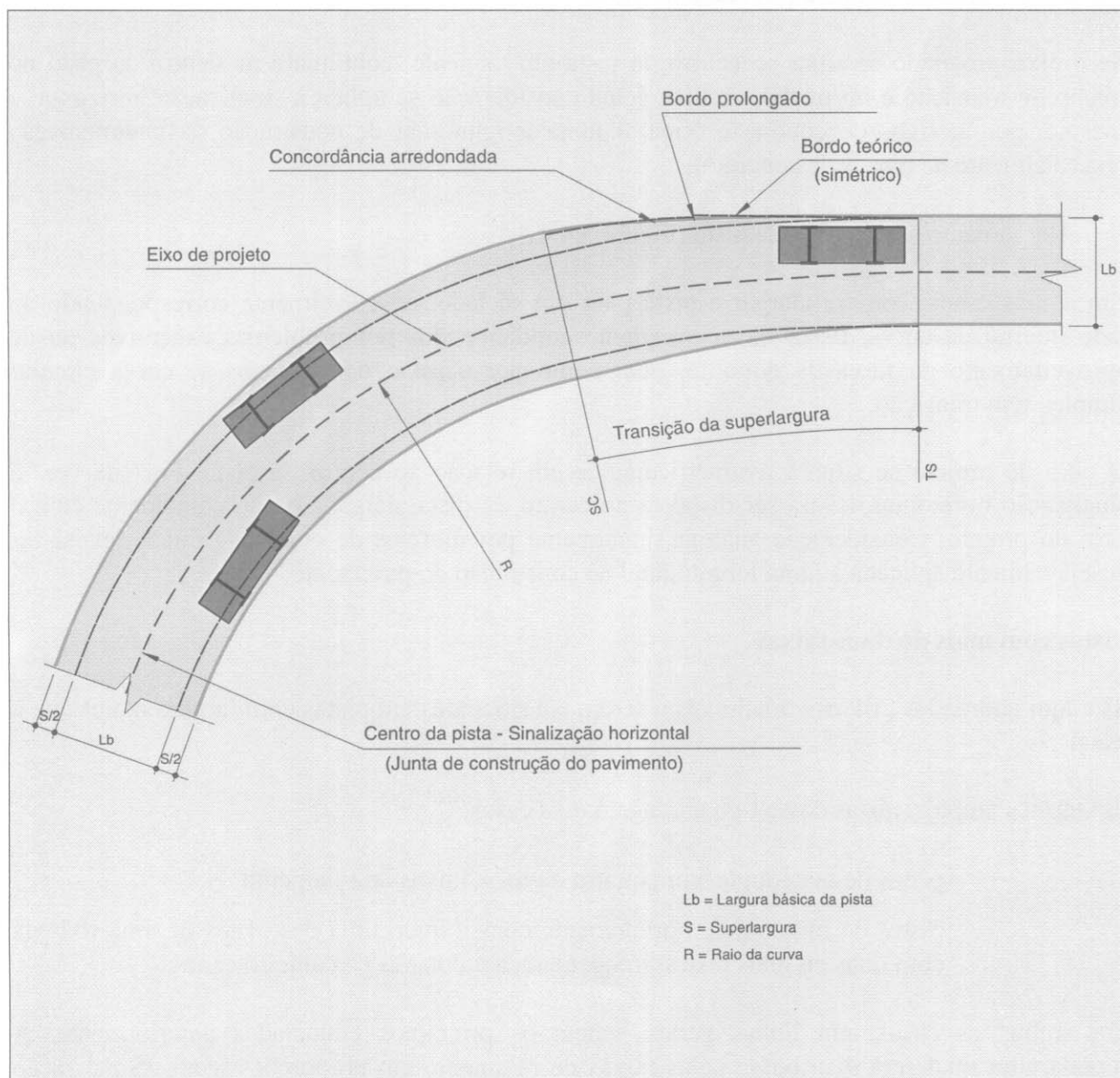


Figura 5.4.4.2 - Exemplo de superlargura obtida por alargamento simétrico da pista

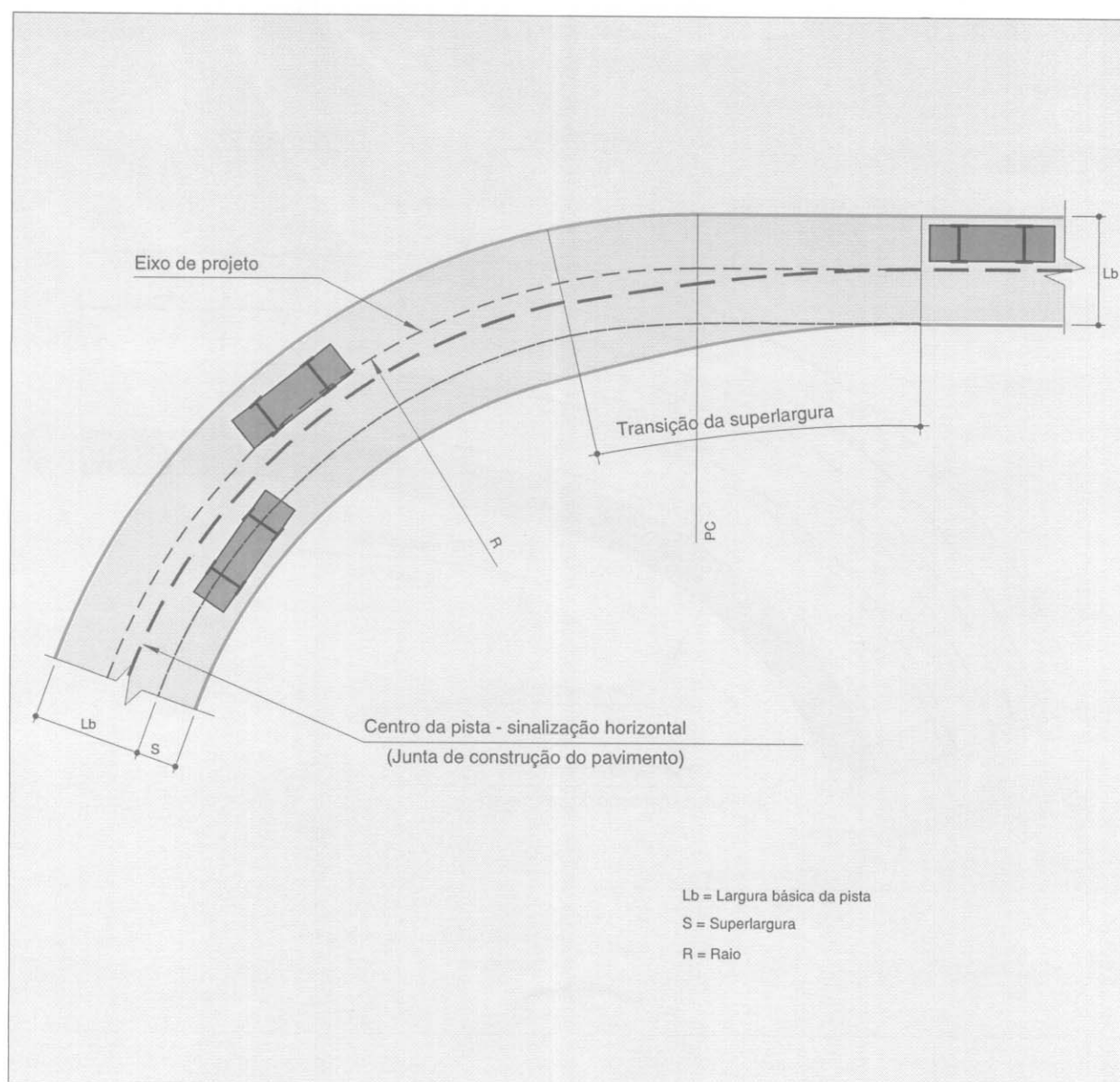


Figura 5.4.4.3 - Exemplo de superlargura obtida por alargamento assimétrico da pista

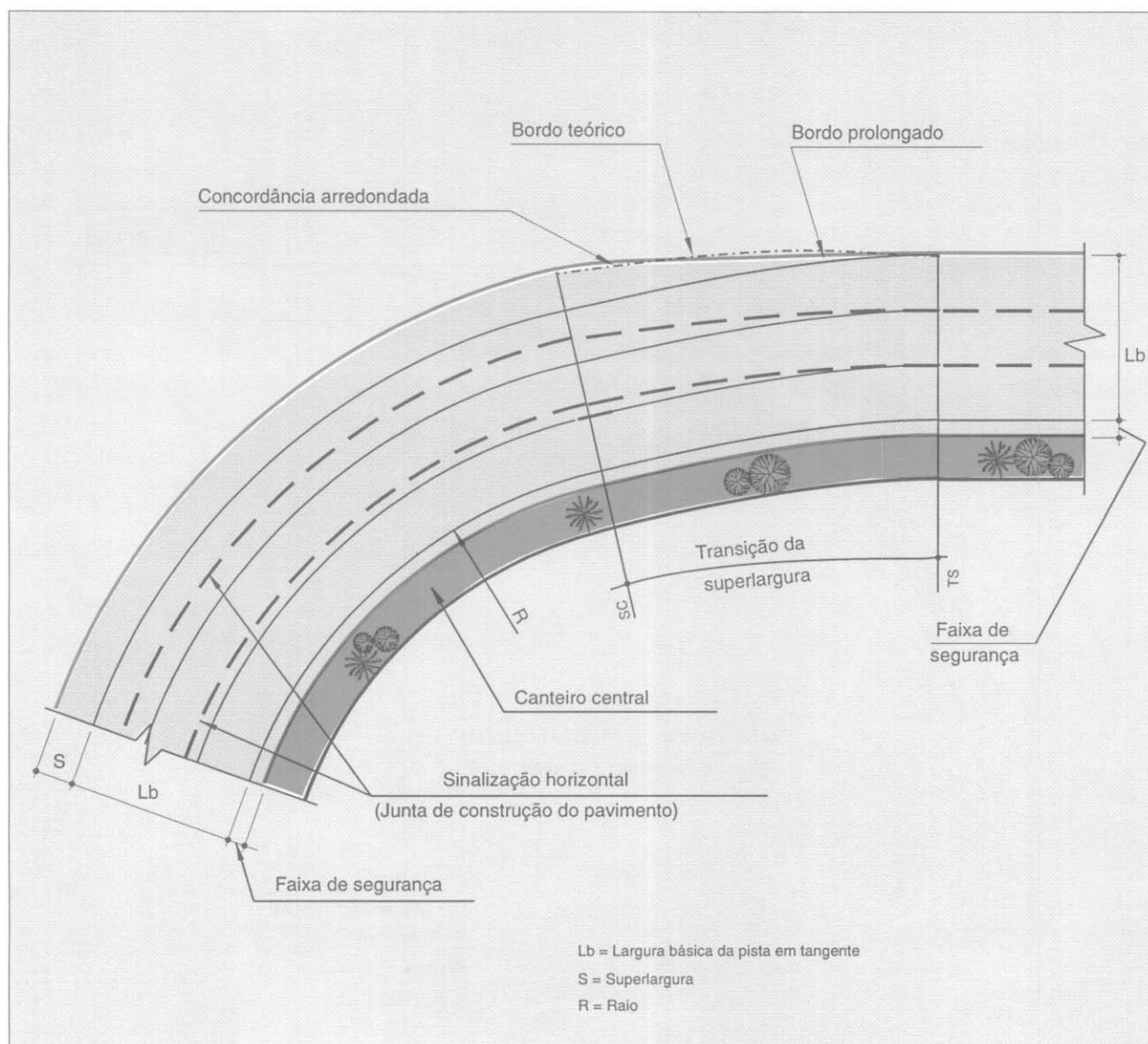


Figura 5.4.4.4 - Exemplo de superlargura obtida por alargamento assimétrico da pista (pista com canteiro central)

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 deverão 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.

5.4.4.2.2 Transição da superlargura

Em complemento aos processos descritos para implantação da superlargura cabem algumas observações de caráter geral.

No caso geral de curvas circulares dotadas de transição, o alargamento será 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 se adotará variação linear.

Por motivos de aparência visual, bem como por constituir uma trajetória anti-natural, é desejável evitar-se um alinhamento sinuoso (reverso) para o bordo da pista do lado externo da curva no trecho inicial da curva de transição quando do alargamento simétrico da pista. Assim, deverá ser prolongado o alinhamento tangente desse bordo da pista, até o ponto onde intercepta o alinhamento simétrico (em relação ao bordo do lado interno) primitivamente obtido para o bordo, em decorrência do simples crescimento linear da largura da pista. A conseqüente 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.

No caso de curvas circulares simples, embora tratando-se 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 obedecerá 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, poderá 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 dos bordos da pistas nos pontos de início e término do alargamento, introduzindo curvas de arredondamento de extensões não inferiores a 10 metros.

5.4.4.2.3 Aplicação Prática

O processo descrito a seguir poderá ser adotado quando se projeta com alguns dos modernos sistemas de processamento, em que a determinação das curvas de concordância dos bordos é feita com simples toque em pontos da tangente e da curva circular a concordar.

A forma de proceder ao alargamento é indicada na Figura 5.4.4.5. Para o exemplo apresentado a curva tem raio de 25,00m em seu eixo e superlargura de 5,00m, metade para cada lado.

A transição de largura no bordo interno foi feita utilizando uma curva circular com raio de 26,40m. O centro dessa curva de concordância foi obtido traçando uma paralela à distância 26,40m do bordo interno em tangente e traçando um arco de círculo com raio 7,50m a partir do centro C da curva de concordância do eixo da rodovia. Esse valor do raio foi obtido fazendo a diferença entre 26,40m e o raio do bordo interno já submetido à superlargura ($7,50 = 26,40 - 18,90$).

Com centro no ponto D da interseção da paralela traçada com o arco de raio 7,50m traça-se o arco de concordância de raio 26,40m.

A transição de largura do bordo externo foi projetada utilizando uma curva circular com raio de 23,00m. O centro dessa curva foi obtida traçando uma paralela à distância 23,00m do bordo externo em tangente e traçando um arco de círculo com raio de 8,10m a partir do centro C. O valor do raio foi obtido fazendo a diferença entre 23,00m e o raio do bordo externo já com a superlargura ($8,10 = 31,10 - 23,00$).

Com centro no ponto E da interseção da paralela com o arco de raio 8,10m traça-se o arco de concordância de raio 23,00m.

Cabe observar que o alargamento do bordo interno se faz utilizando raio maior que o do eixo da rodovia e o alargamento do bordo externo se faz utilizando raio menor que o do eixo da rodovia.

O comprimento de transição é medido pelo arco $\overline{AB}$ do eixo da rodovia, definido pelas projeções no eixo dos pontos de início e fim do alargamento da pista.

A escolha dos raios das curvas de concordância deve ser feita com o objetivo de obter um comprimento de transição de superlargura o mais próximo possível do comprimento necessário para transição da superelevação.

Na hipótese da concordância do eixo central ser feita com arco de clotóide pode-se adotar o processo ilustrado na Figura 5.4.4.6. Nesse exemplo, uma curva circular de raio 140,00m utiliza uma clotóide de $l_c = 60m$ para concordância com uma tangente. Adotou-se superlargura de 1,00m, metade para cada lado da pista. Os alargamentos foram projetados com arcos de clotóide, proporcionando perfeita concordância para os veículos e adequada variação de largura. Considera-se por medida de simplicidade que o comprimento da transição é o adotado para o eixo, no caso, 60m.

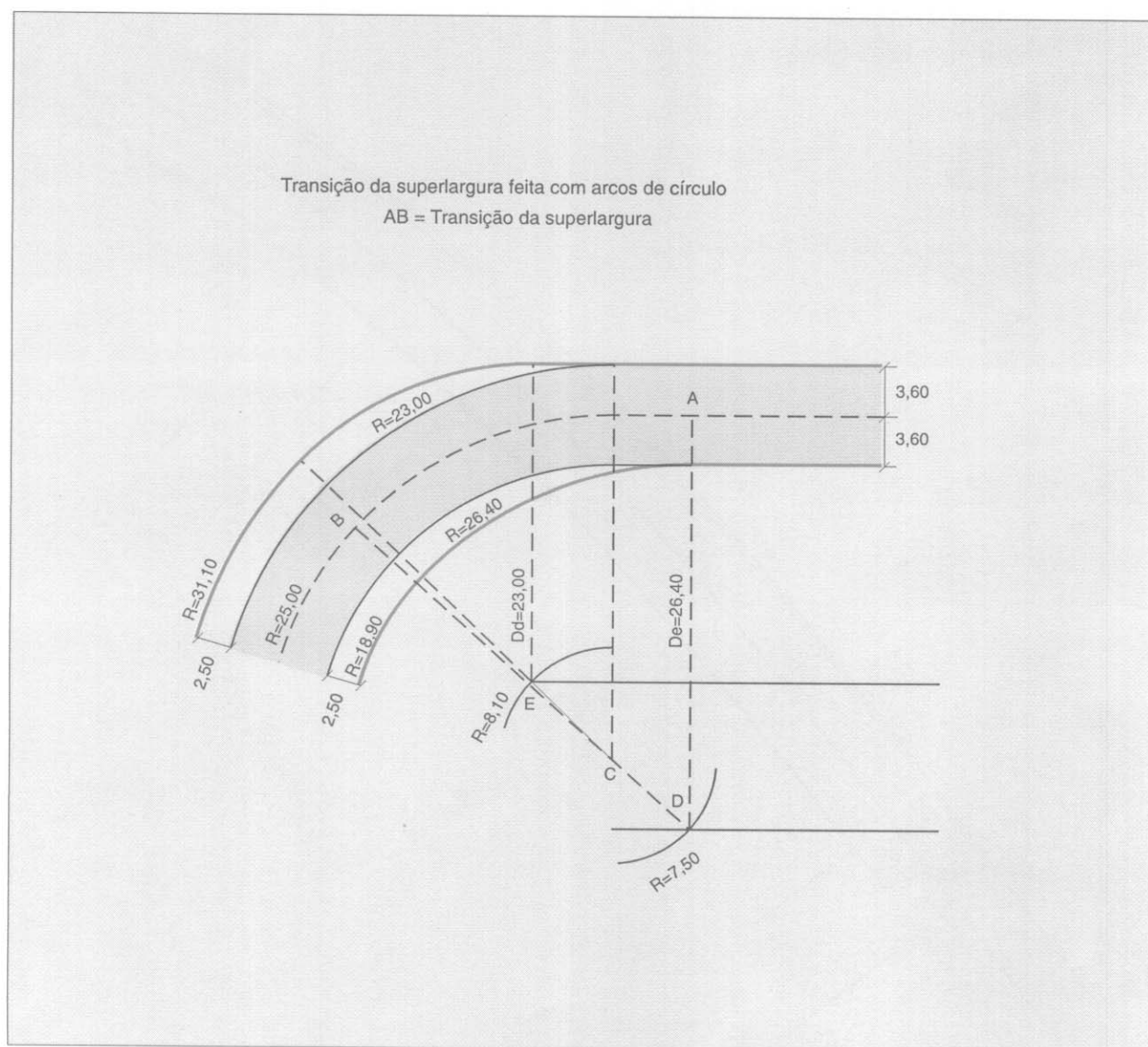


Figura 5.4.4.5 - Superlargura executada através de arcos de círculo

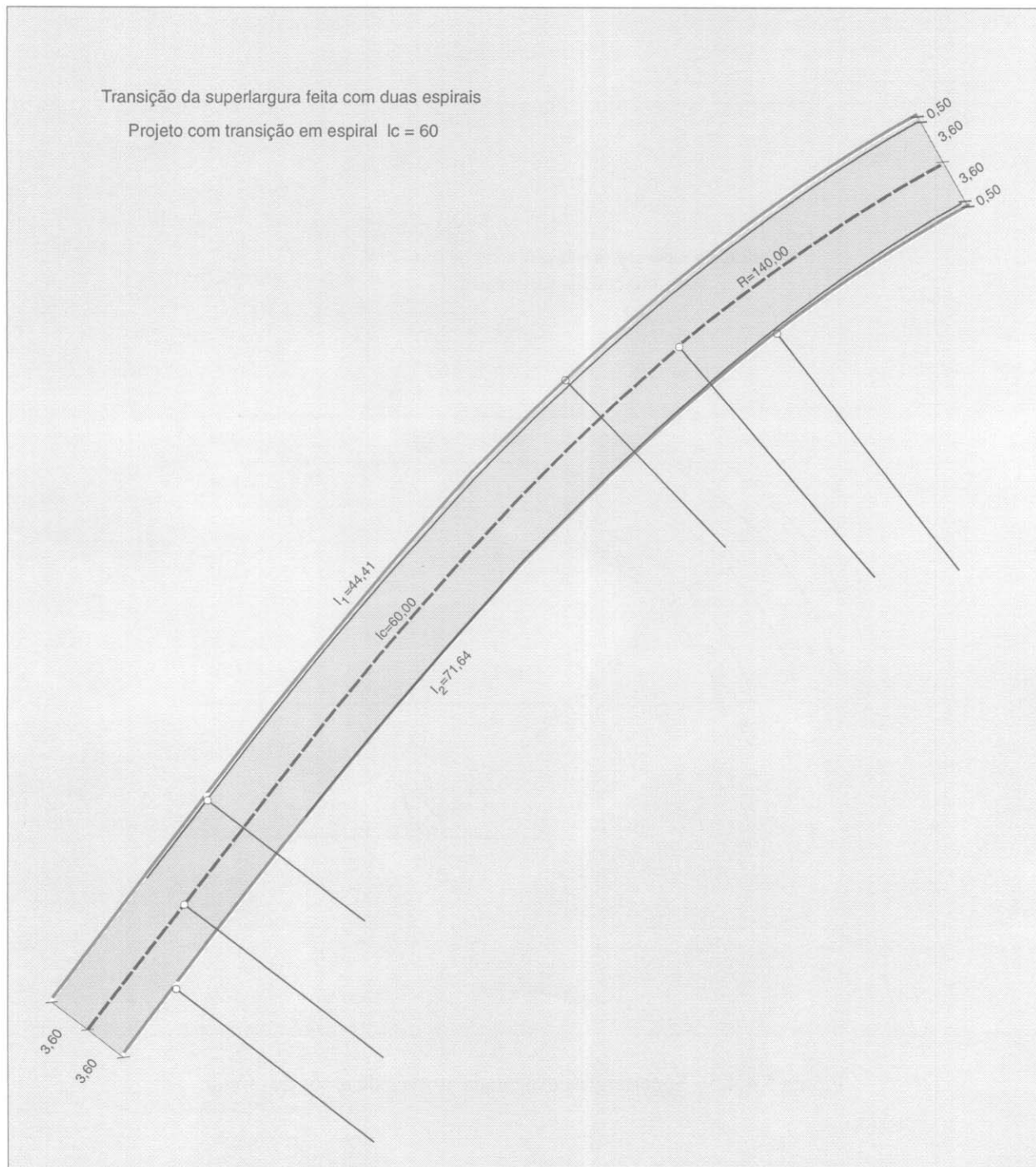


Figura 5.4.4.6 - Superlargura executada através de curvas espirais

5.4.5 Superelevação

Conforme foi observado na determinação dos raios mínimos de curvatura horizontal, as rodovias apresentam nas curvas seções inclinadas em relação ao plano horizontal com o propósito de contrabalançar o efeito da aceleração centrífuga. Dá-se o nome de superelevação em um ponto da curva ao valor da tangente do ângulo formado pela reta de maior declive da seção com o plano horizontal. Usualmente a superelevação é expressa em percentagem.

Os principais critérios básicos a serem fixados quanto à superelevação compreendem:

- Variação da seção da pista na implantação da superelevação
- Posição do eixo de rotação;
- Necessidade de superelevação;
- Valores mínimos e máximos a considerar;
- Valores de superelevação para raios acima dos mínimos;
- Valores de superelevação nas restaurações de rodovias;
- Transição da superelevação;
- Concordância das rampas de superelevação

5.4.5.1 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 forma "abaulada", em que as duas faixas de trânsito são inclinadas em torno do eixo para os bordos, 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, inclinada para o bordo interno da curva no valor da superelevação.

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 5.4.5.1

- Transição em tangente T

Denomina-se de 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 a parte dela, até tornar sua seção horizontal. Por extensão de conceito, mantém-se a designação também nos casos em que a pista tem declividade num único sentido.

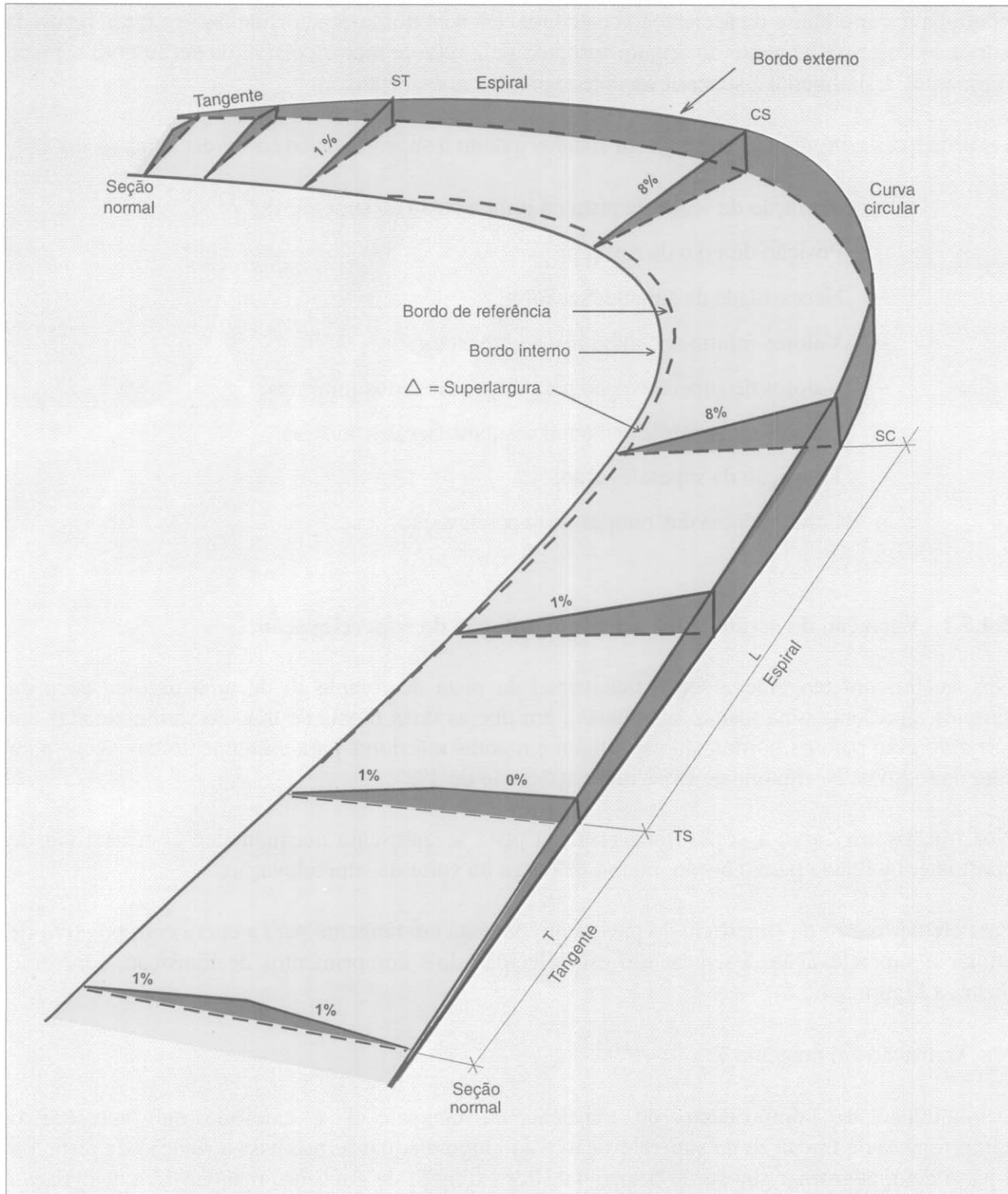


Figura 5.4.5.1 - Variação da seção da pista na implantação da superelevação

– Transição em curva L

Por definição, o comprimento de transição da superelevação L inicia no ponto onde toda, ou parte da pista tem (ou teria) 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 / abaulamento (m)

L = comprimento de transição da superelevação (m)

dt = declividade transversal da pista em tangente (%)

e = superlevação mantida no trecho circular (%)

Para o valor usual dt=2% tem-se:

$$T = \frac{2L}{e}$$

Nos rodovias em pista dupla é comum que nos trechos em tangente as pistas apresentem inclinação constante dt para o bordo externo a partir do bordo interno. 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 nas seções seguintes.

5.4.5.2 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 poderá ser disposto em diversas situações conforme pode ser visualizado na Figura 5.4.5.2 (a, b). A posição a ser escolhida em cada caso decorrerá da consideração conjunto de todos os fatores intervenientes.

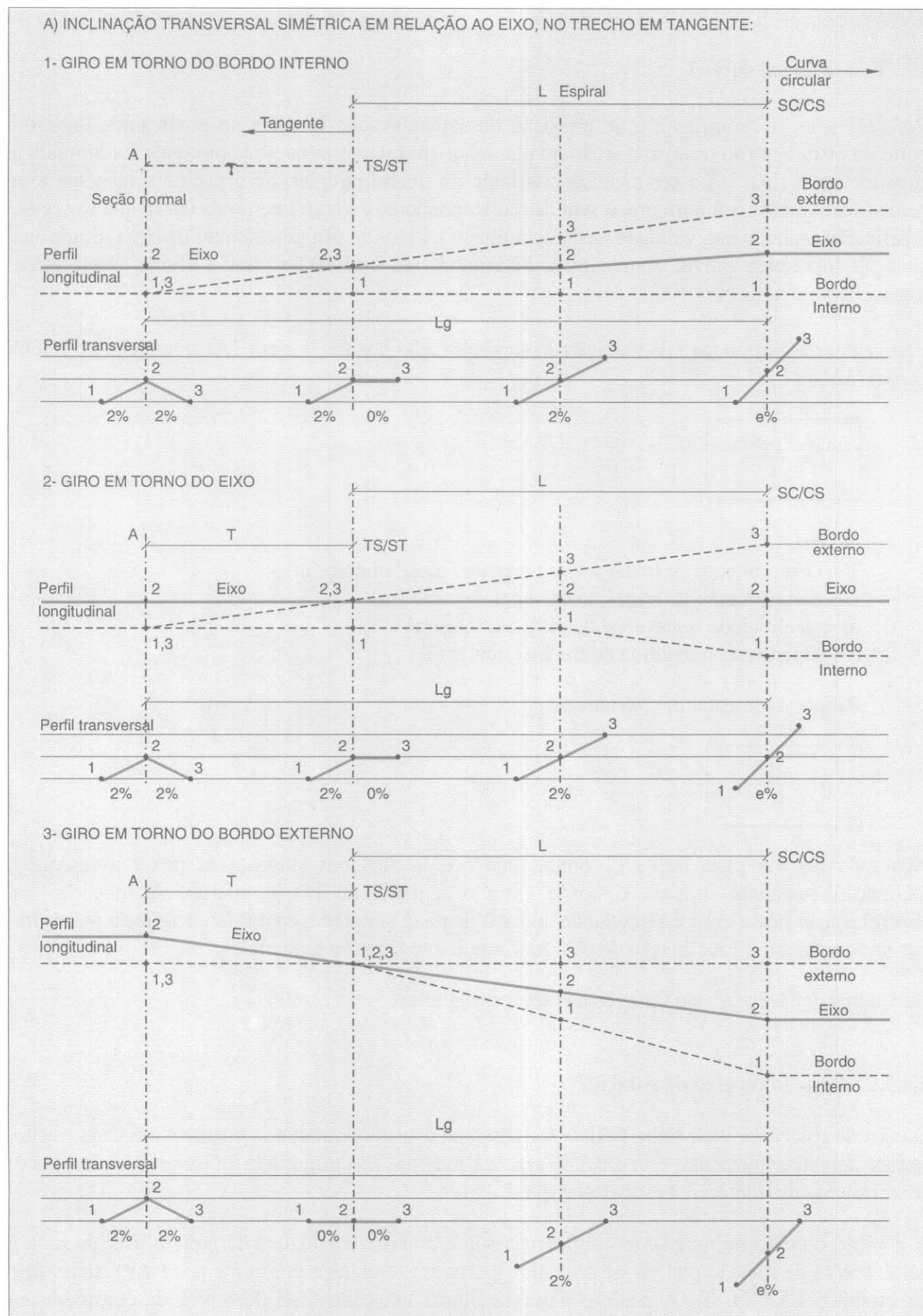
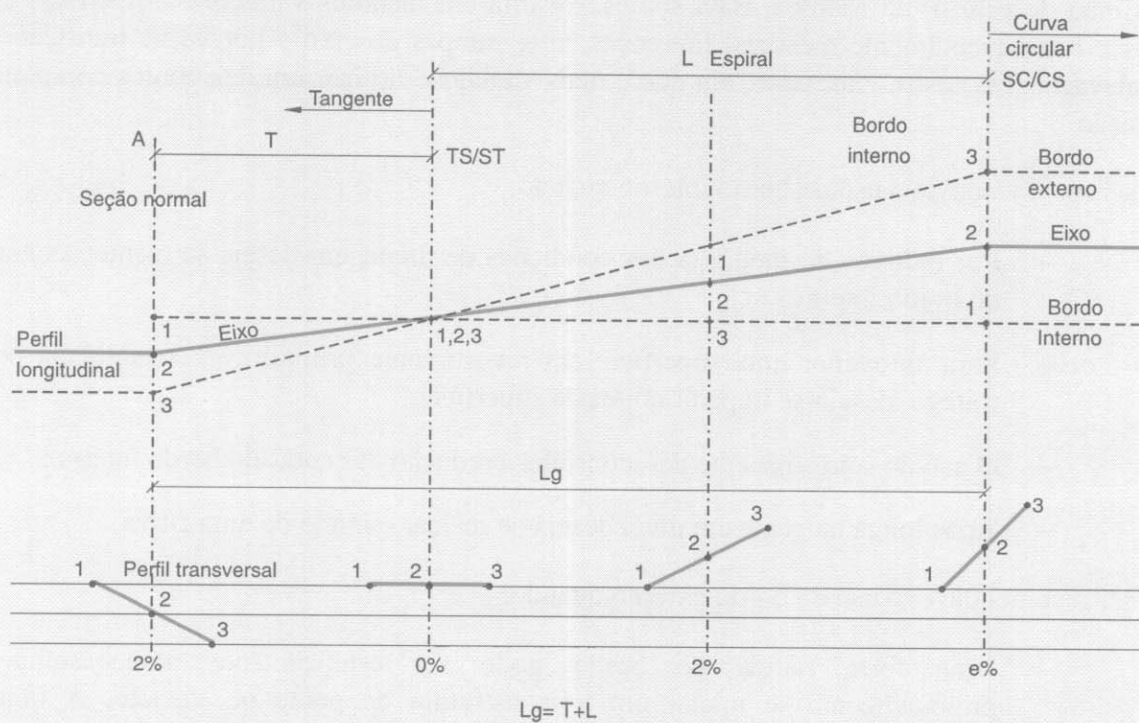


Figura 5.4.5.2a - Métodos de giro de acordo com a posição do eixo de rotação

B) INCLINAÇÃO TRANSVERSAL NUM SÓ SENTIDO, NO TRECHO EM TANGENTE:

1- INCLINAÇÃO TRANSVERSAL CONTRÁRIA À SUPERELEVÇÃO (GIRO EM TORNO DO BORDO INTERNO)



2- INCLINAÇÃO TRANSVERSAL NO SENTIDO DA SUPERELEVAÇÃO (GIRO EM TORNO DO BORDO INTERNO)

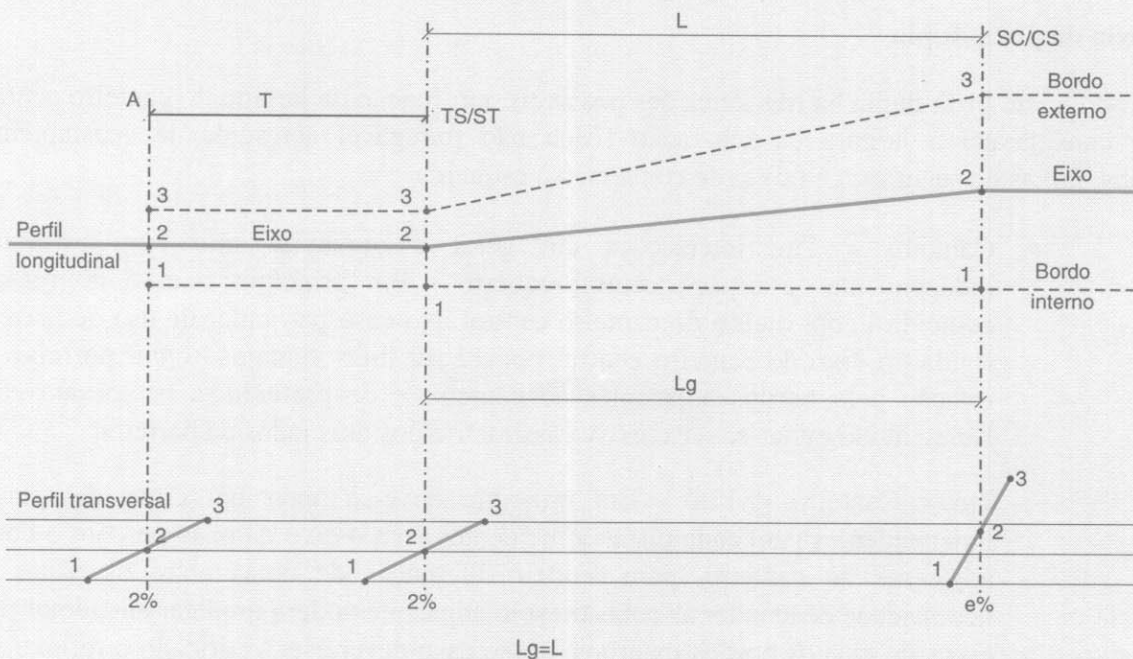


Figura 5.4.5.2b - Métodos de giro de acordo com a posição do eixo de rotação

Rodovia de 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 dos bordos e consequentemente menores diferenças entre rampas do eixo e bordos na transição da superelevação. Há casos, entretanto, em que é mais vantajoso utilizar um dos bordos como eixo de rotação.

Pode ser recomendável o uso do bordo interno quando:

- Por motivos de melhoria das condições de drenagem deseja-se manter as cotas do bordo interno;
- 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 do bordo interno;
- Após longa tangente em nível deseja-se realçar o início de uma curva.

Pode ser recomendável o uso do bordo externo quando:

- Uma forte rampa de bordo pode ser esteticamente desaconselhável, principalmente se iniciar em uma estrutura de ponte ou viaduto. A rampa resultante no bordo interno é menos perceptível para o motorista.
- O uso do solo adjacente desaconselha a elevação das cotas do bordo externo.

Rodovia de 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.

- Canteiro $\leq 7m$, 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 poderá ser mais vantajoso optar por eixo de rotação pelo bordos adjacentes ao canteiro e de preferência na mesma cota. Desse modo evitar-se-á excessiva assimetria dos dois lados da barreira.
- $7m < \text{Canteiro} \leq 12m$ - Em princípio deve-se optar por eixos de rotação independentes para cada pista, coincidentes com o eixo da pista ou com o bordo adjacente ao canteiro, para reduzir diferenças de cotas entre as pistas. A necessidade de atender as cotas do solo adjacente poderá implicar em adotar para eixos de giro os bordos externos; nesse caso deverá ser verificado o reflexo nas cotas dos bordos internos.
- Canteiro $> 12m$ ou canteiros largos com dimensões variáveis – As pistas deverão ser tratadas como pistas independentes.

5.4.5.3 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 já seria muito pequeno, seja por questões de aparência, ou por condições relativas à mudança no sentido de declividade transversal da pista. Para fins práticos é apresentado o Quadro 5.4.5.1.

Quadro 5.4.5.1 - 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, não se justificando tentativas de definição precisa.

5.4.5.4 Valores mínimos e máximos a considerar

Há diversas considerações de ordem técnica e prática que limitam os valores extremos a adotar para a taxa de superelevação nos projetos rodoviários. Serão então indicados os valores mínimo e máximo a empregar.

Valor mínimo de superelevação admissível

Para facilitar a drenagem das águas pluviais a seção transversal dos trechos em tangente apresenta declividade mínima transversal de 2%, considerada adequada para as condições brasileiras em geral. Pela mesma razão se adota esse valor para superelevação mínima, que não deve ser reduzido, a não ser em casos especiais, devidamente justificados. Evidentemente, por considerações de coerência, a declividade mínima de uma pista superelevada será igual à declividade transversal fixada para seção normal em tangente.

Valores máximos de superelevação admissíveis

O valor máximo admissível para a superelevação é condicionado por diversos fatores, 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;
- A velocidade diretriz e a classe de projeto;
- Comprimento de transição da superelevação com viabilidade prática, principalmente nos casos de curvas reversas e pistas com muitas faixas;
- Razões econômica, visando, por exemplo, poupar estruturas existentes e reduzir os custos de construção e manutenção.

A consideração conjunta das condicionantes acima referidas conduz aos valores práticos recomendados para a taxa máxima admissível de superelevação, mencionados a seguir:

- $e_{\max}=12\%$ - A taxa máxima prática admissível para a superelevação de projetos rodoviários é de 12%. Seu emprego deve ser limitado aos casos de melhorias e correção de situações perigosas existentes sem alteração dos raios em planta (por economia ou impossibilidade). Deverá ser verificada a incidência de veículos lentos, já que para esses, o aumento da superelevação será contra-indicada. No caso de projetos novos deve-se procurar aumentar os raios e não a superelevação. Para duplicação com aproveitamento de pista existente sem alterações, cada sentido pode ser atendido separadamente, se necessário.
- $e_{\max}=10\%$ - Próprio para rodovias de padrão elevado, onde as condições topográficas, geométricas e de atrito lateral e os volumes de tráfego favoreçam elevadas velocidades e fluxo ininterrupto. Adotar para rodovias de Classe 0 em geral e Classe I em regiões planas e onduladas.
- $e_{\max}=8\%$ - Em projetos de rodovias de padrão intermediário ou de rodovias de elevado padrão sujeitas a fatores (geralmente topográficos) que reduzam a velocidade média. Adotar para Classe I em região montanhosa e rodovias das demais classes de projeto em geral.
- $e_{\max}=6\%$ - Em projetos condicionados por urbanização adjacente e freqüentes interseções, que provocam redução da velocidade média.
- $e_{\max}=4\%$ - Em situações extremas, com intensa ocupação do solo adjacente e reduzida flexibilidade para variar as declividades transversais da pista, sem vias marginais.

Cabe salientar que a superelevação máxima deverá ser de preferência mantida para um trecho inteiro. O valor adotado servirá de base para a determinação das taxas de superelevação para-raios superiores ao mínimo.

5.4.5.5 Valores de superelevação para raios acima dos mínimos

Para o raio mínimo permitido para uma determinada velocidade diretriz emprega-se a superelevação máxima correspondente. Para raios maiores que o mínimo, a aceleração centrífuga diminui e não há mais a necessidade de manter essa superelevação máxima. A experiência mostrou ser aconselhável a adoção de valores variáveis, decrescentes em função do raio, que dessem ao motorista condições de conforto para os diversos raios adotados em um projeto.

Na pesquisa de uma solução adequada foram formuladas 3 hipóteses:

1ª Hipótese - para raios crescentes a partir do raio mínimo manter a taxa de superelevação fixa até o valor do raio que anule totalmente a aceleração centrífuga, resultando em valor nulo para a força de atrito. A partir desse ponto começaria a ser reduzida a superelevação.

2ª Hipótese - para raios crescentes a partir do raio mínimo manter a força de atrito constante e adotar a superelevação mínima necessária para manter o equilíbrio. Ao ser atingida a superelevação mínima prática (normalmente de 2%) a força de atrito começaria a reduzir com o crescimento do raio.

3ª Hipótese - para raios crescentes a partir do raio mínimo reduzir gradual e simultaneamente a taxa de superelevação e a força de atrito até atingir a taxa mínima de superelevação admissível. Esta 3ª Hipótese revelou-se como a mais adequada do ponto de vista da segurança e conforto dos motoristas e para sua aplicação prática adotou-se a curva de variação expressa pela equação:

$$e = e_{\max} \left(\frac{2R_{\min}}{R} - \frac{R_{\min}^2}{R^2} \right)$$

Onde:

e = taxa de superelevação a adotar (m/m)

$e_{\max}$ = taxa máxima de superelevação adotada (m/m)

R = raio da curva (m)

$R_{\min}$ = raio mínimo para a taxa máxima de superelevação adotada para a velocidade diretriz em questão (m)

Para valores máximos de superelevação variando de 4% a 12% foram preparados os gráficos constantes das Figuras 5.4.5.3 a 5.4.5.7, que permitem a leitura direta dos valores de superelevação com precisão de décimo por cento.

Foi adotado o valor de 2% como taxa mínima de superelevação admissível, para limitar inferiormente os gráficos, já que normalmente não se utilizam valores menores em rodovias rurais.

Cabe ainda observar que esses valores devem ser aplicados em projetos novos.

5.4.5.6 Valores de superelevação nas restaurações de rodovias

Para restauração de rodovias existentes tem-se que verificar em cada caso a situação real, já que pode se tornar inviável economicamente alterar as superelevações existentes.

Normalmente verifica-se em cada caso a obediência à superelevação mínima exigida pela segurança, empregando a seguinte expressão geral:

$$e \geq \frac{V^2}{127R} - f_{\max}$$

Onde:

e = superelevação indispensável (m/m)

V = velocidade predominante de operação efetivamente ocorrente no trecho (km/h)

R = raio da curva (m)

$f_{\max}$ = máximo coeficiente de atrito transversal admissível. (Quadro 5.4.3.1)

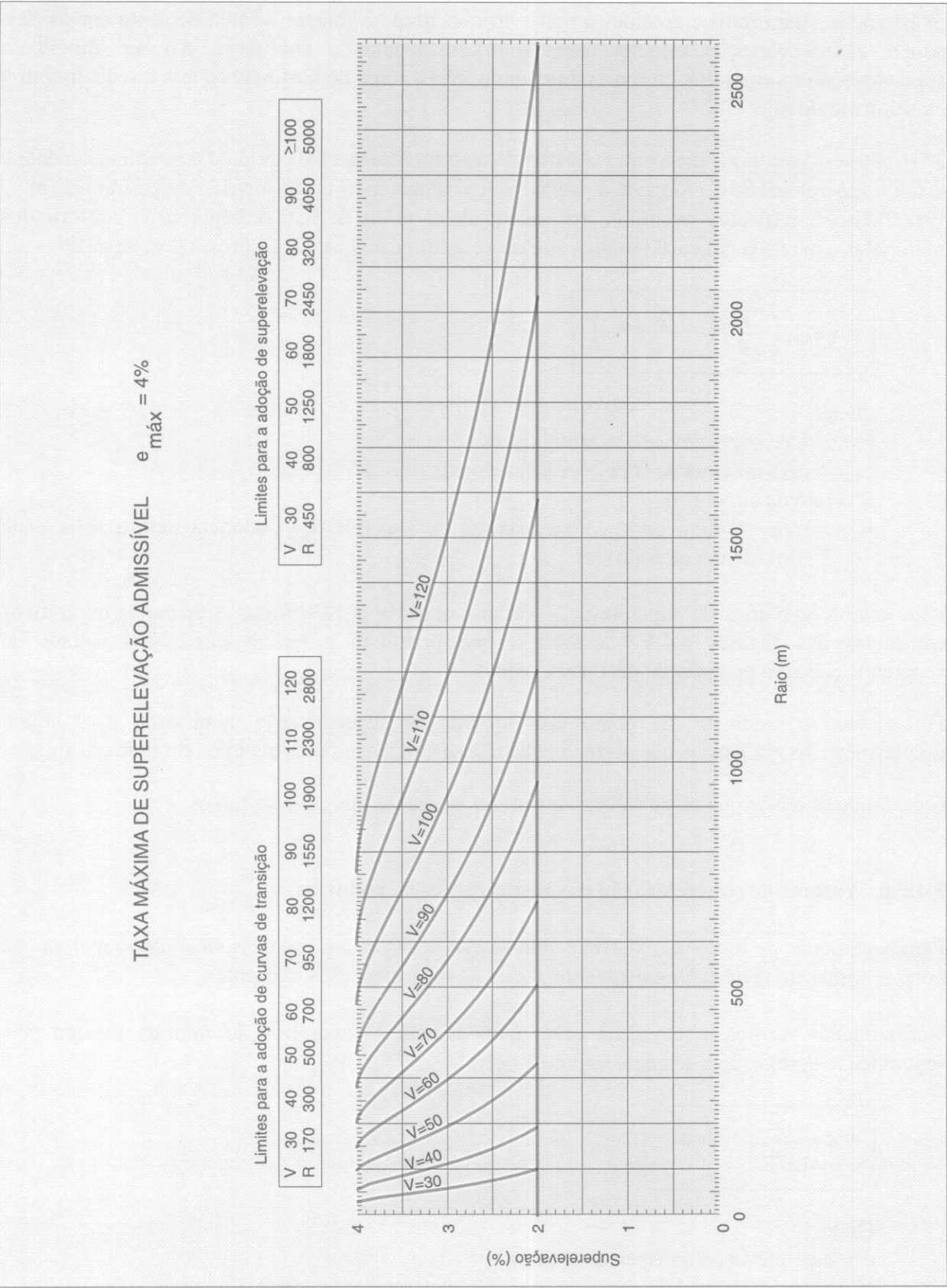


Figura 5.4.5.3 - Gráfico de superelevação ($e_{\text{máx}} = 4\%$)

TAXA MÁXIMA DE SUPERELEVAÇÃO ADMISSÍVEL $e_{\text{máx}} = 6\%$

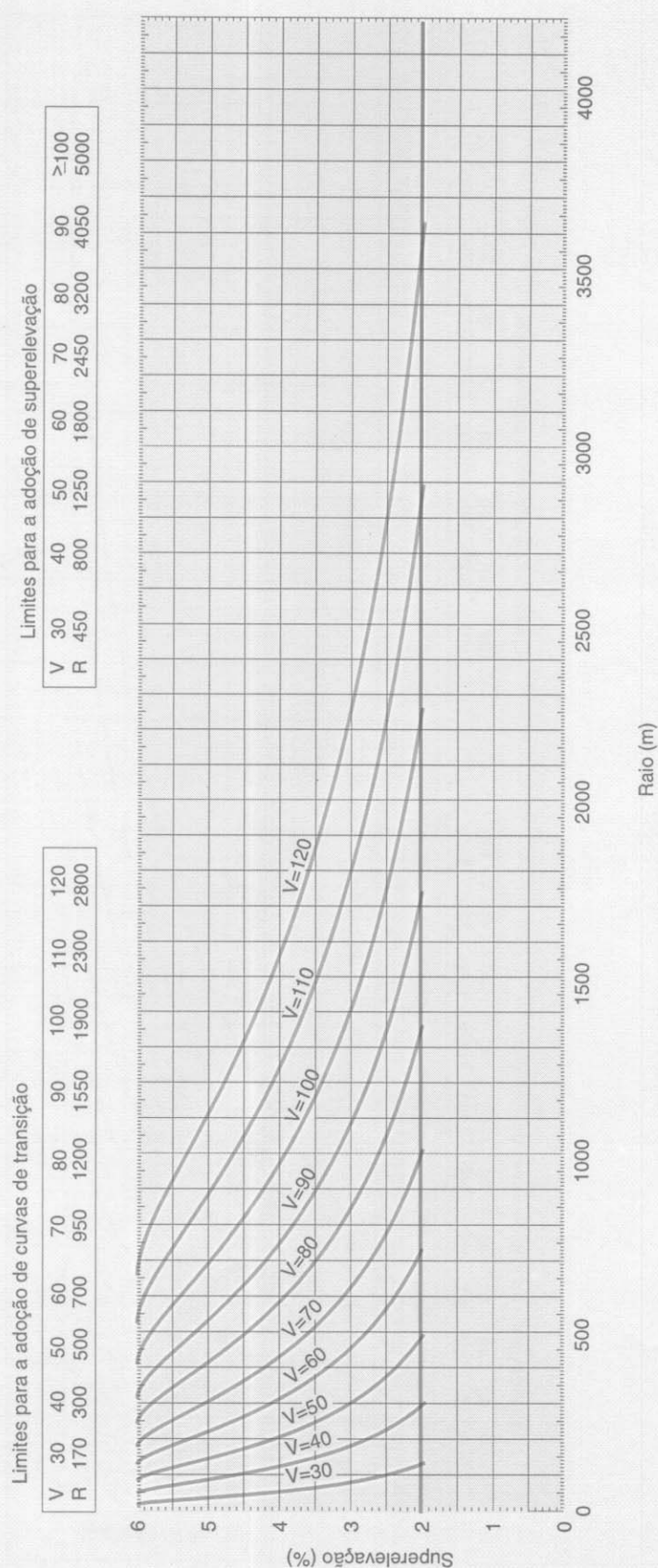


Figura 5.4.5.4 - Gráfico de superelevação ($e_{\text{máx}} = 6\%$)

TAXA MÁXIMA DE SUPERELEVAÇÃO ADMISSÍVEL $e_{\text{máx}} = 8\%$

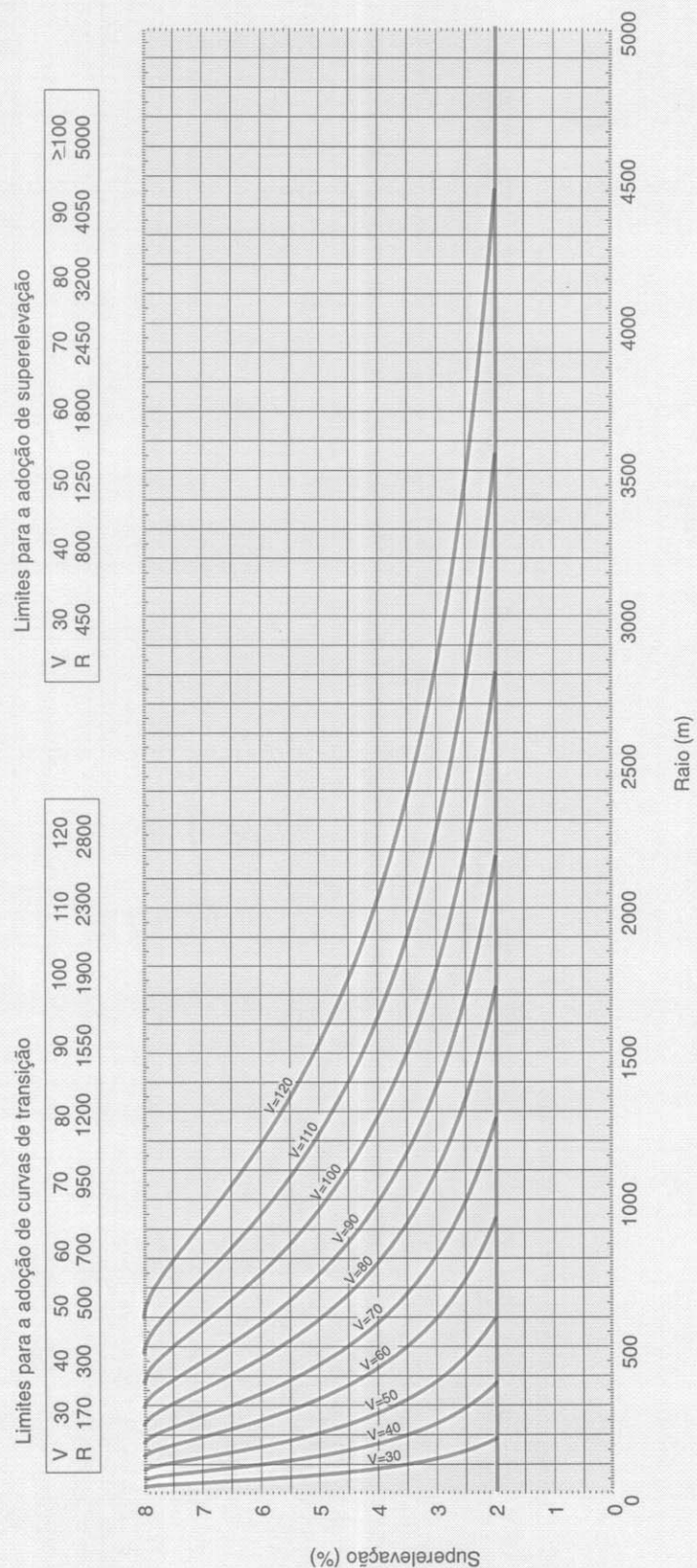


Figura 5.4.5.5 - Gráfico de superelevação ($e_{\text{máx}} = 8\%$)

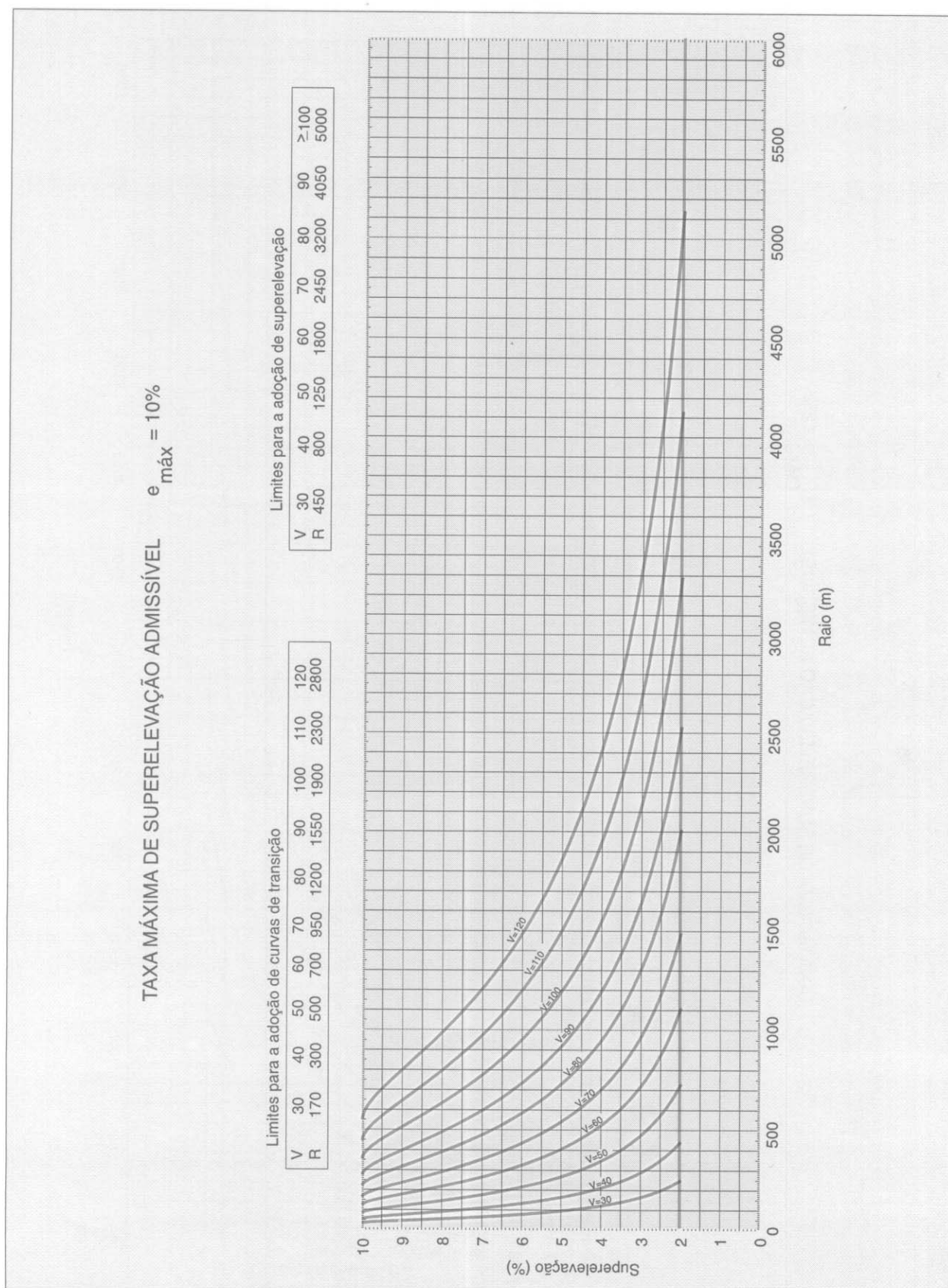


Figura 5.4.5.6 - Gráfico de superelevação ($e_{\text{máx}} = 10\%$)

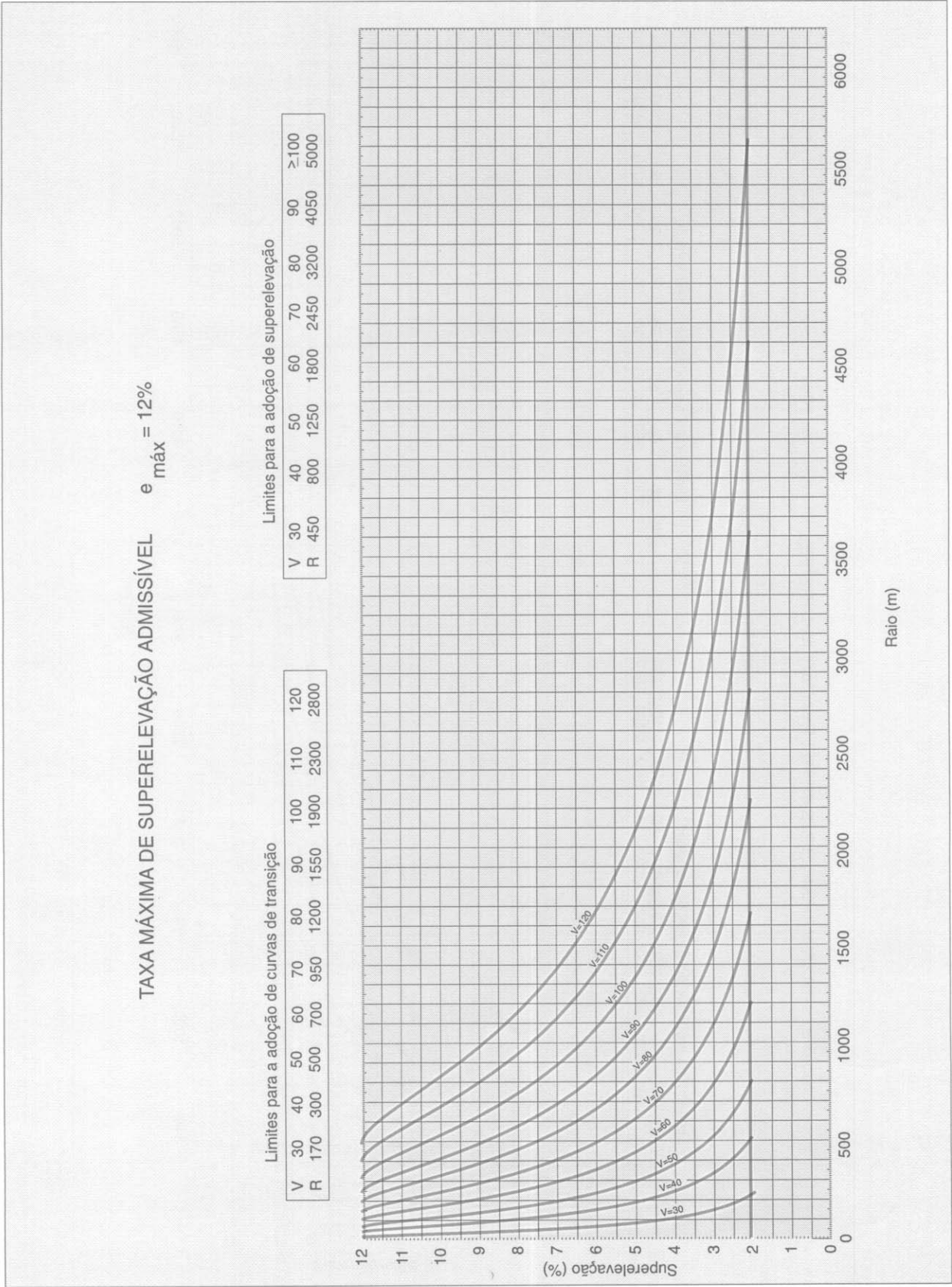


Figura 5.4.5.7 - Gráfico de superelevação ($e_{\text{máx}} = 12\%$)

5.4.5.7 Transição da superelevação

5.4.5.7.1 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.

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 (recuo) entre circunferência e tangente (ΔR ou p) seja superior a 0.30m;
- 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 rodoviários 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 do Quadro 5.4.5.2 a seguir.

Quadro 5.4.5.2 - Valores dos raios acima dos quais podem ser dispensadas curvas de transição

V(km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
R(m)	170	300	500	700	950	1200	1550	1900	2300	2800

Para rodovias do mais elevado gabarito, com altos padrões de projeto, deverão ser adotados limites superiores, bem como maiores comprimentos para as clotóides.

5.4.5.7.2 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. Consequentemente, 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 deverá ser inferior ao comprimento de transição da superelevação $L_{\min}$, determinado de acordo com os critérios a seguir. Em princípio o valor a ser adotado deverá 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 $L_{\min}$. Deverá 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 ou solavanco transversal 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 os bordos da pista. Adota-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 do Quadro 5.4.5.3.

Quadro 5.4.5.3 - Comprimentos mínimos absolutos de L

V (km/h)	40	50	60	70	80	90	100	110	120
L (m)	30	30	30	40	40	50	60	60	70

Critério da fluência ótica - No caso de concordância entre tangentes e curvas com raios grandes, da ordem de 800 e 1000 metros, para destacar a transição de alinhamento recomenda-se que o comprimento da transição atenda a condição complementar:

$$L_{\min} > \frac{R}{9}$$

Onde:

$L_{\min}$ = comprimento da transição da superelevação (m)

R = raio da curva circular (m)

Os comprimentos $L_{\min}$ calculados pelos três critérios expostos são apresentados na Figura 5.4.5.8.

Critério da máxima rampa de superelevação admissível - A diferença de greides entre o eixo da pista e o bordo mais afetado pela superelevação (rampa de superelevação) não deve ultrapassar os valores constantes do Quadro 5.4.5.4 para garantir valores confortáveis e seguros para a velocidade de giro do veículo em torno do eixo de rotação.

Quadro 5.4.5.4 - Rampas de superelevação admissíveis para pistas de 2 faixas com eixo de rotação no centro

V (km/h)	40	50	60	70	80	90	≥100
r (%)	0,73 (1:137)	0,65 (1:154)	0,59 (1:169)	0,54 (1:185)	0,50 (1:200)	0,47 (1:213)	0,43 (1:233)

Nos casos em que a distância entre o bordo 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 no bordo, 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 seguinte critério, válido para qualquer situação relativa entre bordo e eixo de rotação (Quadro 5.4.5.5)

Quadro 5.4.5.5 - Fatores de majoração do comprimento de transição para o caso do eixo de rotação fora do centro

Distância entre bordo da pista e eixo de rotação	Fator de majoração	
	Comprimento de transição	Rampas de superelevação
Dobro de uma faixa	1,50	1,33
Tripla de uma faixa	2,00	1,50
Quádrupla de uma faixa	2,50	1,60

A fórmula geral para o cálculo do comprimento mínimo de transição da superelevação por esse critério é:

$$L_{\min} = \frac{d + l}{2r} \cdot e$$

Onde:

$L_{\min}$ = comprimento mínimo de transição da superelevação (m)

d = distância do eixo de rotação ao bordo mais afastado da pista de rolamento (m)

l = largura de uma faixa de rolamento (m)

r = rampa básica de superelevação admissível em pistas simples com eixo de rotação no centro da pista

e = taxa de superelevação na curva circular (%)

Para os casos de faixas de rolamento de 3,60 m e 3,30 m são apresentados os gráficos das Figuras 5.4.5.9 e 5.4.5.10.

Comprimento máximo

O valor máximo do comprimento de transição da superelevação é condicionado por dois critérios.

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' (Sc).

$$L_{\max} = R$$

Onde:

$L_{\max}$ = valor máximo do comprimento da clotóide (m)

R = raio da curva circular (m)

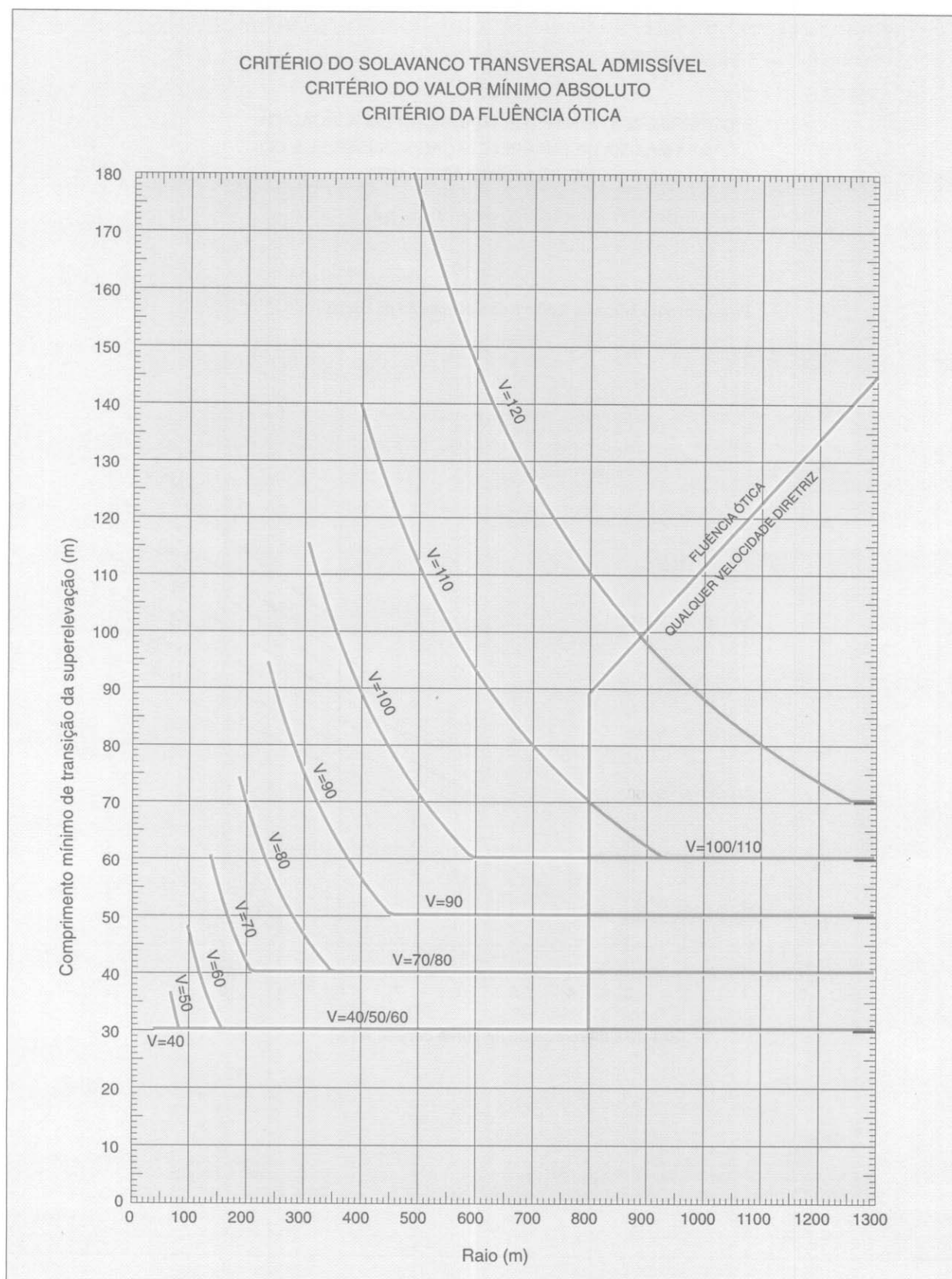


Figura 5.4.5.8 - Comprimento mínimo de transição da superelevação

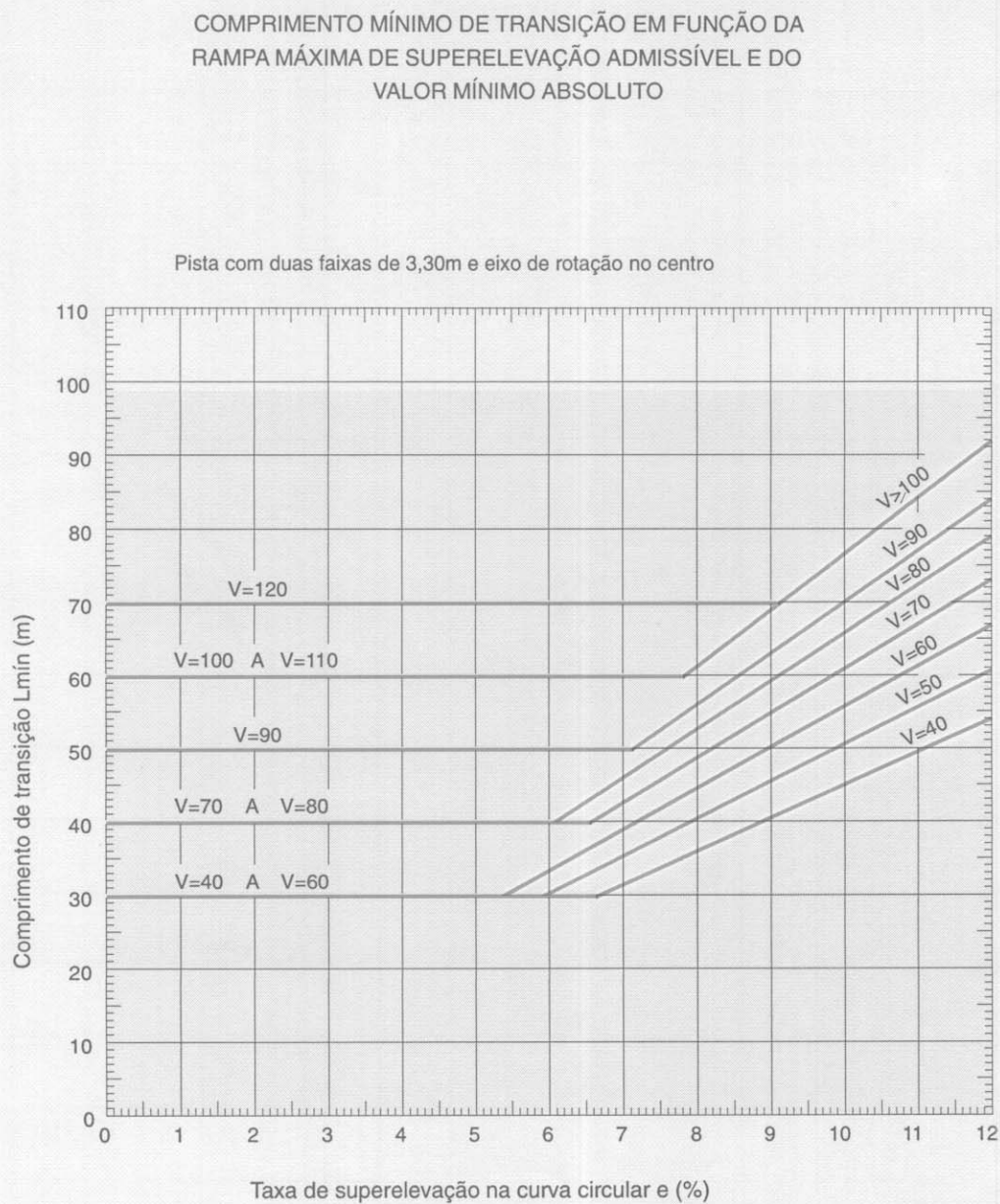


Figura 5.4.5.9 - Comprimento mínimo de transição da superelevação
(Critério rampa máxima e valor mínimo absoluto - faixas de 3,30m)

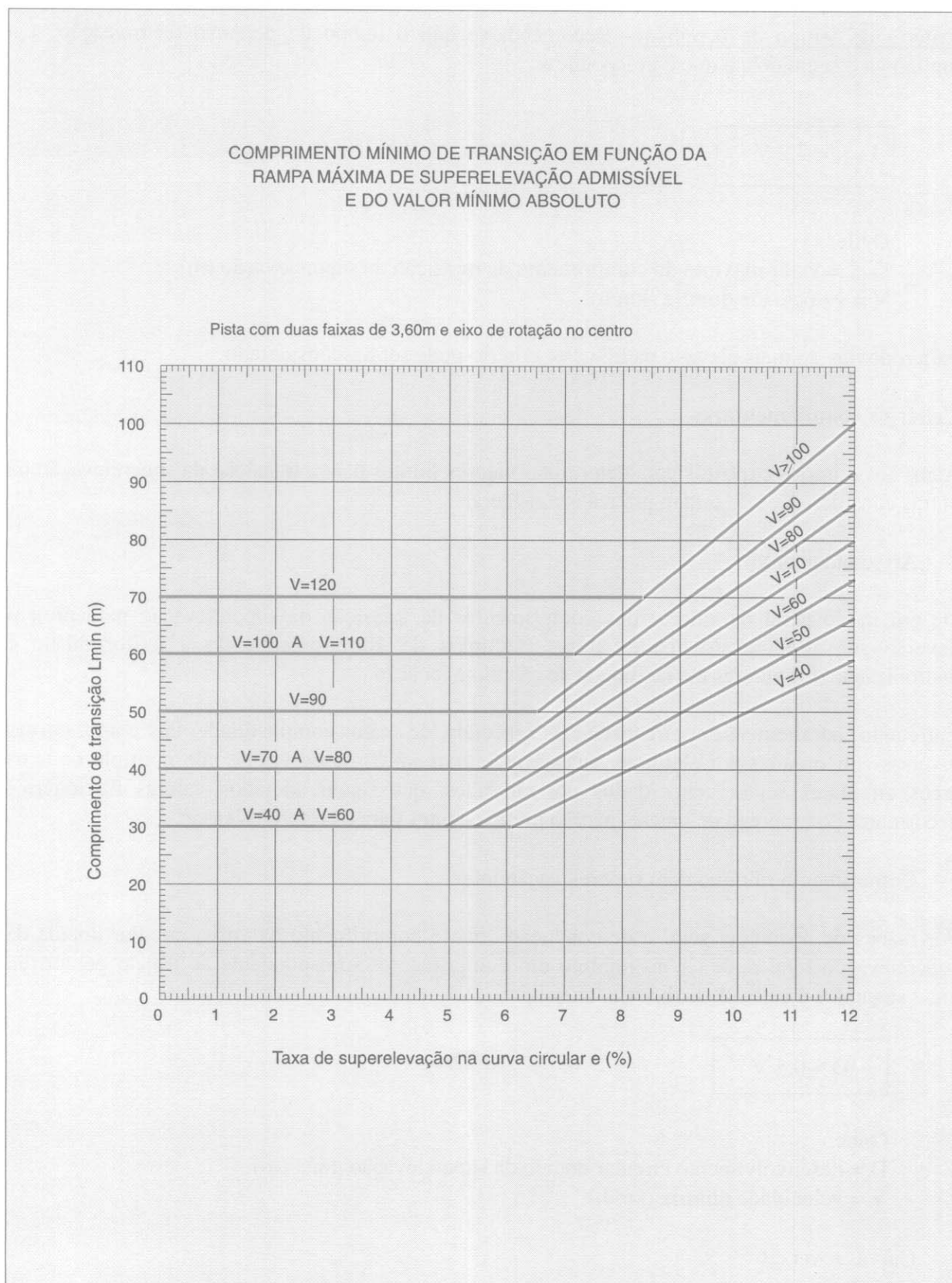


Figura 5.4.5.10 - Comprimento mínimo de transição da superelevação
(Critério rampa máxima e valor mínimo absoluto - faixas de 3,60m)

Critério do tempo de percurso - Recomenda-se que o tempo de percurso da transição seja limitado a 8 segundos, o que corresponde a:

$$L_{\max} = 2,2 V$$

Onde:

$L_{\max}$ = valor máximo do comprimento da transição da superelevação (m)

V = velocidade diretriz (km/h)

Para rodovias do mais elevado padrão 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 a considerar:

– Arredondamento

De um modo geral os valores dos comprimentos de transição da superelevação para projeto deverão ser arredondados para valores múltiplos de 10m, objetivando a uniformidade e padronização dos valores e a facilidade de cálculo e locação.

Entretanto, admitem-se em circunstâncias especiais, de maior complexidade, tais 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 decorrentes do emprego de tabelas padrão pré-existentes para os referidos casos.

– Comprimento mínimo com superelevação total

Por razões de aparência geral e de condução ótica o comprimento da curva circular dotada de superelevação total deve ter no mínimo um comprimento correspondente ao trajeto percorrido em 2 segundos à velocidade diretriz, ou seja:

$$D \geq 0,5 V$$

Onde:

D = desenvolvimento circular dotado da superelevação total (m)

V = velocidade diretriz (km/h)

– Curvas reversas

Para este caso visando obter aparência geral satisfatória os comprimentos de transição deverão atender à relação:

$$\frac{R_1 L_1}{R_2 L_2} \leq 2,5$$

Onde:

R = raio da curva (m)

L = comprimento da transição da superelevação (m)

(Utilizar no numerador o maior dos dois produtos.)

Se não houver distância entre as curvas suficiente para incluir um trecho em tangente com o abaulamento usual, deverá ser adotada uma única rampa de superelevação para as duas curvas, posicionando o ponto de superelevação nula entre as curvas à distância:

$$d_1 = \frac{e_1 d}{e_1 + e_2}$$

$$d_2 = \frac{e_2 d}{e_1 + e_2}$$

Onde:

d = menor distância entre pontos das duas curvas com superelevação plena (m)

e₁ = superelevação plena da curva 1 (%)

e₂ = superelevação plena da curva 2 (%)

d₁ = distância do ponto com superelevação nula ao ponto com superelevação plena da curva 1 (m)

d₂ = distância do ponto com superelevação nula ao ponto com superelevação plena da curva 2 (m)

– Curvas sucessivas no mesmo sentido

Se a utilização dos critérios gerais para determinação dos comprimentos de transição resultar em um trecho em tangente com o abaulamento normal inferior à distância percorrida em 2 segundos com a velocidade diretriz V, a saber:

$$T \leq 0,5 V$$

(T em m; V em km/h)

não será reconstituído o abaulamento normal, ou seja, será procedido diretamente à transição da seção transversal superelevada correspondente à primeira curva para a seção transversal superelevada correspondente à segunda curva.

Para as duas curvas mantém-se a mesma relação adotada para o caso de sentidos opostos.

$$\frac{R_1 L_1}{R_2 L_2} \geq 2,5$$

Onde:

R = raio da curva (m)

L = comprimento da transição da superelevação (m)

(Utilizar no numerador o maior dos dois produtos.)

– Curvas compostas

O comprimento da transição da superelevação entre as duas curvas sucessivas será determinado pelos critérios gerais correspondentes a uma única curva, atendendo às seguintes observações:

- Para aplicação do Critério da Máxima Rampa de Superelevação Admissível, considera-se que a superelevação será a diferença entre as superelevações adotadas para cada uma das duas curvas;
- Para aplicação do Critério do Máximo Crescimento da Aceleração centrífuga, considera-se que o valor do raio equivalente R será obtido pela expressão;

$$\frac{1}{R_{eq}} = \frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2}$$

Onde:

R_{eq} = raio equivalente, para fins de emprego nas fórmulas (m)

R₁ = menor raio (m)

R₂ = maior raio (m)

- Para aplicação do Critério do Mínimo Valor Absoluto utilizar os valores do Quadro 5.4.5.3 já apresentado.

Transição da superelevação sem curva de transição

Nesta hipótese a transição da superelevação será procedida ao longo do comprimento de transição calculado, dispondo-se de 60% a 70% desse comprimento na tangente que precede o PC. Se houver conveniência poderá haver pequenos deslocamentos longitudinais para fazer que os pontos notáveis coincidam com estacas inteira ou +10.

5.4.5.8 Concordância da rampas de superelevação.

No projeto em perfil de uma rodovia adota-se normalmente quebras de greide com diferença de rampas de 0,5%, sem utilização de curvas verticais de concordância. Para as 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 seguintes comprimentos :

Quadro 6.2.1 – Comprimentos mínimos das curvas de arredondamento

Velocidade diretriz (km/h)	40 – 60	80 - 120
Comprimento da concordância vertical (m)	10	20

Mais importante do que a rígida obediência aos valores recomendados é a obtenção de um perfil contínuo e fluente, esteticamente agradável, para os bordos da pista. Este será mais facilmente assegurado se as cotas do bordo forem estabelecidas desenhando (em escala mais deformada que o habitual) o perfil teórico do bordo, interpolando graficamente a concordância e lendo as cotas resultantes, especialmente quando a transição da superelevação coincidir com uma concordância vertical do greide da rodovia.

5.4.6 Gabaritos horizontais

Rodovias com taludes suaves, bem como aquelas dotadas de acostamentos e, quando for o caso, canteiros centrais largos têm sua segurança muito favorecida e, ademais, proporcionam uma sensação de liberdade que aumenta o conforto de dirigir. Postes, pilares, defensas, guarda-corpos, muros, taludes de corte e protuberâncias rochosas, etc., quando situados muito próximos da pista, constituem pontos de perigo em potencial e de restrição psicológica e contribuem para diminuir a capacidade da via e o conforto de viagem, ao estimularem os motoristas a se afastarem deles. De fato, muitos motoristas tendem a desviar-se de sua trajetória normal ou a reduzir sua velocidade naqueles locais onde se verificam restrições, sejam reais ou apenas aparentes, ao percurso desembaraçado. Obstáculos de pequena altura e obstáculos contínuos exercem menores influências e restrições sobre o motorista, reduzindo o perigo de acidentes e a necessidade de afastamento. Deve ser observado que obstáculos contínuos de maior altura podem restringir a visibilidade.

Critério geral mínimo é o da ausência de quaisquer obstáculos, inclusive protuberâncias rochosas, defensas e bocas de lobo, invadindo a faixa designada como acostamento. Outrossim, as larguras estabelecidas para os elementos da seção transversal não deverão sofrer reduções para acomodar obstáculos laterais. A situação mais desejável é aquela em que qualquer obstáculo se encontra suficientemente afastado (0,50 metros como mínimo absoluto) do bordo 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, os acostamentos poderão ser reduzidos, distando ainda seu bordo no mínimo 0,50 metros do obstáculo. Quando houver defensas enlaçando um obstáculo fixo, o obstáculo deverá se situar afastado da defesa o suficiente para atender à deflexão dinâmica intrínseca desta. Esses valores valem também quando da disposição de uma faixa adicional, por motivo de entrelaçamento ou capacidade ou para facilitar os movimentos de desaceleração/aceleração em interseções.

Ademais, para atender às necessidades de visibilidade em curva, poderão 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 à distância de visibilidade de parada ou, onde for o caso, à distância de visibilidade de ultrapassagem. Onde houver acostamento, estes muitas vezes proporcionarão o afastamento necessário. Onde tal não ocorrer, outras medidas necessitarão ser tomadas, tais como, por exemplo, alargar os cortes, afastar obstáculos, adotar raios de curva suficientemente maiores ou, no caso de pistas duplas, deslocar nos trechos curvos a defesa ou separador situados no canteiro em direção ao centro da curva.

O Quadro 5.4.6.1, a seguir orienta sobre os valores mínimos a serem adotados para assegurar um adequado afastamento de obstáculos fixos da superfície de rolamento nos trechos em tangente.

As Figuras 5.4.6.1 a 5.4.6.5 apresentam gráficos que permitem obter os afastamentos necessários para os diversos raios de curvatura, em função da velocidade, considerando as distâncias mínimas e desejadas de visibilidade de parada e as distâncias de visibilidade de ultrapassagem. Os valores assim obtidos só se aplicam no caso do desenvolvimento circular ser superior à distância de visibilidade (motorista e objeto ou veículo 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 poderão ser menores e deverão ser verificados graficamente em planta. Em qualquer hipótese, porém, os valores a adotar não poderão ser inferiores aos do Quadro 5.4.6.1.

Quadro 5.4.6.1 - Afastamentos mínimos dos obstáculos fixos em trechos em tangente *

Obstáculos	Afastamentos (m)
— Obstáculos isolados (pilares, postes, protuberâncias rochosas, etc.)	
• Afastamento do bordo do acostamento	1,50 (0,50)
— Obstáculos contínuos (muros, paredes, barreiras, etc.)	
• Afastamento do bordo do acostamento	0,50 (0,30)
— Paredes, muro ou guarda-corpo	
• Afastamento de meio-fio, sem fluxo de pedestres	0,80 (0,50)
• Paredes, com fluxo de pedestres	1,50
— Meio-fio ou sarjeta contínuos	
• Afastamento do bordo de pista adjacente sem acostamento **	0,50 (0,30)
— Meio-fio sem continuidade - idem	0,50

* Para trechos curvos, verificar as necessidades específicas, empregado as Figuras 5.4.6.1 a 5.4.6.5

** Havendo acostamento, o meio-fio ou sarjeta pode situar-se no seu bordo.

() Valores mínimos, inaceitáveis para rodovias das Classes 0, I ou II.

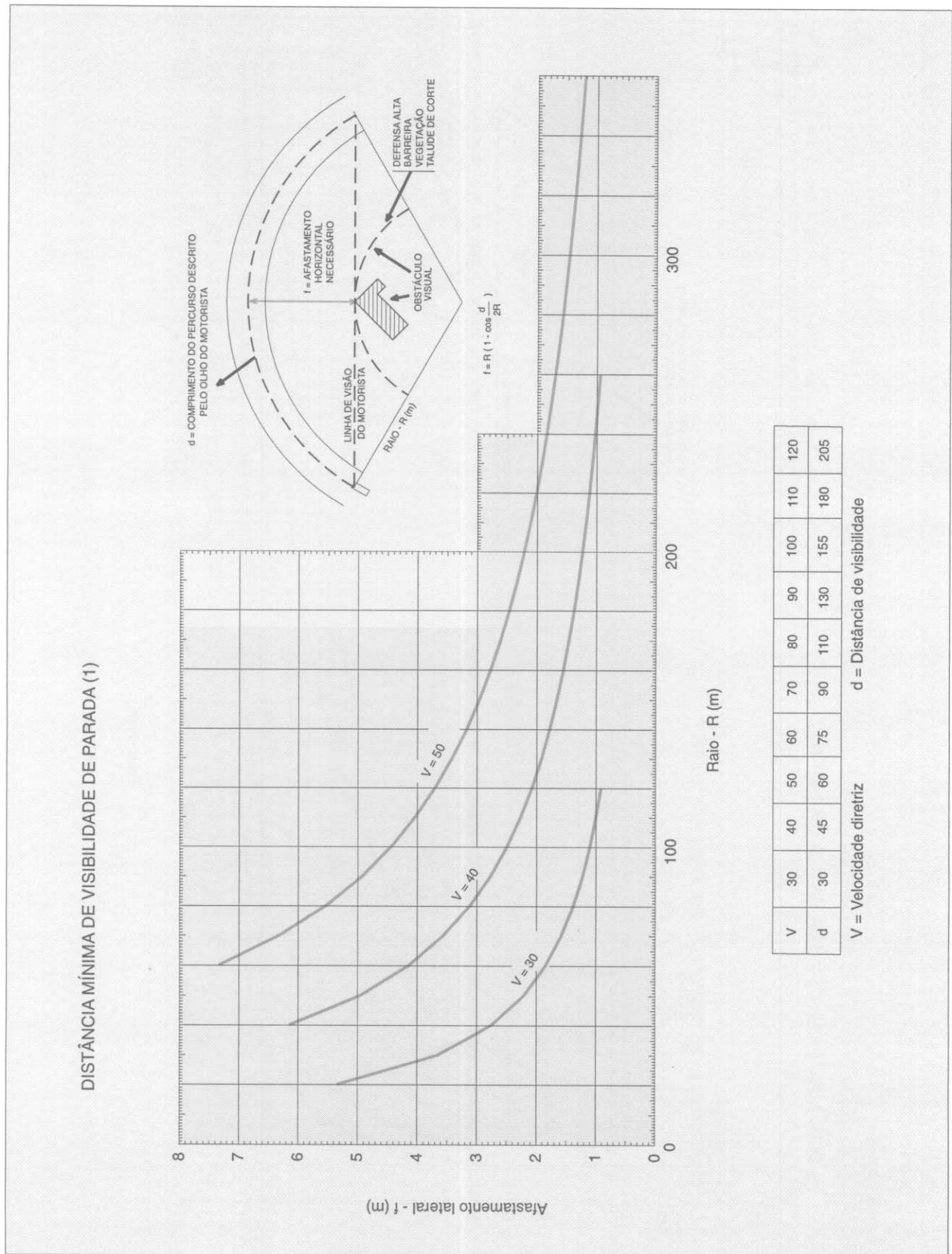


Figura 5.4.6.1 - Afastamento lateral de obstáculos em curvas
(Distância mínima de visibilidade de parada)

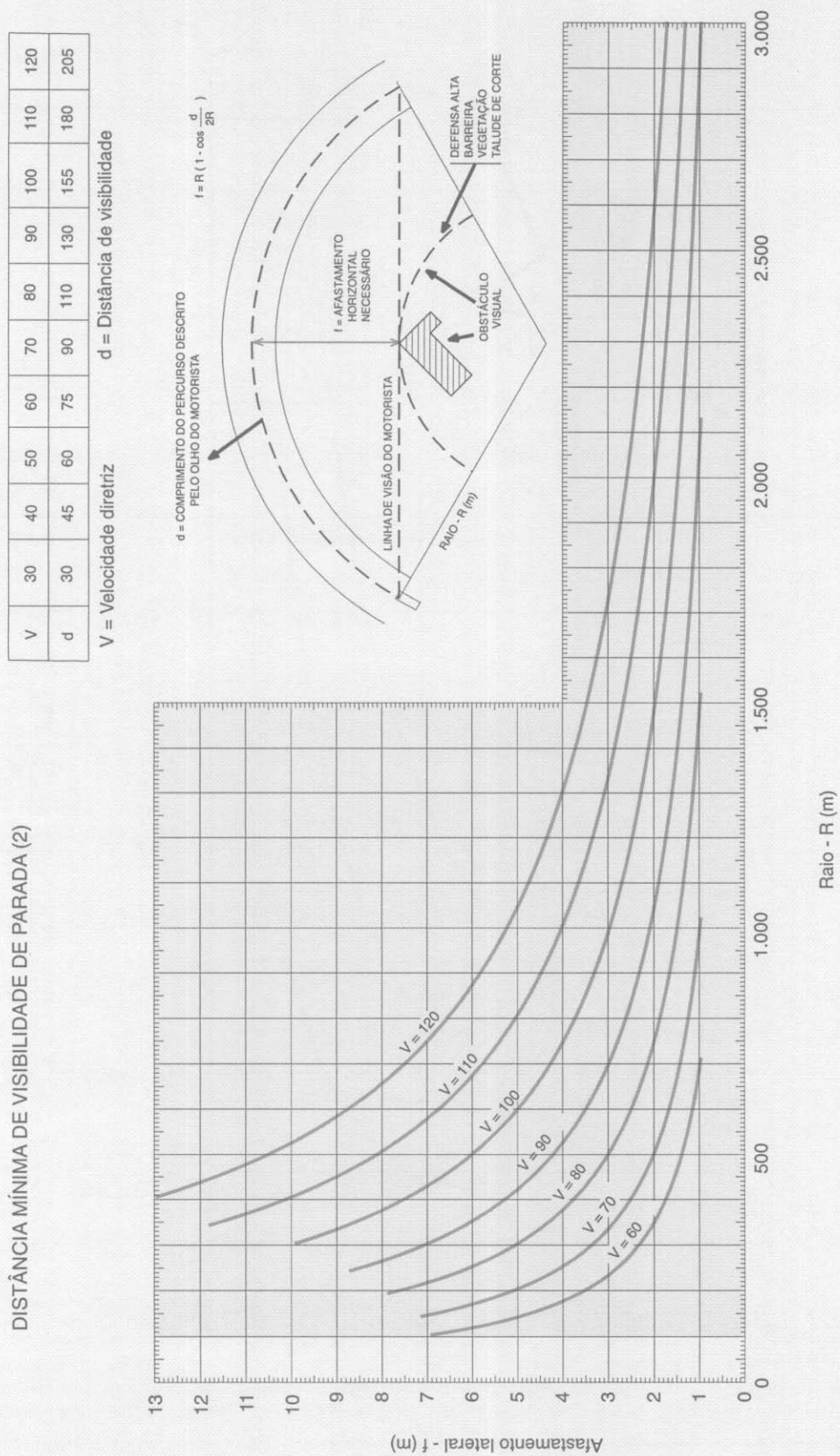


Figura 5.4.6.2 - Afastamento lateral de obstáculos em curvas
(Distância mínima de visibilidade de parada)

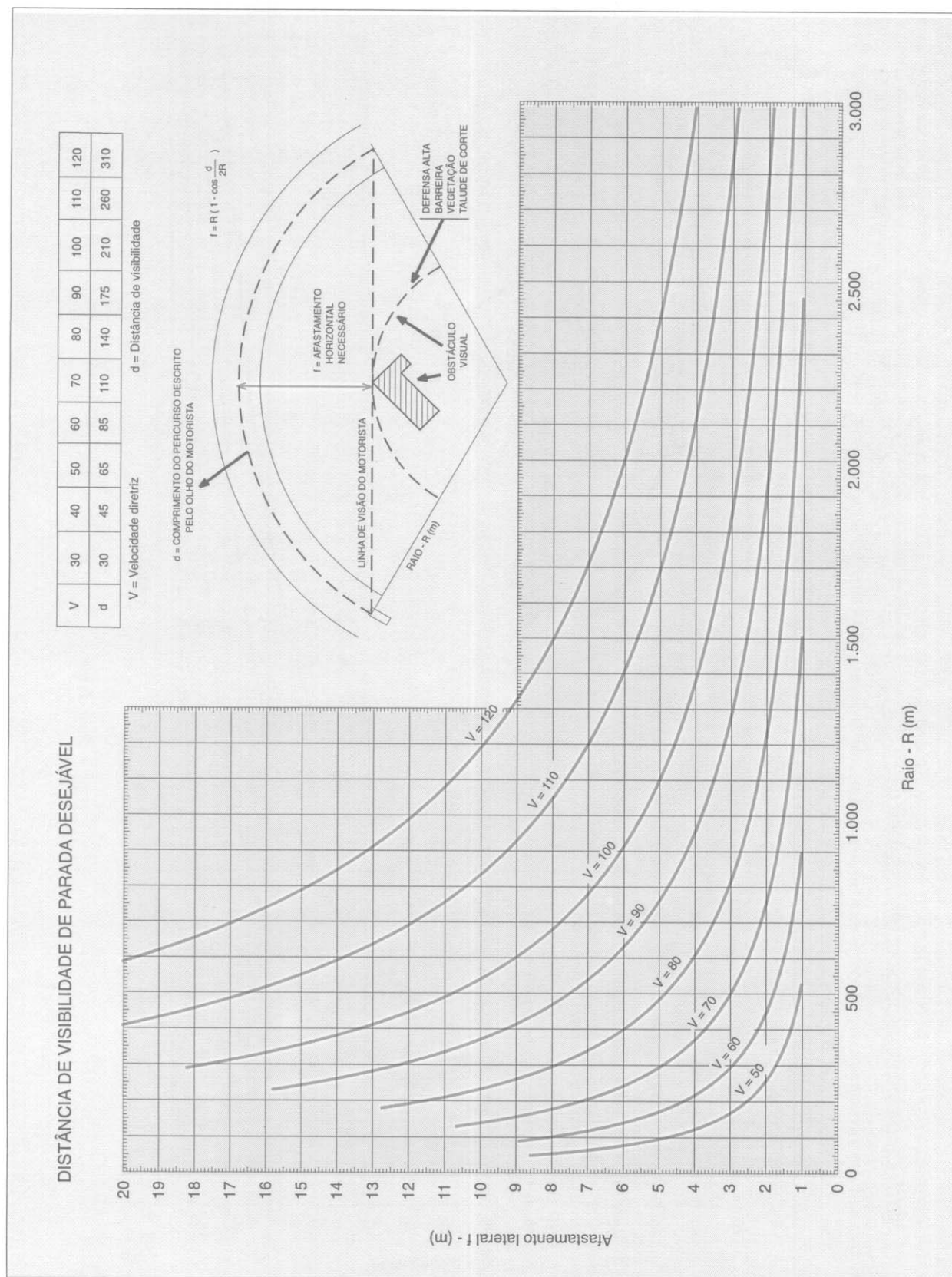


Figura 5.4.6.3 - Afastamento lateral de obstáculos em curvas
(Distância de visibilidade de parada desejável)

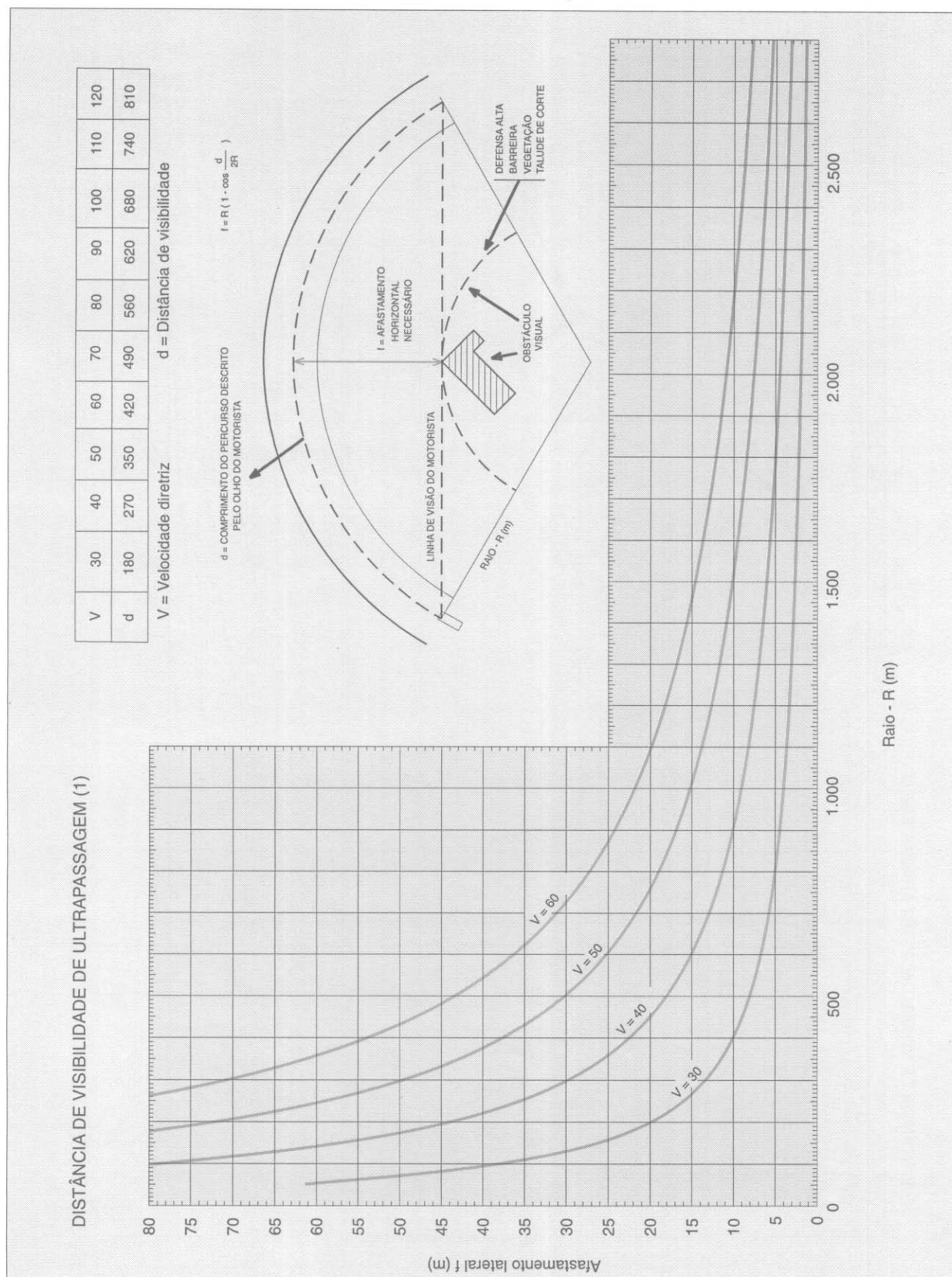


Figura 5.4.6.4 - Afastamento lateral de obstáculos em curvas (Distância de visibilidade de ultrapassagem)

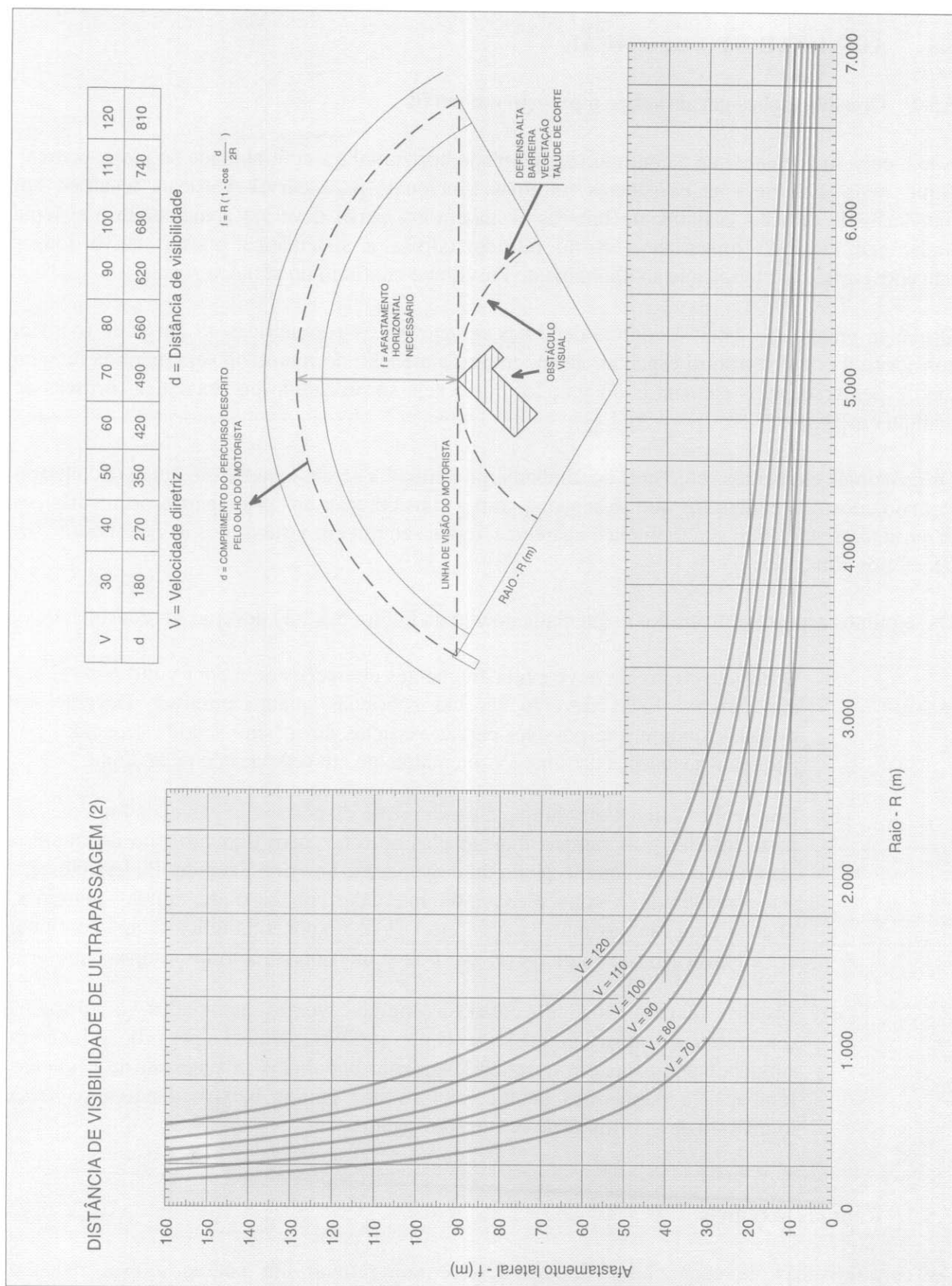


Figura 5.4.6.5 - Afastamento lateral de obstáculos em curvas
(Distância de visibilidade de ultrapassagem)

5.5 ALINHAMENTO VERTICAL

5.5.1 Considerações gerais sobre o projeto em perfil

Não menos importante que a continuidade no plano horizontal é a continuidade no plano vertical. Aqui, mais uma vez, as exigências mínimas funcionais para curvas verticais resultam em mudanças de direção visualmente bruscas. Também em perfil deve ser abandonado o sistema tradicional tangente longa-curva curta, introduzindo-se a sistemática oposta, curva longa-tangente curta, com tendência ao alinhamento curvilíneo contínuo no plano vertical.

O que se pretende é, pois, a continuidade das características geométricas ao longo da rodovia, considerada como estrutura espacial, de modo que a atenção do motorista seja mantida durante todo o percurso pelos elementos do projeto, e não seja surpreendido por mudanças bruscas de qualquer espécie.

Os principais elementos referentes ao alinhamento vertical a serem levados em conta encontram-se abordados nos parágrafos que se seguem, com a consideração dos principais aspectos básicos de projeto, objetivando sua fluência e aparência, tendo sempre em vista os custos envolvidos e os benefícios almejados.

Os seguintes aspectos (ilustrados esquematicamente na Figura 5.5.1.1) deverão ser considerados:

- a) O projeto de greide deve evitar freqüentes alterações de menor vulto nos valores das rampas. Estas deverão ser tão contínuas quanto possível. Deverão ser evitadas sempre que possível curvas verticais no mesmo sentido separadas por pequenas extensões de rampa, principalmente em rodovias de pista dupla.
- b) Em trechos longos em rampa, é conveniente dispor as rampas mais íngremes na parte inferior e as rampas mais suaves no topo, para tirar proveito do impulso acumulado no segmento plano ou descendente anterior à subida. Poderá também ser considerada a conveniência de intercalar, no caso de rampas íngremes, trechos com rampas mais suaves, em vez de dispor uma única rampa contínua, em alguns casos de valor apenas um pouco inferior às referidas rampas íngremes.
- c) Greides excessivamente colados, muitas vezes associados a traçados sensivelmente retos, são indesejáveis por motivos estéticos e por proporcionarem situações perigosas em terrenos levemente ondulados: a sucessão de pequenas lombadas e depressões oculta veículos nos pontos baixos, dando uma falsa impressão de oportunidade de ultrapassagem.

5.5.2 Rampas máximas

As características de cada classe de via devem proporcionar um padrão global, físico e operacional uniforme à via. Entre essas, os valores das rampas desempenham um papel primordial.

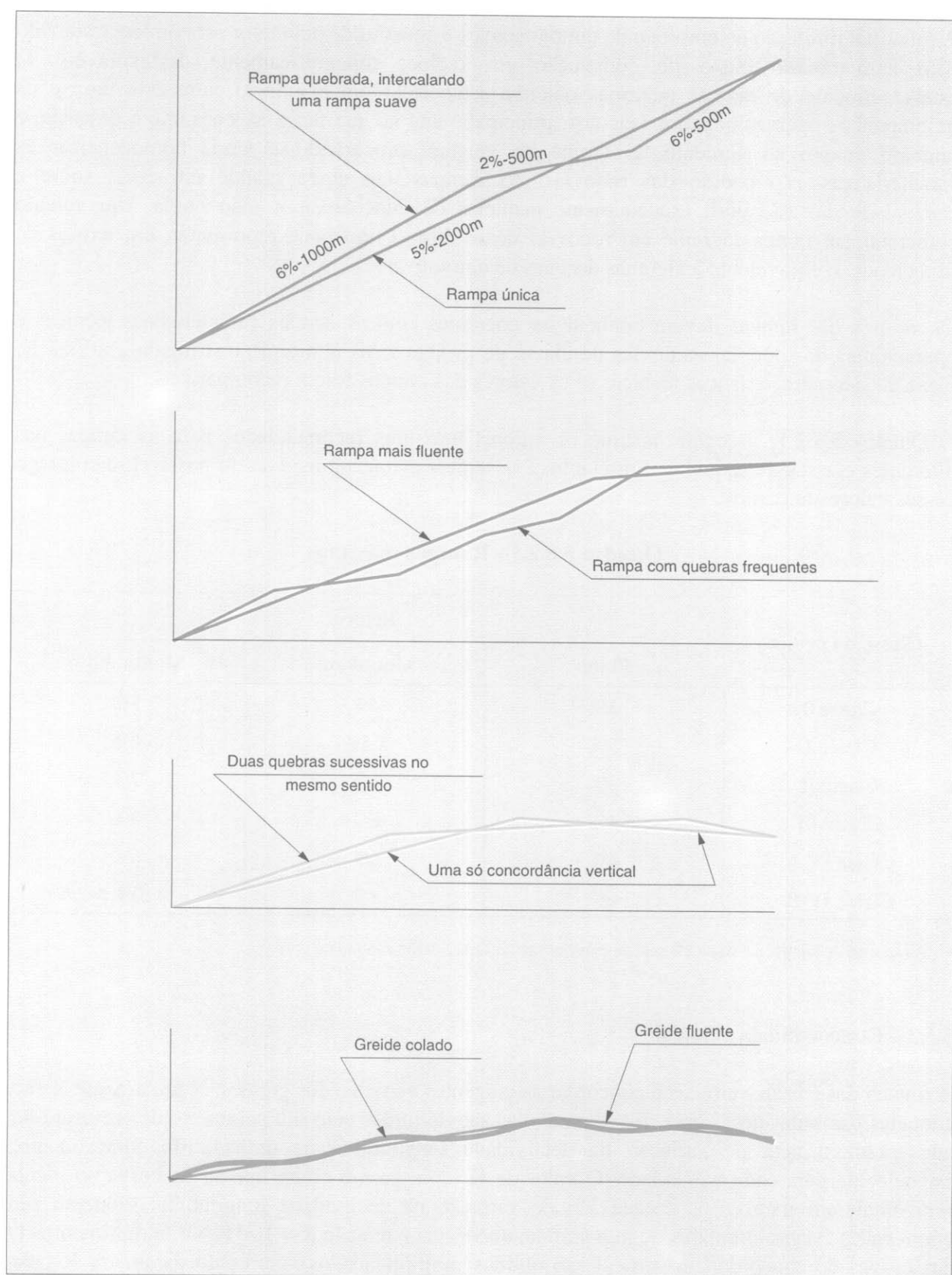


Figura 5.5.1.1 - Critérios gerais básicos para o projeto altimétrico

A principal limitação ao emprego de rampas suaves é constituída pelo fator econômico, traduzido pelo aumento do custo de construção em regiões topograficamente desfavoráveis. O estabelecimento de rampas máximas objetiva estabelecer um equilíbrio entre esse fator e os desempenhos operacionais dos veículos, principalmente no que tange ao consumo e desgaste, e também quanto ao aumento do tempo de viagem, procurando-se ainda homogeneizar as características e o padrão das rodovias. As rampas têm ainda grande influência sobre a capacidade das rodovias, especialmente naquelas de duas faixas e mão dupla. Um veículo comercial em rampa íngreme em rodovias desse último tipo pode representar, em termos de capacidade, o equivalente a algumas dezenas de automóveis.

Os valores das rampas devem também ser coerentes com as demais características técnicas e operacionais da rodovia. Rodovias de classe de projeto mais alta terão restringida a utilização plena de suas características técnicas se os valores das rampas forem incompatíveis.

O Quadro 5.5.2.1, a seguir, resume os valores máximos recomendados para as rampas das diferentes classes de rodovias. Entretanto, é desejável evitar, na medida do possível, o emprego desses valores máximos.

Quadro 5.5.2.1 - Rampas máximas

Classe do projeto	Relevo		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
Classe 0	3%	4%	5%
Classe I	3%	4,5%	6%
Classe II	3%	5%	7%
Classe III	4%	6%	8%
Classe IV-A	4%	6%	8%
Classe IV-B	6%	8%	10% *

* A extensão de rampas acima de 8% será desejavelmente limitada a 300m contínuos

5.5.3 Concordância vertical

A função das curvas verticais é concordar as tangentes verticais dos greides. Normalmente, serão adotadas parábolas 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. Poderão ser empregadas curvas circulares de raio grande, obedecida a relação $R = 100 K$. Os comprimentos L das curvas de concordância vertical são obtidos multiplicado os valores do parâmetro K pela diferença algébrica A, em percentagem, das rampas concordadas, ou seja, $L = K.A$. Para facilitar de cálculo e locação, os valores adotados para L são geralmente arredondados para múltiplos de 20 metros.

Podem ser dispensadas curvas verticais quando a diferença algébrica das rampas for inferior a 0,5%.

A concordância de rampas em sentido 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 este for dotado de meio-fios ou se ocorrem recalques diferenciais que contrabalançam a declividade transversal. Considerando 0,35% o valor mínimo absoluto de rampa para fins de drenagem e limitando a 30 metros a extensão do referido trecho com declividades inferiores a 0,35%, decorre que o valor de K acima do qual a drenagem deverá receber maior atenção é: $30 = 0,7K$, ou seja, $K = 43$.

Os valores de K são estabelecidos levando simultaneamente em conta a máxima aceleração centrífuga admissível, a menor distância de visibilidade requerida e um valor mínimo absoluto que considera aspectos de visibilidade e aparência.

5.5.3.1 Critério da máxima aceleração centrífuga admissível

A aceleração centrífuga admissível “a” em curvas verticais decorrente do movimento do veículo não deve ultrapassar determinadas percentagens da aceleração da gravidade terrestre “g”. Procura-se assim limitar o desconforto a que ficam sujeitos motorista e passageiros devido à variação da aceleração radial (perpendicular à pista), tanto em curvas verticais côncavas (onde a aceleração da gravidade terrestre e a aceleração centrífuga se somam: $g + a$), como naquelas convexas (onde as referidas aceleração são subtrativas, gerando um certo efeito de flutuação: $g - a$).

Os valores mínimos de K que levam em conta este critério são obtidos pela fórmula a seguir:

$$K_{\min} = \frac{V^2}{1296 a}$$

Onde:

K = parâmetro da parábola (m)

V = velocidade (km/h)

a = aceleração centrífuga admissível (m/s^2)

Os valores admissíveis para “a” situam-se entre 1,5 e 5,0% da aceleração da gravidade, conforme se trate, respectivamente, de rodovia de elevado ou de reduzido padrão.

O Quadro 5.5.3.1 apresenta os valores de K correspondentes a cada velocidade diretriz para os casos extremos de aceleração centrífuga admissível.

Quadro 5.5.3.1 – Valores de K

Velocidade diretriz (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
a = 1,5% g	4,72	8,39	13,11	18,88	25,69	33,56	42,47	52,44	63,45	75,51
a = 5,0% g	1,42	2,52	3,93	5,66	7,71	10,07	12,74	15,73	19,03	22,65

5.5.3.2 Critério da distância de visibilidade necessária

Duas são as principais distância de visibilidade (ver item 5.3) a serem consideradas – de parada (situação mínima) e de ultrapassagem (situação especial).

Distância de visibilidade de parada

Curvas verticais convexas – o critério recomendado requer que um motorista com um campo de visão situado a 1,10m acima do plano da pista enxergue um objeto situado sobre a pista com 0,15m de altura *. Nessas condições, o valor do comprimento da projeção horizontal da parábola de concordância é calculado pelas fórmulas:

$$L_{\min} = \frac{AD^2}{100 (\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2}, \quad \text{para } L_{\min} \geq D$$

$$L_{\min} = 2D - \frac{200 (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{A}, \quad \text{para } L_{\min} \leq D$$

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 (%)

$$K_{\min} = \frac{D^2}{100 (\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2}, \quad \text{para } L \geq D$$

$$K_{\min} = \frac{2D}{A} - \frac{200 (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{A^2}, \quad \text{para } L \leq D$$

* Outro critério considera um veículo em manobra de ultrapassagem, que se defronta com outro veículo em sentido oposto, empregando-se uma altura h_1 para os olhos dos motoristas, uma altura h_2 para os veículos e uma distância de visibilidade dupla da distância de visibilidade de parada “d”.

Para o valor $h_1 = 1,10\text{m}$ e $h_2 = 0,15\text{m}$

resulta então:

$$K_{\min} = \frac{D^2}{412}$$

para $L_{\min} \geq D$ e,

$$K_{\min} = \frac{2D}{A} - \frac{412}{A^2}$$

para $L_{\min} \leq D$

Curva verticais côncavas – durante o dia e no caso de pistas iluminadas artificialmente, não ocorrem de modo geral problema de visibilidade. Bastaria nesses casos atender aos critérios da máxima aceleração centrífuga admissível e do mínimo valor absoluto. Recomenda-se, entretanto, por questões de 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 situada a 0,61m acima do plano da pista, supondo que seu fecho luminoso diverge de 1° 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:

$$L_{\min} = \frac{AD^2}{200 (H + D \tan \alpha)} \quad \text{para } L_{\min} \geq D \text{ e,}$$

$$L_{\min} = 2D - \frac{200 H + D \tan \alpha}{A} \quad \text{para } L_{\min} \leq D$$

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

Os valores de $K_{\min}$ resultantes são:

$$K_{\min} = \frac{D^2}{200 (H + D \tan \alpha)} \quad \text{para } L_{\min} \geq D \text{ e,}$$

$$K_{\min} = \frac{2D}{A} - \frac{200}{A} \frac{H + D t_g \alpha}{A} \quad \text{para } L_{\min} \leq D$$

Para os valores $H = 0,61\text{m}$ e $\alpha = 1^\circ$ resulta então:

$$K_{\min} = \frac{D^2}{122 + 3,5 D} \quad \text{para } L_{\min} \geq D \text{ e,}$$

$$K_{\min} = \frac{2D}{A} - \frac{200 \times 0,61 + 0,0175 D}{A^2} \quad \text{para } L_{\min} \leq D$$

O Quadro 5.5.3.2 apresenta os valores de K arredondados para números inteiros em função das velocidades diretrizes e das distâncias de visibilidade de parada mínima e desejáveis para o caso de $L \geq D$.

Quadro 5.5.3.2 - Valores de K

Velocidade diretriz (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Curva verticais convexas										
K – Mínimo	2	5	9	14	20	29	41	58	79	102
K – Desejável	2	5	10	18	29	48	74	107	164	233
Curvas verticais côncavas										
K – Mínimo	4	7	11	15	19	24	29	36	43	50
K – Desejável	4	7	12	17	24	32	42	52	66	80

As Figuras 5.5.3.1 e 5.5.3.2, ao final deste item apresentam gráficos que permitem obter os comprimentos mínimos das curvas verticais convexas em função da diferença algébrica das rampas e da velocidade. As Figuras 5.5.3.3 e 5.5.3.4, por sua vez, referem-se analogamente a curvas verticais côncavas. Nessas figuras são levadas em consideração as modificações de fórmulas correspondente as hipóteses $L_{\min} \geq D$ e $L_{\min} \leq D$.

Distância de visibilidade de ultrapassagem

Este critério aplica-se especialmente a curvas verticais convexas, onde as fórmulas pertinentes são as mesmas apresentadas acima, adotando-se porém a distância de visibilidade de ultrapassagem.

Por outro lado, a consideração, onde necessário, das distâncias de visibilidade de ultrapassagem geralmente conduz a valores exagerados para o comprimento das verticais, que são de difícil aplicação na prática com esse propósito exclusivo. Geralmente, só serão possíveis de obter quando for pequena a diferença algébrica das rampas e a topografia favorecer o perfil desejado.

5.5.3.3 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:

$$L_{\min} = 0,6 V$$

(L em metros e V em km/h)

Os valores correspondentes a este critério, arredondados para fins de projeto, foram considerados nas Figuras 5.5.3.1 a 5.5.3.4, e apresentados como linhas verticais na parte esquerda de cada figura.

Geralmente, não será necessário prever curvas de transição entre a tangente vertical e a curva vertical, tendo em vista as curvaturas suaves que caracterizam a maioria das curvas verticais e o fato de que, ao contrário das curvas horizontais, não decorrem problemas de dirigibilidade e, ademais, a aceleração da gravidade contribui para manter o veículo na pista.

5.5.4 Gabaritos verticais

Um gabarito vertical adequado deve possibilitar aos caminhões com altura dentro do limite legal a passagem sem restrições sob uma estrutura ou sob redes aéreas, ou por uma passagem inferior, sem necessidade de, por cautela, reduzirem a velocidade ou pararem ou mesmo procurarem um itinerário de desvio. Ademais, é necessário não impedir completamente o trânsito – controlado e fiscalizado – de veículos transportando objetos de dimensões excepcionais, tais como equipamentos industriais e outros.

Tradicionalmente, o maior gabarito em uso no Brasil é de 5,50 metros. Esse valor deverá basicamente ser o adotado, inclusive para os ramos de interseções, em todas as rodovias de classes 0 e I. Nas outras classes de projeto, esse valor deverá ser considerado como desejável, sendo que, em casos específicos, o gabarito vertical poderá ser reduzido para até 4,50 metros, especialmente se houver uma possibilidade de contornar o obstáculo ou se houver uma via paralela com o gabarito desejado. Esse gabarito atende à altura máxima legal de 4,40 metros. 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. O gabarito vertical deverá estar presente em toda a largura possível de utilização normal por veículos.

Os valores de gabarito vertical geralmente não restringirão a visibilidade em curvas côncavas. Entretanto, para diferenças algébricas de rampas muito grandes e elevados valores para a distância de visibilidade, será conveniente fazer uma verificação gráfica sumária em trechos sob obras de arte utilizando o desenho do perfil da via, considerando-se nesse caso uma altura dos olhos do motorista (de ônibus/caminhão) de 1,80 metros e a do obstáculo a ser visto (luzes traseiras), de 0,50 metros. Independentemente das características de greide, deverão ser atendidas as condições de visibilidade vertical referentes à sinalização, principalmente aquela situada logo após se cruzar inferiormente um viaduto.

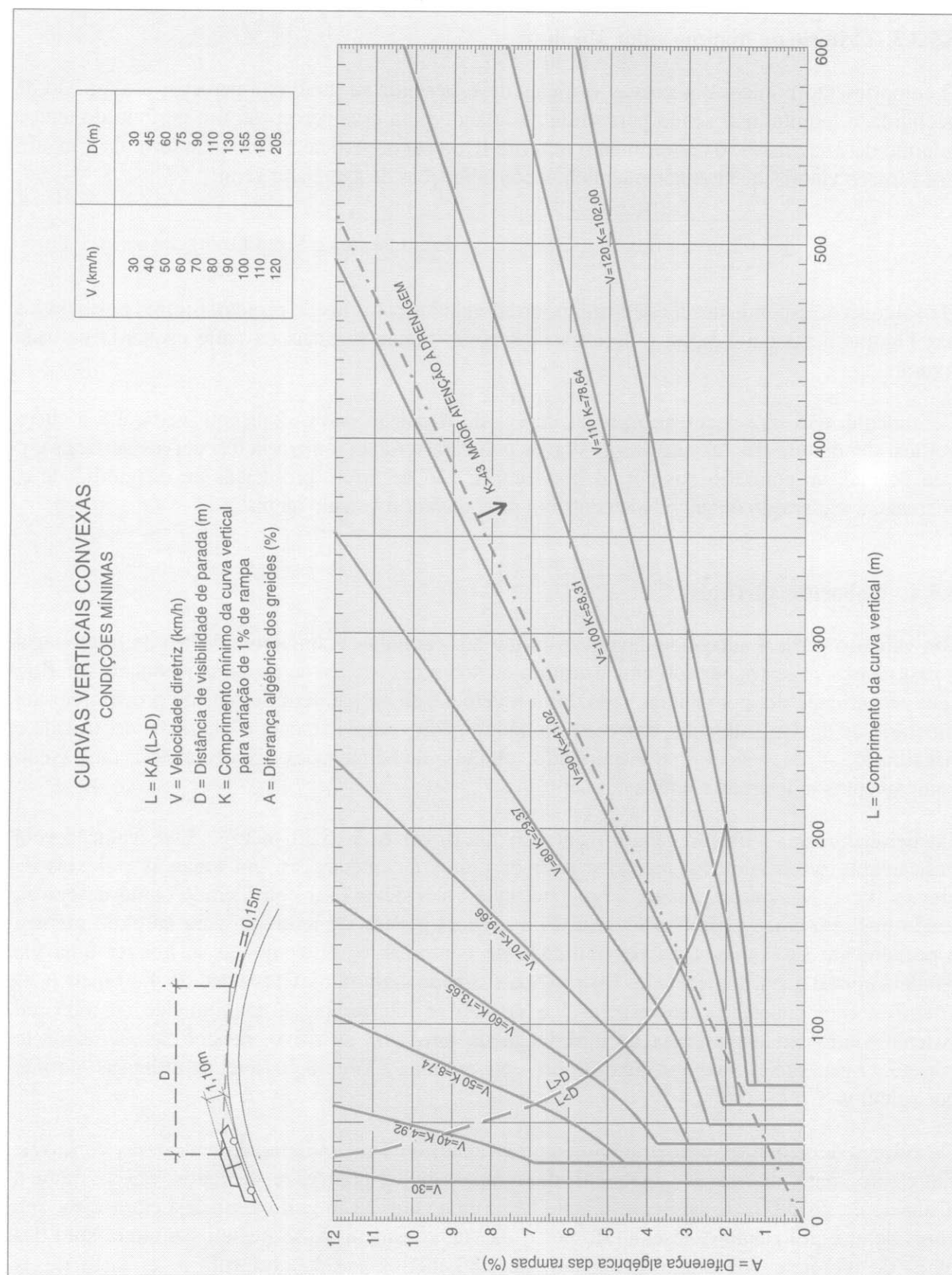


Figura 5.5.3.1 - Comprimentos das curvas verticais convexas (Condições mínimas)

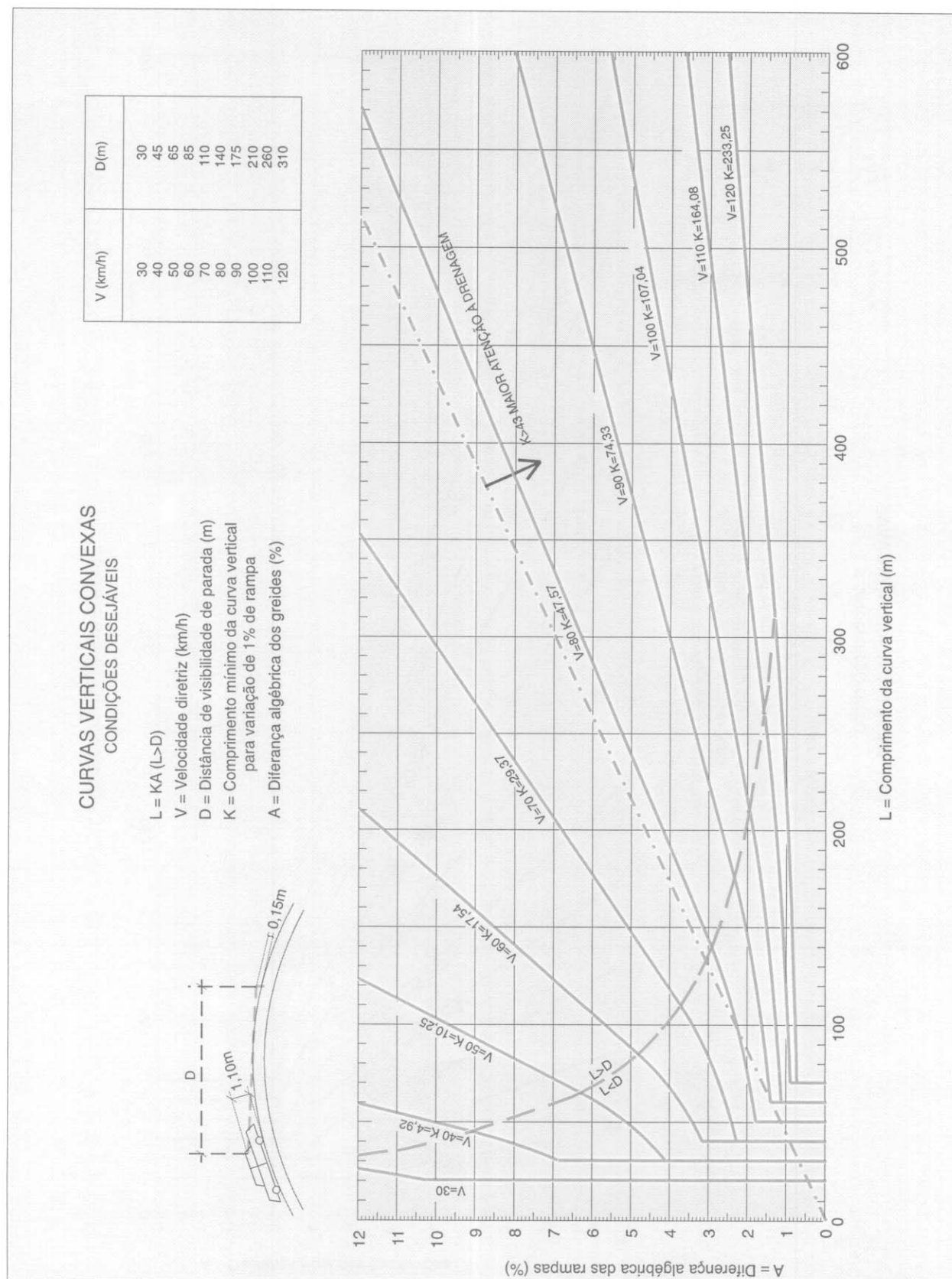


Figura 5.5.3.2 - Comprimentos das curvas verticais convexas (Condições desejáveis)

CURVAS VERTICAIS CÔNCAVAS
CONDIÇÕES MÍNIMAS

$$L = KA \quad (L > D)$$

V = Velocidade diretriz (km/h)

D = Distância de visibilidade de parada (m)

K = Comprimento mínimo da curva vertical para variação de 1% de rampa

A = Diferença algébrica dos greides (%)

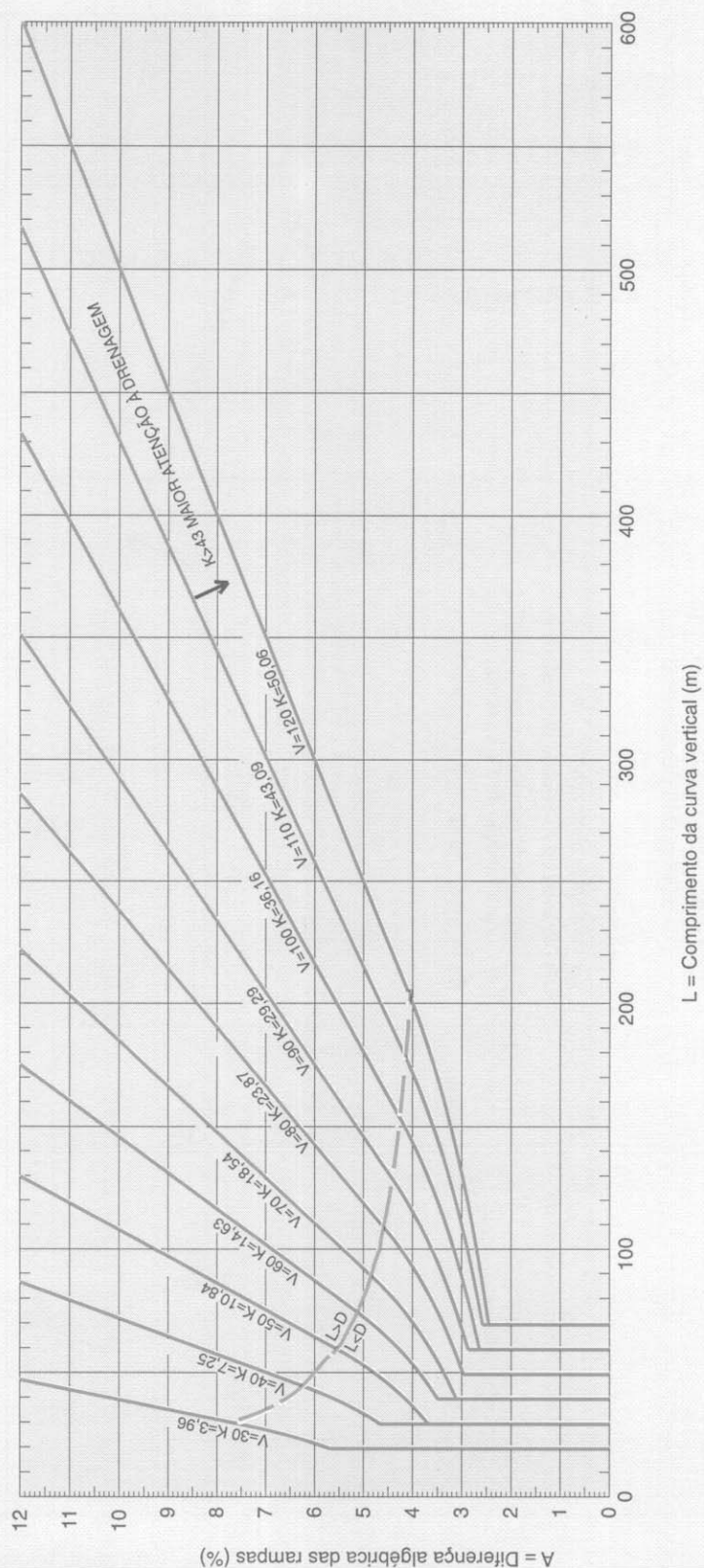


Figura 5.5.3.3 - Comprimentos das curvas verticais côncavas (Condições mínimas)

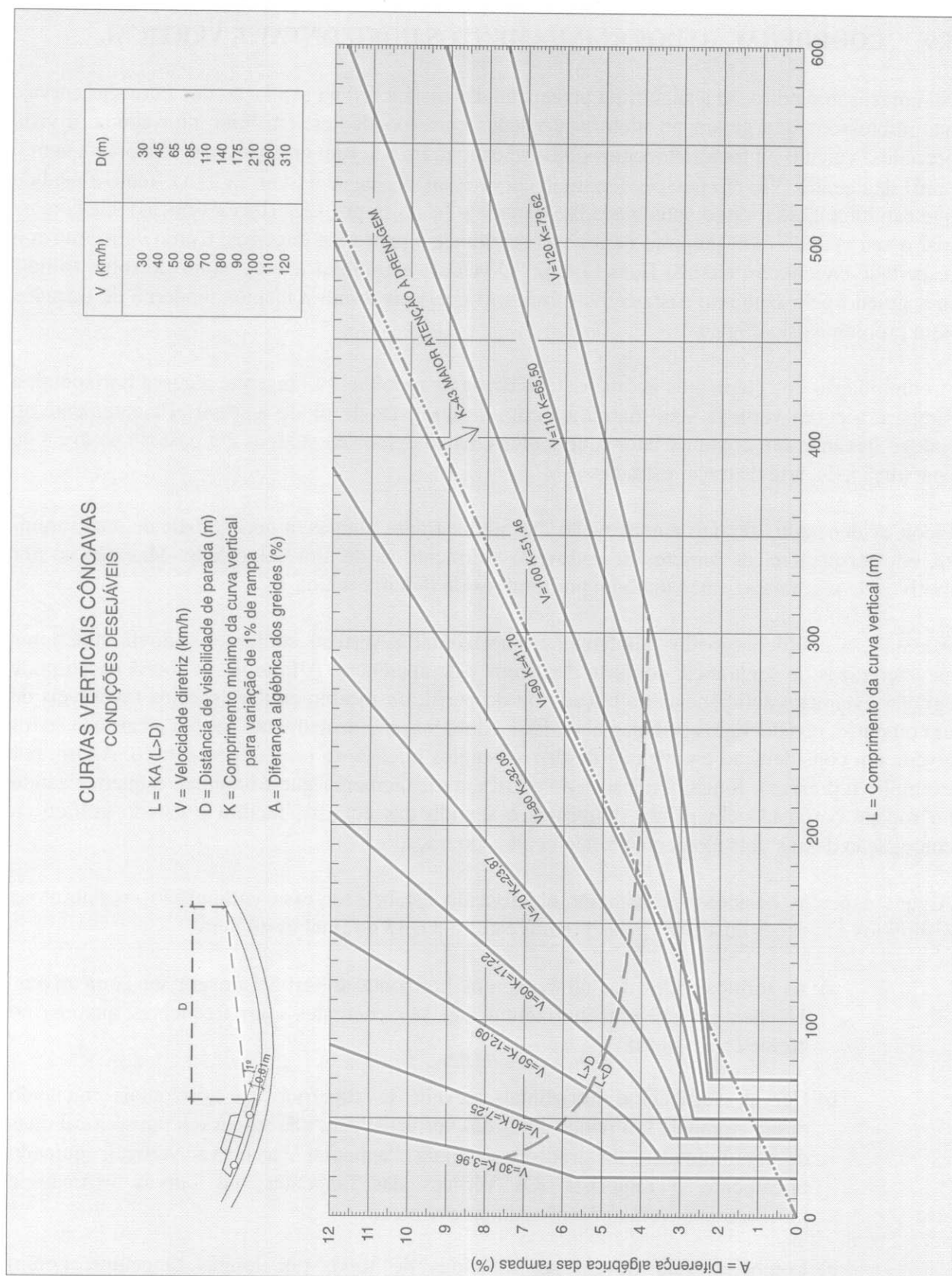


Figura 5.5.3.4 - Comprimentos das curvas verticais côncavas (Condições desejáveis)

5.6 COORDENAÇÃO DOS ALINHAMENTOS HORIZONTAL E VERTICAL

Na apreensão da direção a seguir, na percepção das distâncias, na avaliação dos raios das curvas, nas impressões que geram no motorista reações correspondentes, em tudo, na rodovia, a vista precede o veículo. O motorista, cujos olhos se encontram a 1,10m do chão, não vê a planta nem o perfil da estrada. Vê, em perspectiva, uma curva espacial que se desenrola à sua frente à medida que caminha. E se a visão antecipada lhe transmite falsas impressões (ilusões óticas), ele conduz mal o seu veículo com prejuízo para a sua segurança e para a de terceiros. Como conceituava o respeitado engenheiro alemão Hans Lorenz “O veículo automotor não é conduzido sobre trilhos, mas guiado pelo conjunto vista-cérebro-mãos, o que transforma a técnica moderna de traçados num problema psicológico”

A combinação dos elementos geométricos básicos da rodovia – a tangente, a curva horizontal, a rampa e a curva vertical – em harmonia com a paisagem, de modo a servir eficientemente ao tráfego, levando em conta os fatores dinâmicos, psicológicos e estéticos e a custos razoáveis de construção, é a arte de traçar estradas.

Ficou evidenciada, durante a construção das auto-estradas alemãs, a necessidade de analisarem-se, em perspectiva, os projetos de rodovias, mormente as de alta velocidade. Mas não só por motivos de segurança, senão também por motivos de ordem estética.

Ademais, a coordenação dos alinhamentos horizontal e vertical confere à rodovia superiores características de segurança, conforto de dirigir e de aparência. A falta dessa coordenação pode agravar eventuais deficiências do traçado ou do perfil, ou mesmo anular aspectos favoráveis de um ou outro, considerados isoladamente. Essa coordenação normalmente só será alcançada se for levada em consideração e almejada desde os estágios iniciais do projeto geométrico. Assim, por exemplo, representar longas extensões do perfil em escala menor que a habitual, esquematizando no rodapé o traçado em planta (tangentes e sentido das curvas), facilita o estudo gráfico da conjugação desses dois elementos fundamentais do traçado.

Alguns aspectos básicos a considerar objetivando estabelecer essa conjugação encontram-se resumidos a seguir e ilustrados pelas Figuras 5.6.1 a 5.6.13 ao final deste item.

- a) As tortuosidades dos alinhamentos horizontal e vertical devem ser compatíveis. Trechos em tangente horizontal não são coerentes com freqüentes quebras no greide e vice-versa.
- b) Curvas verticais e horizontais devem se superpor, as horizontais iniciando desejavelmente um pouco antes das verticais, para não somar em um só local duas descontinuidades do traçado e ainda “anunciar” a curva vertical, guiando oticamente o motorista. Os vértices das tangentes das curvas verticais e horizontais devem aproximadamente coincidir.
- c) Lombadas não devem ser vencidas de topo, por longas tangentes, porém atravessadas por curvas horizontais. Estas não devem iniciar ou findar no cume das lombadas, para não surpreender o motorista.

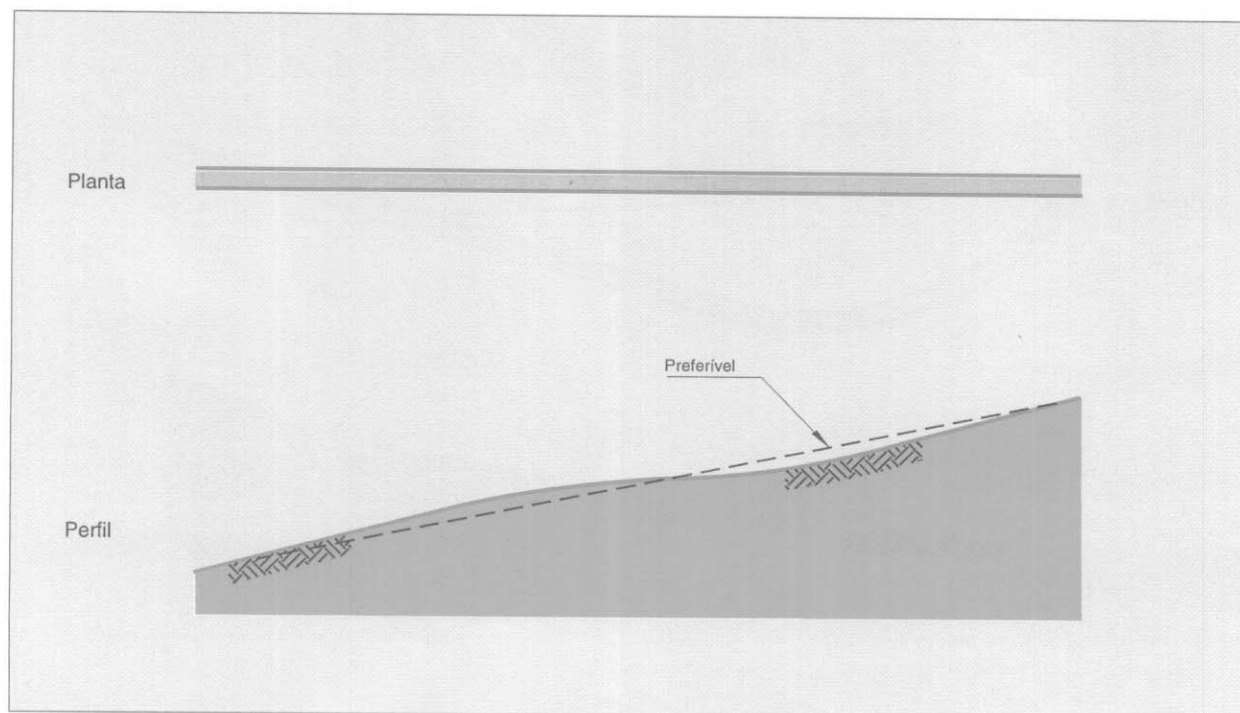


Figura 5.6.1 - Evitar pequenas depressões em greides que devem ser longos e uniformes

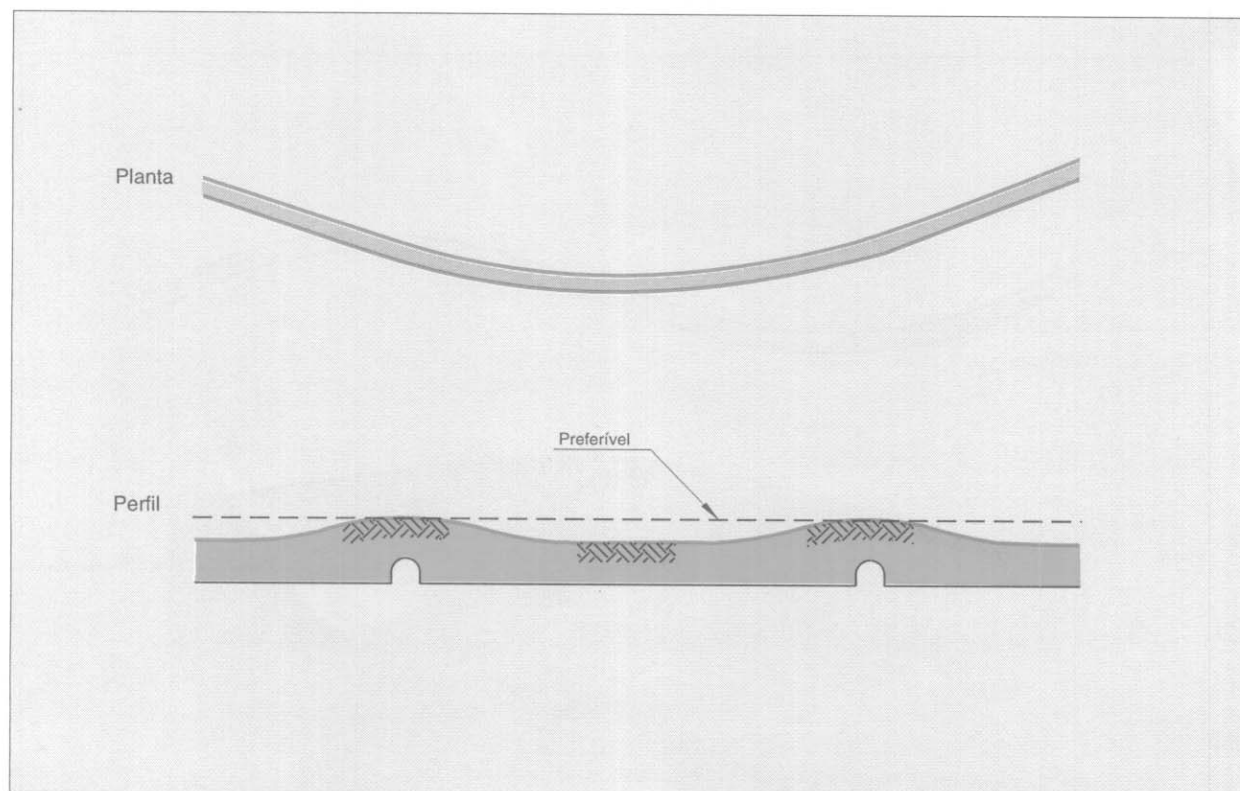


Figura 5.6.2 - Evitar pequenas ondulações no greide

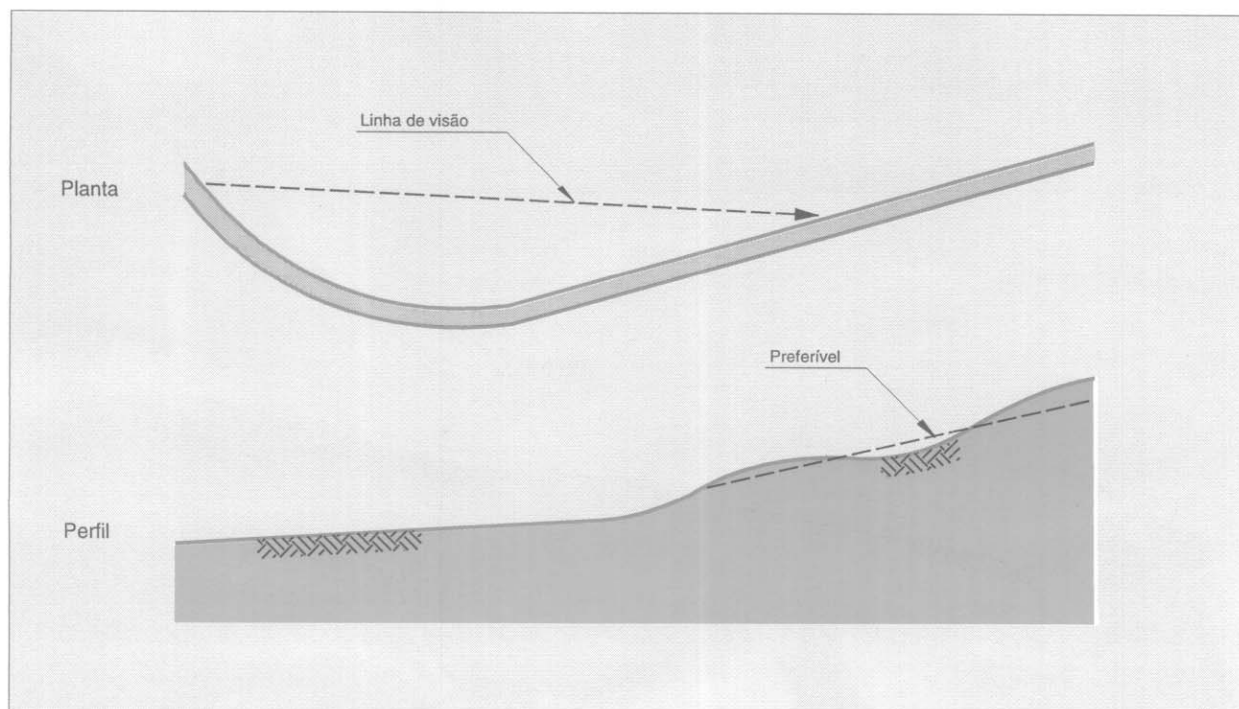


Figura 5.6.3 - A visão longínqua do perfil em tangente, mostra todas as ondulações do greide

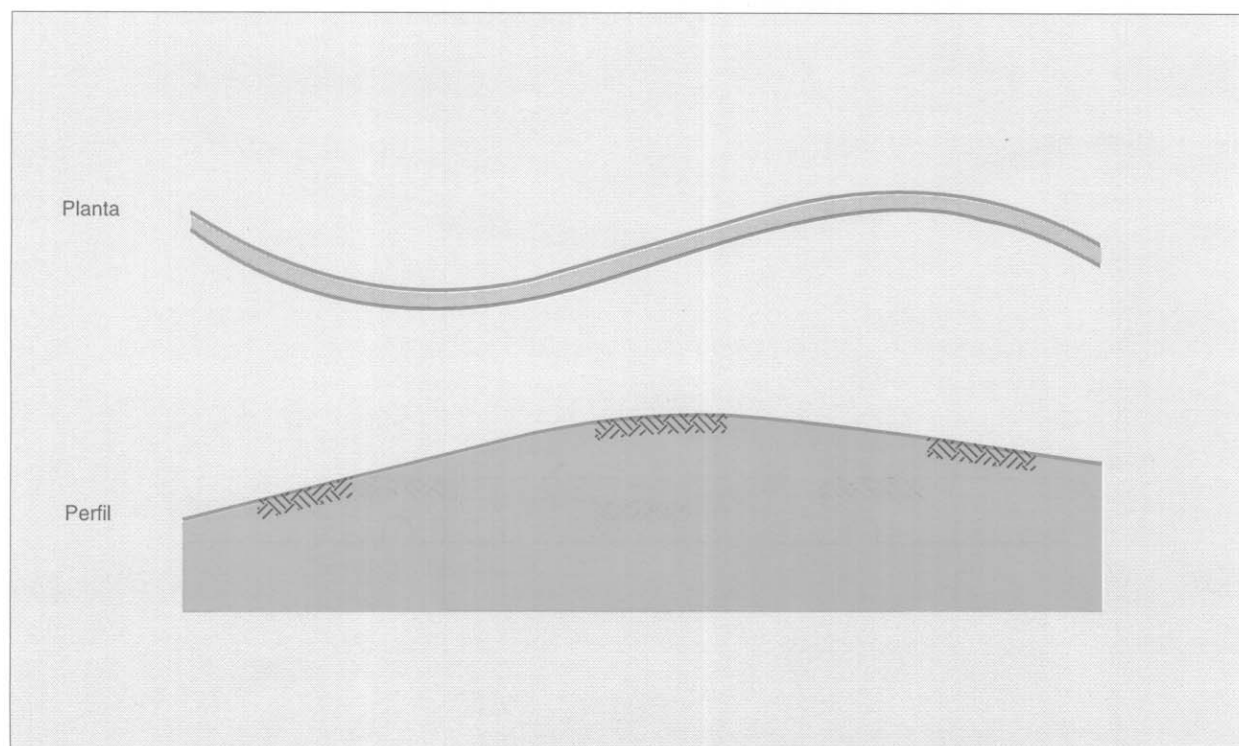


Figura 5.6.4 - Combinação antiestética e perigosa. A reversão ocorre no vértice da curva vertical

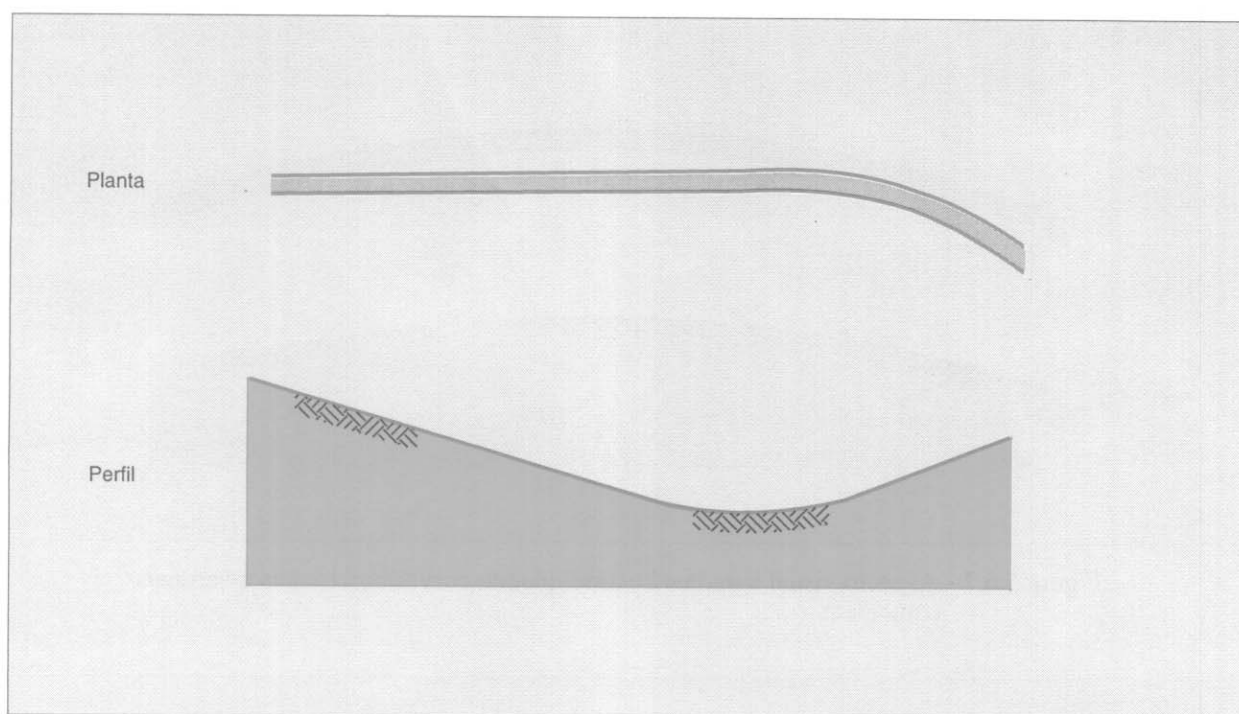


Figura 5.6.5 - Combinação deficiente. Percepção visual da curvatura horizontal segundo ângulo agudo

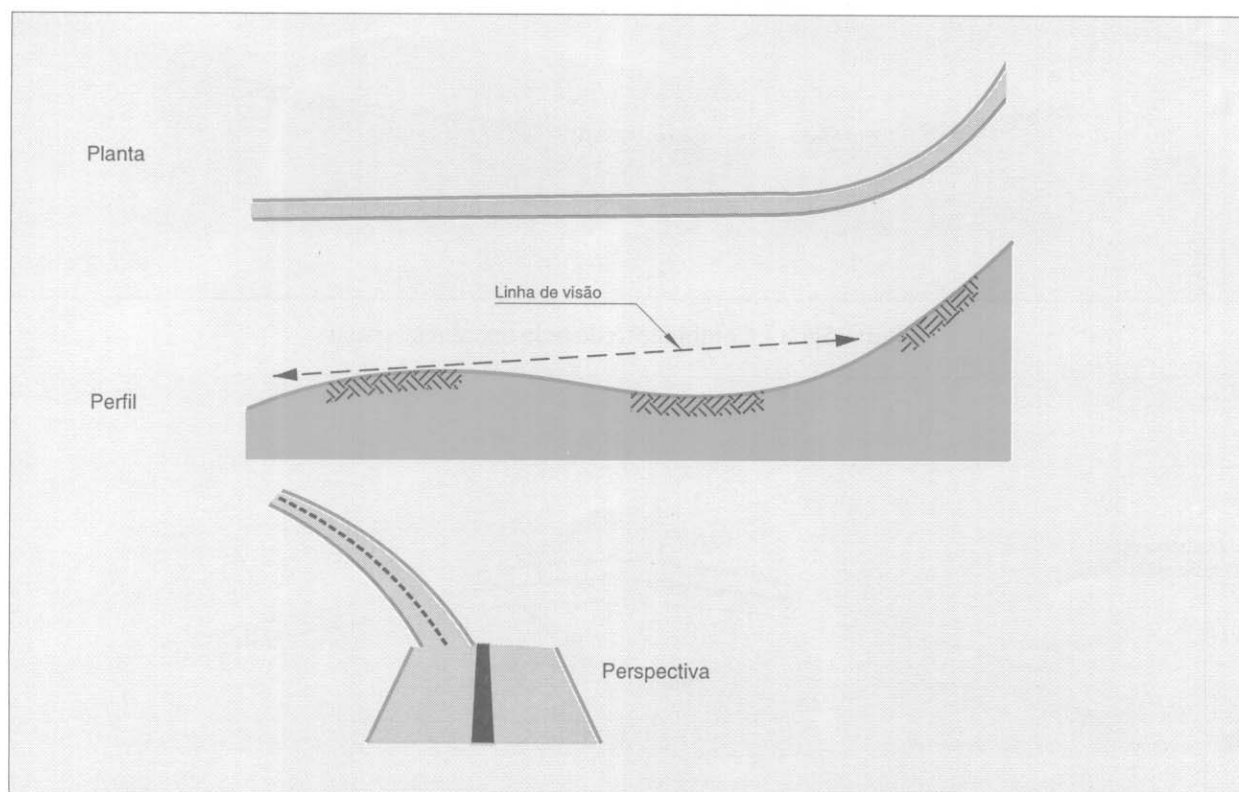


Figura 5.6.6 - Absurdo ótico. Ocorre quando o início de uma curva horizontal é escondido do motorista por uma elevação intermediária, enquanto a continuação da curva é vista à distância

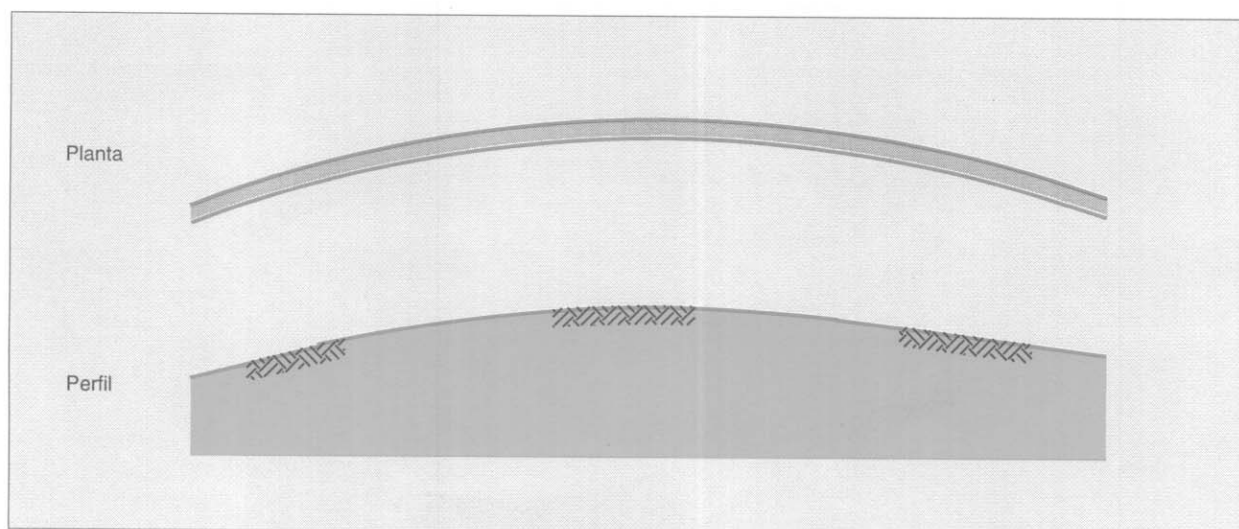


Figura 5.6.7 - Aspecto visual agradável ocorre quando curvas horizontais e verticais coincidem

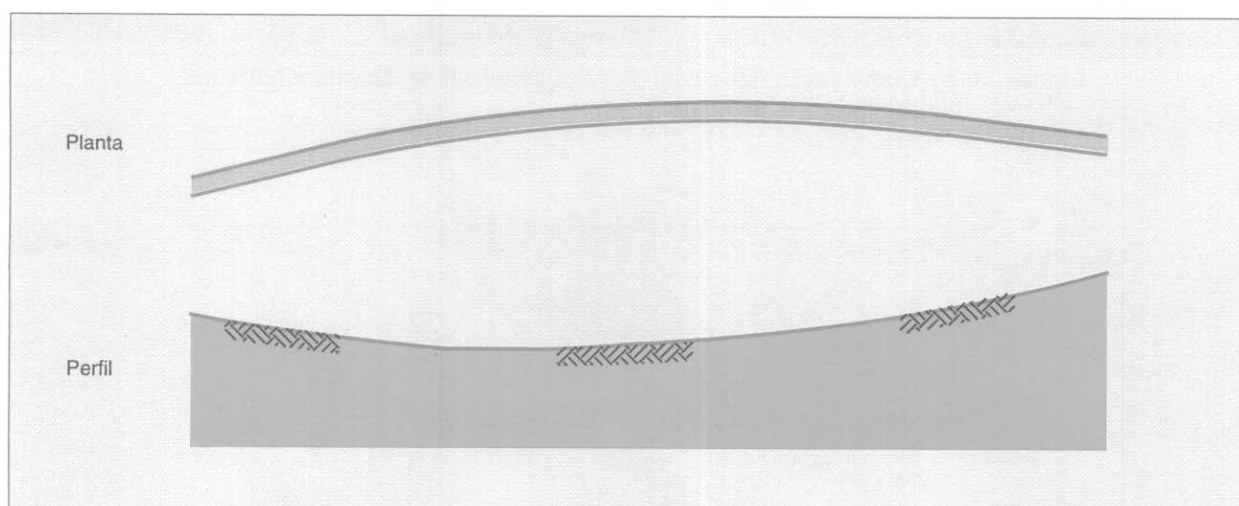


Figura 5.6.8 - Combinação de bela aparência visual

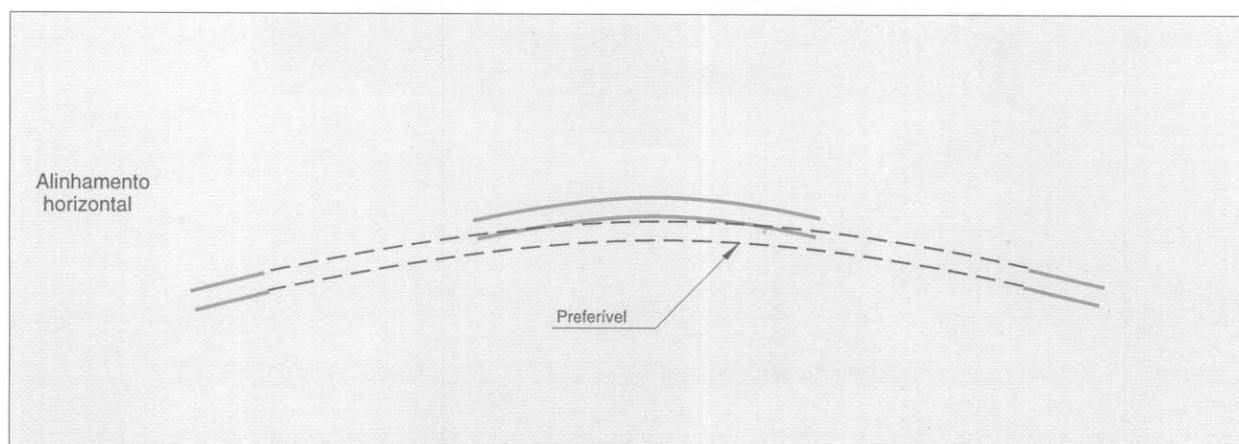


Figura 5.6.9 - Para deflexões pequenas, o aspecto visual requer curvas muito mais longas que o exigido pela velocidade diretriz

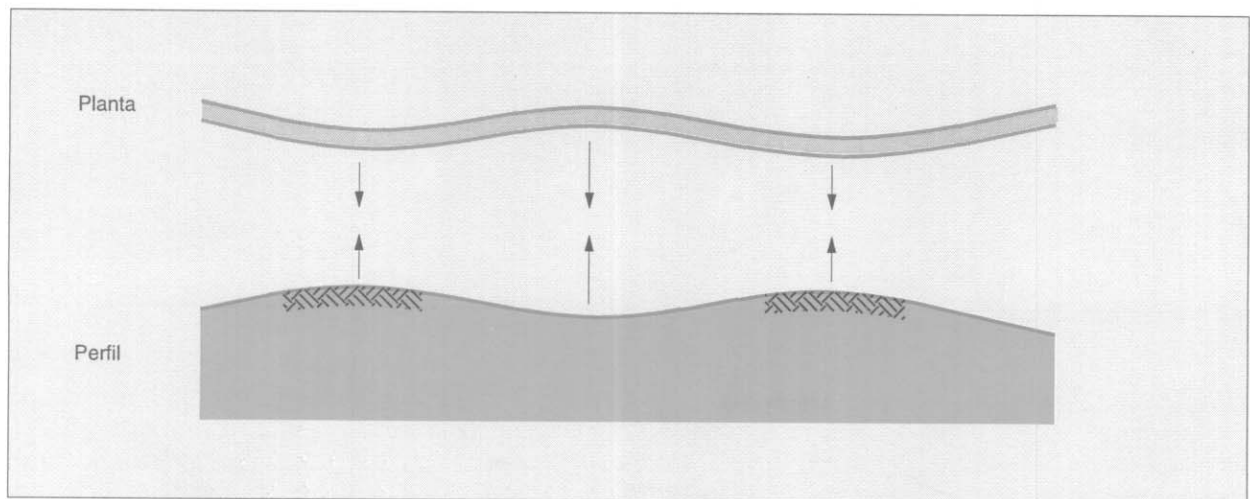


Figura 5.6.10 - Os vértices das curvas horizontais e verticais coincidem, criando um belo efeito de curva tridimensional.

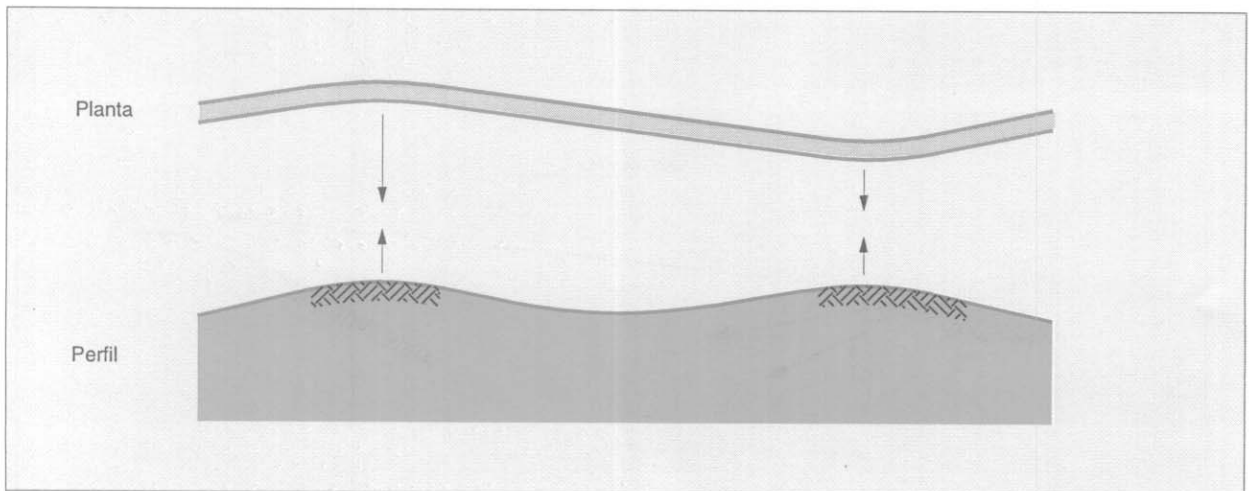


Figura 5.6.11 - Uma das deflexões do alinhamento foi suprimida, mas os demais vértices ainda coincidem. A longa tangente em planta é abrandada pela curvatura vertical

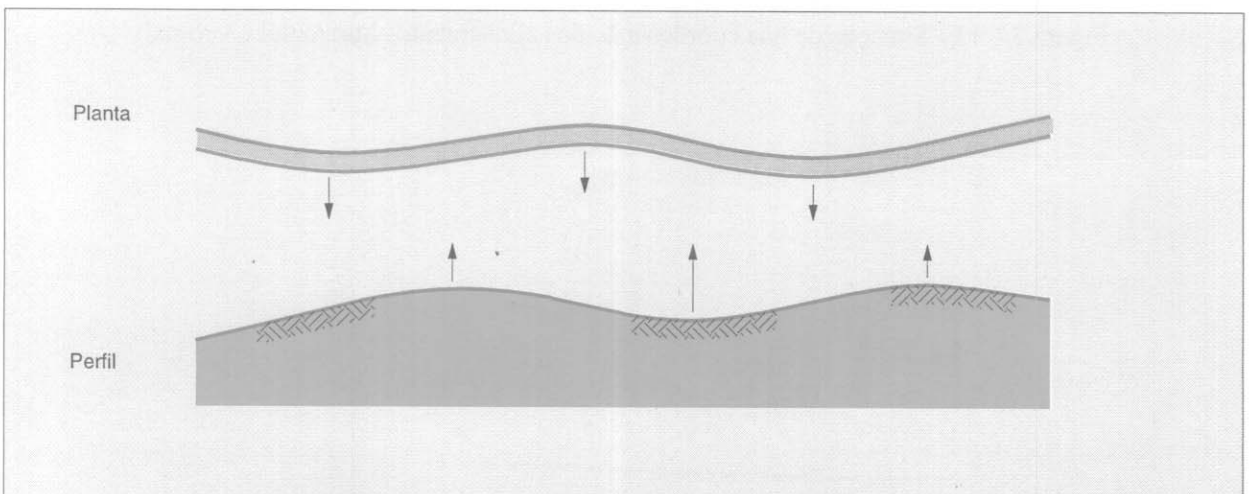


Figura 5.6.12 - Falta de coordenação. Os vértices de um alinhamento coincidem com os pontos de inflexão do outro

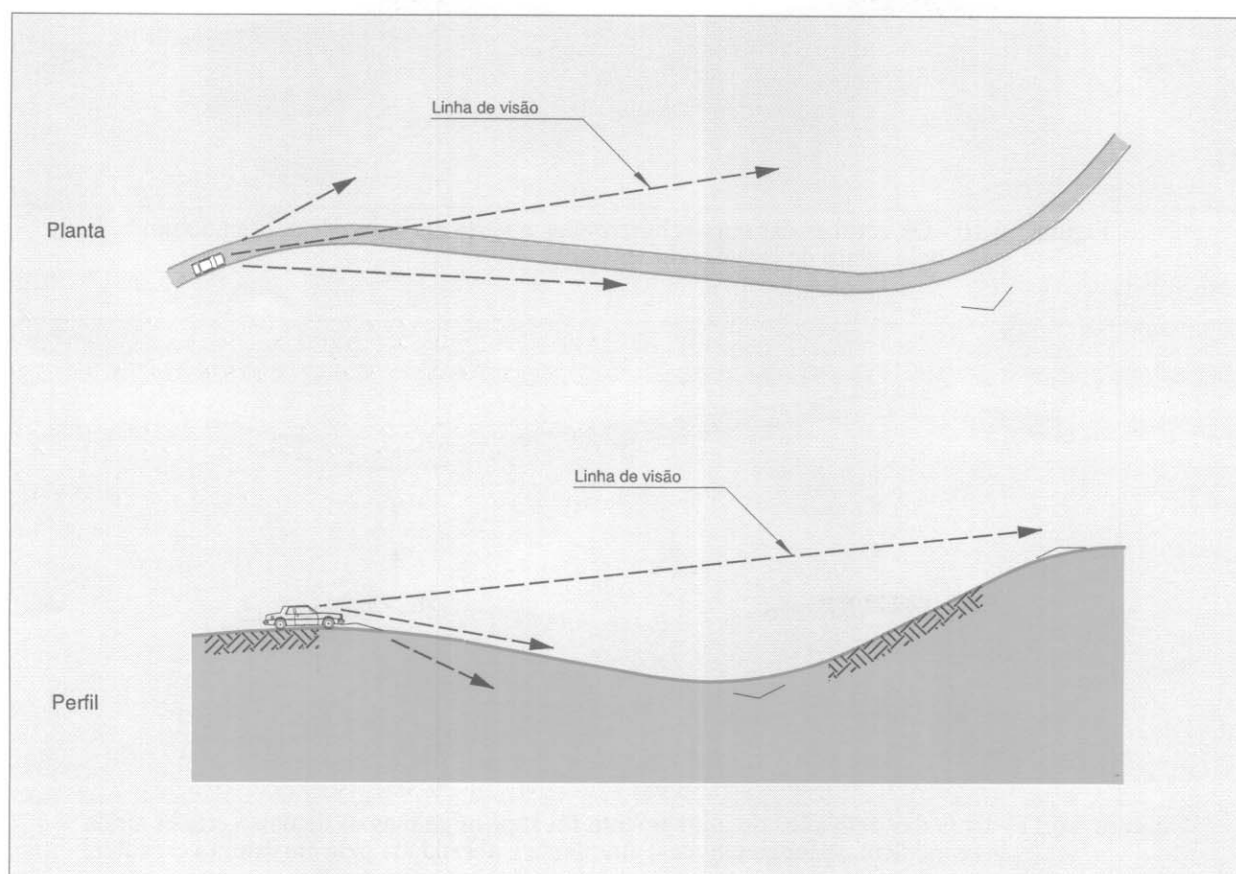


Figura 5.6.13 - Situação de boa coordenação dos alinhamentos horizontal e vertical

- d) Analogamente, curvas horizontais não devem ter seu início concidente com pontos baixos do greide, ao final de longas descidas, posto que essa característica pode resultar tanto em uma aparência distorcida do traçado, por impedir a percepção da continuidade da curva, como em situações perigosas decorrentes do natural aumento da velocidade.
- e) Sempre que possível, uma tangente longa em planta deve estar associada a uma curva côncava bem dimensionada que atenua a rigidez do trecho reto.
- f) Uma curva horizontal pode ser deformada, em perspectiva, se conjugada a uma elevação de pequena extensão. Devem ser evitadas as concavidades que impeçam a percepção visual da continuidade da curva.
- g) Em rodovias de pista dupla, é vantajoso tirar partido da possibilidade de projetar traçados em planta e perfil independentes para as duas pistas.
- h) Em pontes e viadutos, para simplificar o projeto estrutural e a construção das obras de arte, muitas vezes a situação mais favorável é aquela em que se evita dispor as estruturas em uma curva vertical, principalmente se associada com uma curva horizontal. Igualmente, não é desejável situá-las no fundo de uma curva vertical côncava conectando rampas em sentidos opostos. É muito desejável também não dispor a obra de arte em um trecho em curva de transição ou com transição da superelevação. Esses casos, principalmente quando combinados, resultariam em diversos efeitos indesejáveis, tais como solicitações de torção na estrutura, problemas de efetuar a rotação do tabuleiro para obtenção da superelevação, aparência visual desagradável, (dando a falsa impressão de deformação da estrutura ou de se encontrar prestes a entrar em colapso), dificuldades de executar a superlargura (caso necessário) e outros.
- i) O traçado, em planta e perfil, deve integrar-se ao meio ambiente, se harmonizando com a paisagem, aumentando a atratividade cênica.

5.7 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.

5.7.1 Largura das 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 para pistas pavimentadas situam-se entre 3,00 metros e 3,60 metros.

Ademais, a necessidade de evitar desuniformidade 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 extensão, inclusive naqueles segmentos com características tais que impliquem em uma redução da velocidade diretriz. Por outro lado, a largura das faixas poderá 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 justificativas em vias situadas em regiões topograficamente adversas, com baixos volumes de tráfego e com menor participação de veículos comerciais. Assim, no caso de trechos em pistas simples em regiões sensivelmente planas e com grande participação de veículos comerciais, quando os acostamentos não forem pavimentados, um pequeno aumento na largura do pavimento, de custo desprezível, contribui sensivelmente para o aumento de segurança do tráfego e do nível de serviço da via. Por sua vez, larguras excessivas de faixas, especialmente em pistas de mão única, além de onerar a implantação da rodovia, tendem a favorecer o surgimento de filas adicionais de veículos intercalados nos casos onde a velocidade de operação cair, por exemplo, em consequência de elevados volumes de tráfego.

Os valores básicos recomendados para a largura de uma faixa de rolamento pavimentada em tangente, ressalvadas as observações acima, constam do Quadro 5.7.1.1. As eventuais necessidades de superlargura em curvas estão abordadas no item 5.4.4.

Quadro 5.7.1.1 - Larguras das faixas de rolamento em tangentes

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

* Preferivelmente 3,50m, quando esperada alta percentagem de veículos comerciais

** Os valores referente à Classe IV são baseados na publicação "Manual de Rodovias Vicinais" – BIRD/BNDE/DNER - 1976

No caso geral de rodovias não pavimentadas, as larguras indicam a participação da superfície trafegável na determinação da largura total de plataforma. Obras-de-arte especiais deverão ter largura livre de 7,20m (Classe IV-A) ou 4,20m (Classe IV-B).

5.7.2 Largura dos acostamentos

Todas as vias deverão possuir acostamentos, pavimentados ou não. A largura designada para o acostamento deverá ser bem visível para o motorista e deverá ser mantida uniformemente, sem sofrer estreitamento esporádicos desnecessários. As mudanças de largura, quando absolutamente necessárias, deverão ser tão suaves quanto possível, precedidas por sinalização adequada.

Acostamentos, quando pavimentados, contribuem também para conter e suportar a estrutura do pavimento da pista. No caso de acostamentos não pavimentados, é desejável que seja revestida uma faixa adjacente à pista, com 0,30 a 0,50 metros de largura, objetivando estimular o uso da largura integral da pista. É importante minimizar eventuais degraus entre pista e acostamento.

O ideal seria o acostamento abrigar o veículo de projeto e uma pessoa trabalhando ao seu lado, mantendo ainda um afastamento de segurança da pista. Essas condições, porém, só são justificadas em condições relativamente severas de tráfego, com grande participação de veículos comerciais, situadas em região com topografia favorável e sem restrições de faixa de domínio. Outrossim, acostamentos muito largos poderão ser confundidos freqüentemente 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.

O valor desejável para o acostamento deveria ser fixado em cada caso como resultado de uma análise econômica que considerasse os custos adicionais de construção e os benefícios esperados sob forma de aumento da segurança e redução da interferência no tráfego, função da velocidade, do volume de tráfego e sua composição, das probabilidades de imobilização de um veículo, das probabilidades de ocorrência de um acidente e dos custos envolvidos, levando ainda em conta a categoria da rodovia. A largura do acostamento, entretanto, é mais sensível do que outros elementos a restrições de ordem econômica, tais como aquelas decorrentes do relevo ou de obras-de-arte de grande vulto.

Nos trechos em obra-de-arte deverão, em princípio, ser mantidas as larguras dos acostamentos dos trechos adjacentes. A possibilidade de reduções parciais ou totais, especialmente neste casos, deverá ser sempre considerada, justificando-se devidamente por uma avaliação econômica comparativa entre custo de construção e critérios mínimos de segurança, conforme exposto anteriormente.

No caso de rodovias de pista dupla ou de pistas em geral de mão única, deverá ser prevista uma largura pavimentada adicional entre o bordo esquerdo da pista de rolamento e a superfície não trafegável do canteiro. No caso de pistas de duas faixas, bastará dispor uma faixa de segurança, que exerça a separação psicológica entre pista e canteiro, proporcionando uma folga e estimulando a utilização da faixa de rolamento adjacente. No caso de pistas com maior número de faixas, o intenso tráfego dificulta sensivelmente a um veículo manobrar do lado interno para o lado externo da pista em casos de emergência, quando então torna-se desejável um acostamento interno de largura adequada. No caso de pista de três faixas, essa necessidade, bem como a largura a proporcionar, deve ser cuidadosamente avaliada, levando em conta os veículos que

efetivamente utilizam ou utilizarão as faixas mais internas. Em qualquer hipótese, deverá ser adotada uma largura para essa faixa de segurança não inferior àquela adotada para pistas de duas faixas. No caso de pistas de quatro ou mais faixas, é virtualmente obrigatório prever um acostamento interno adequado.

Os Quadros 5.7.2.1 e 5.7.2.2 resumem as larguras de acostamento a serem adotadas para as diversas classes de projeto. Reduções nos valores ali indicados deverão ser devidamente justificadas.

Quadro 5.7.2.1 - Larguras dos acostamentos externos (em metros)

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

* Preferivelmente 3,50m onde for previsto um volume horário unidirecional de caminhões superior a 250 veículos.

** Valores baseados na publicação "Manual de Rodovias Vicinais" – BIRD/BNDE/DNER – 1976. No caso de rodovias não pavimentadas, representam a contribuição para estabelecimento da largura da plataforma.

**Quadro 5.7.2.2 - Larguras dos acostamentos internos (em metros)*
pistas de mão única - Classes 0 ou I-A**

Número de faixas de rolamento da pista	Relevo		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
2	1,20-0,60	1,00-0,60	0,60-0,50
3 **	3,00-2,50	2,50-2,00	2,50-2,00
≥ 4	3,00	3,00-2,50	3,00-2,50

* Valores excepcionais e recomendados, respectivamente.

** Quando julgado necessário um acostamento. Em caso contrário, adotar os valores referentes a pistas de 2 faixas.

5.7.3 Conformação e declividades da pista e dos acostamentos

5.7.3.1 Conformação da pista em tangente

As pistas em tangente podem ter duas formas quando à seção transversal: pista de seção transversal abaulada ou pista de seção transversal com caimento simples.

Pista de seção transversal abaulada

Esse tipo de seção, isto é, com declividade transversal em dois sentidos, com a crista se situando aproximadamente no meio da pista, apresenta como possíveis vantagens os seguintes aspectos:

- a drenagem geralmente é mais rápida;
- o desnível entre os bordos 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 faixas adjacentes, condição ainda mais importante em pistas de mão dupla e tráfego em sentido 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 rodovias de pista simples e mão dupla. Pode porém ser empregado em pistas de mão única, especialmente no caso de traçados independentes.

Pista de seção transversal com caimento simples

Esse tipo de seção, com declividade transversal constante, apresenta as seguintes vantagens:

- algumas instalações de drenagem de modo geral somente são necessárias em um só lado da pista;

- o sentido de atuação da aceleração transversal é constante;
- a concepção da transição da superelevação é mais simples;
- a execução do pavimento pode muitas vezes ser mais simples.

Entre os aspectos desvantajosos, mencionam-se:

- um maior acúmulo de águas pluviais na faixa de rolamento de cota mais baixa;
- um constante desnível entre os bordos 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, especialmente quando os aspectos vantajosos preponderarem.

A Figura 5.7.3.1 apresenta os diversos arranjos de declividades para rodovias de pista dupla.

5.7.3.2 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 e de aparência geral, como por motivos operacionais e de segurança, decorrentes da menor aceleração transversal, proporcionando um maior conforto de dirigir e um menor desvio lateral por ocasião de freadas bruscas, ventos fortes ou lama na pista. Porém, a condição básica para a adoção de valores baixos de declividade é que os pavimentos sejam de alta qualidade e elevado grau de acabamento, com reduzido grau de absorção e retenção de água.

A declividade transversal mais recomendável para as pistas é de 2% para pavimentos betuminosos de alta qualidade e de 1,5% para pavimentos de concreto de cimento.

No caso de pistas cujos pavimentos tenham maior grau de porosidade ou onde sejam previsíveis recalques diferenciais da plataforma (só aceitáveis em classes de projeto inferiores) poderá ser adotada uma declividade de 2,5%, no máximo 3%.

Também no caso de pistas com caimento simples e mais de duas faixas, poderá ser conveniente, por motivos de drenagem, adotar uma declividade superior a 2%.

Pistas não pavimentadas terão declividades transversais de 3% ou excepcionalmente de 4%, conforme o tipo de solo constituinte do sub-leito e do revestimento da via e o regime pluviométrico.

Os acostamentos, pavimentados ou não, terão uma declividade normal de 5%. Acostamentos e faixas de segurança internas poderão drenar para a pista ou para o canteiro, dependendo das circunstâncias específicas. A primeira hipótese é mais adequada para faixas de segurança, face à sua pequena largura.

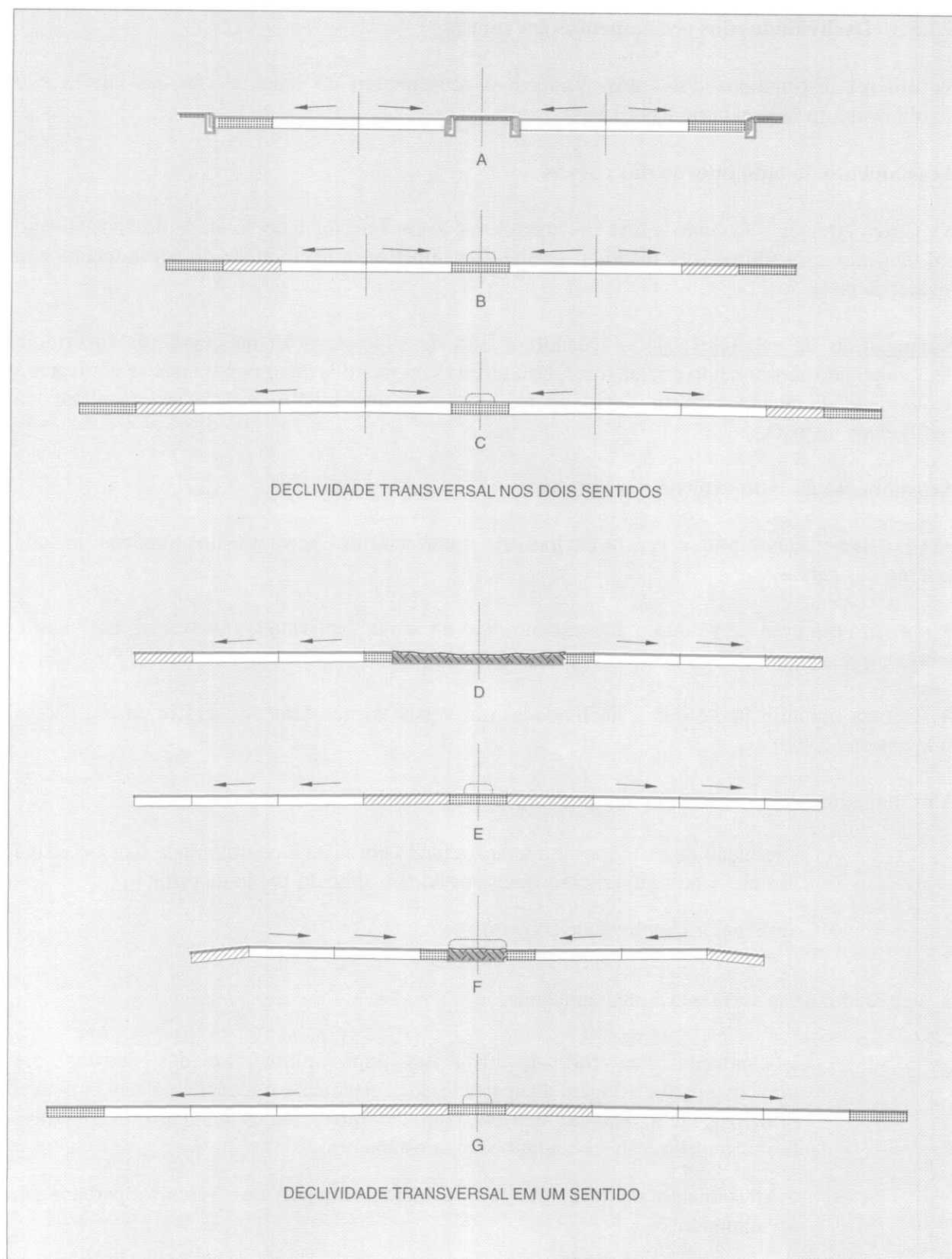


Figura 5.7.3.1 - Arranjos de declividades para rodovias de pista dupla

5.7.3.3 Declividades dos acostamentos em curvas

Devem ser distinguidos dois casos básicos: o acostamento do lado interno das curvas 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 será mantida. Quando for superior, a declividade do acostamento será 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 será mantida até o ponto onde se equivaler à declividade da pista. A partir desse ponto, o acostamento interno girará, 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 do bordo 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 do bordo 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 $\leq 1,20\text{m}$).

A segunda hipótese é recomendada para os casos gerais, de acostamento largos (largura $> 1,20\text{m}$), tendo em vista que as restrições à operação são consideradas aceitáveis quando a diferença algébrica entre as declividades da pista e do acostamento no bordo 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 a 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 será de 2% (diferença algébrica das declividades não superior a 7%). Quando a taxa de superelevação for superior a 5%, a declividade do acostamento será 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.

A Figura 5.7.3.2 a seguir, mostra as situações descritas.

Na transição do abaulamento e da superelevação – A declividade do acostamento será 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 será 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 será 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 crescerá gradualmente, desde o valor nulo até o valor a ser mantido na curva circular, aproximadamente igual a 40% da largura do acostamento.

As Figuras 5.7.3.3 e 5.7.3.4 ilustram seções transversais esquemáticas para as situações mais habituais, com ênfase no caso mais geral de rodovias de pista simples e seção abaulada com crista no centro.

5.7.4 Canteiro central

Sob os aspectos operacionais e estéticos, são desejáveis canteiros centrais com a maior largura possível e viável. A largura dos canteiros centrais, em princípio, só é limitada por fatores econômicos. Conforme as circunstâncias, aumentos irrazoáveis na terraplenagem ou na extensão de obras-de-arte transversais, na desapropriação de faixa de domínio adicional, nos custos de manutenção, etc, poderão restringir canteiros largos. Por outro lado, canteiros largos poderão proporcionar economias, representadas pela desnecessidade de defensas, barreiras centrais ou dispositivos anti-ofuscantes. Todos esses elementos, em alguns casos, podem representar parcela ponderável do orçamento da construção e posterior manutenção.

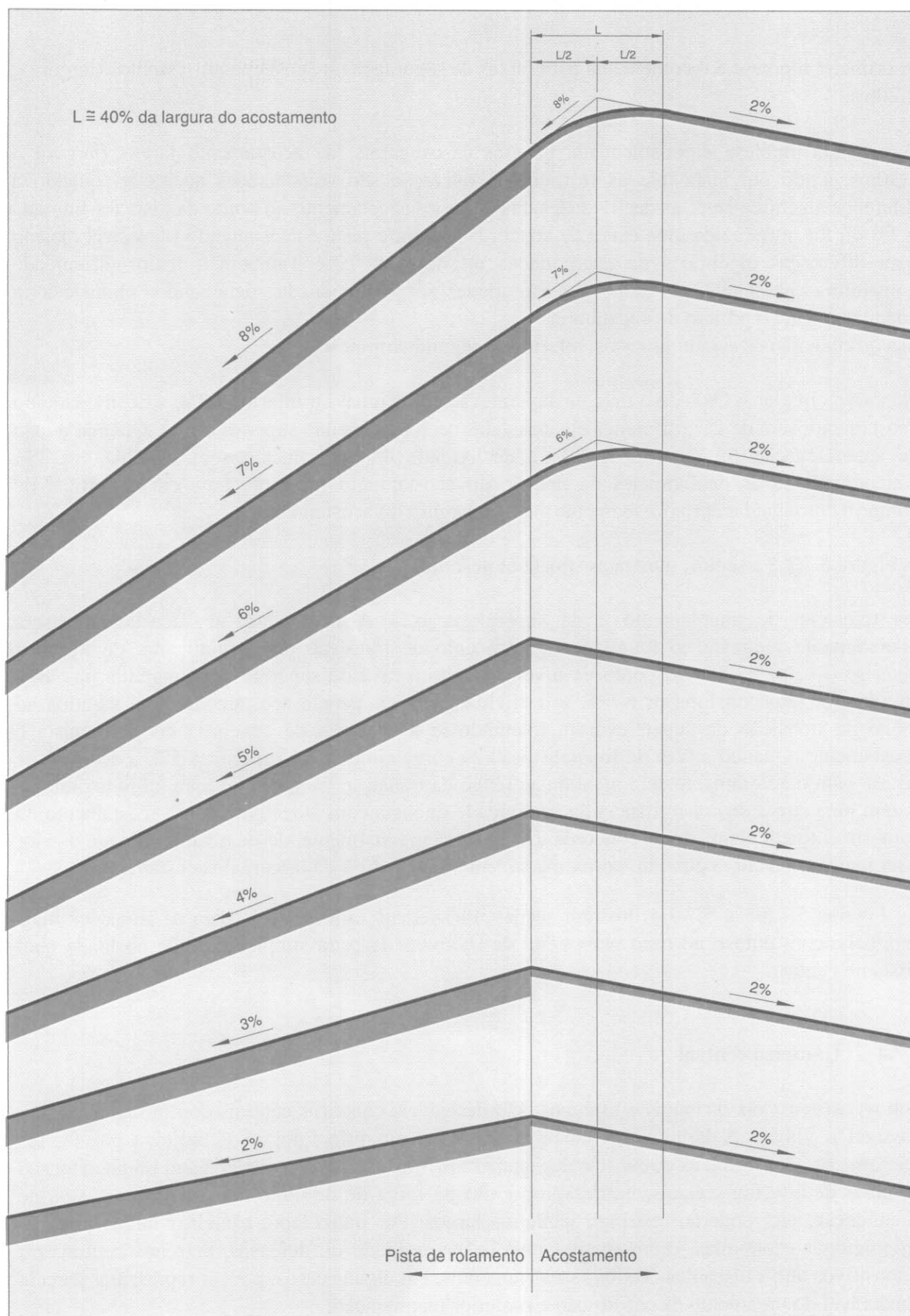


Figura 5.7.3.2 - Declividade do acostamento na curva circular

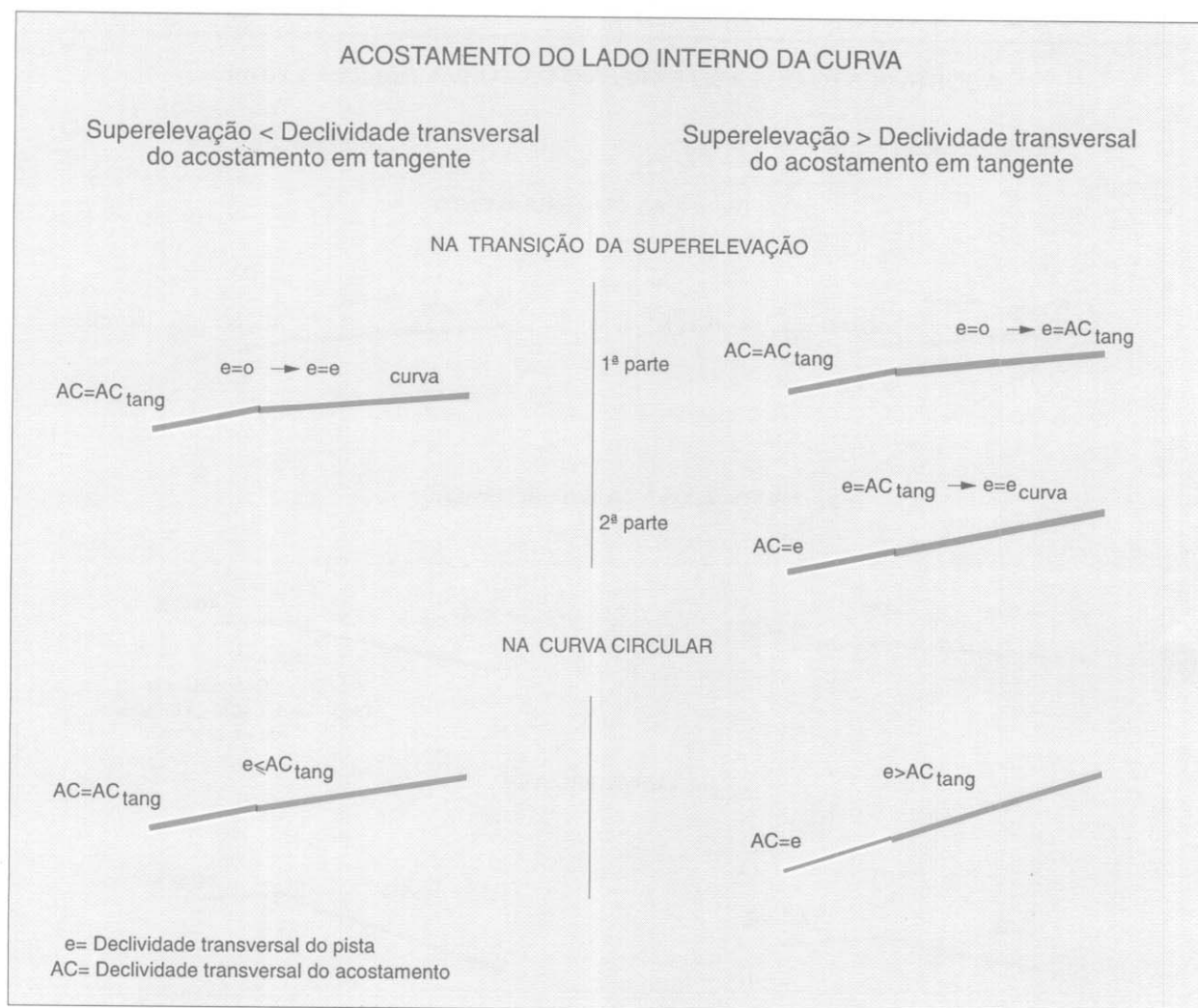


Figura 5.7.3.3 - Declividade transversal dos acostamentos em curvas (Lado interno)

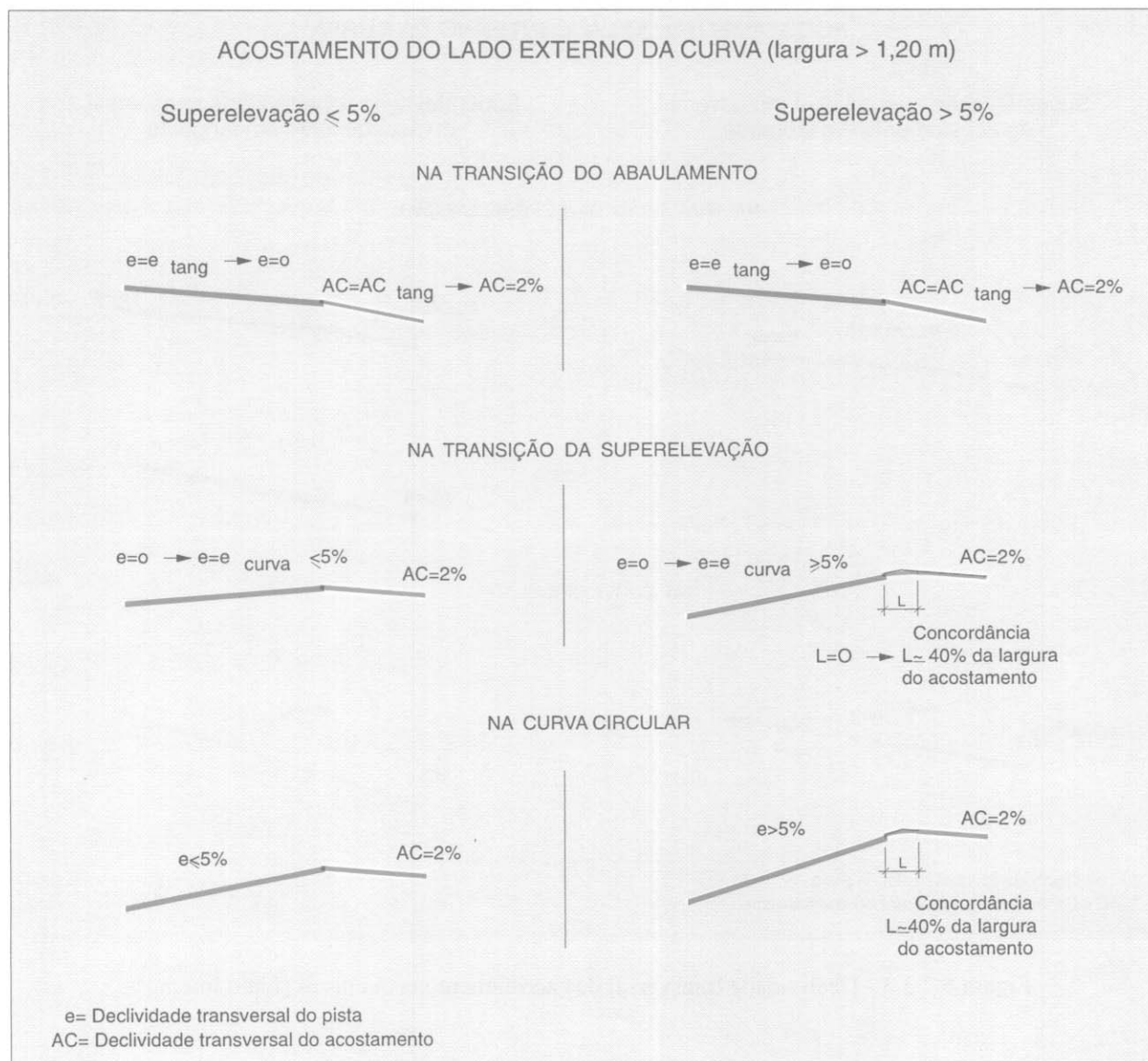


Figura 5.7.3.4 - Declividade transversal dos acostamentos em curvas (Lado externo)

Portanto, a escolha do valor a ser adotado para um determinado projeto será 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, de eventuais faixas de desaceleração e espera para conversões à esquerda em nível, etc. (incluídas, por definição, na largura do canteiro). Frequentemente, deverá abrigar completamente um veículo que, em interseções ou retornos em nível, cruze a rodovia em duas etapas. O veículo de projeto a considerar será aquele representativo das condições locais e específicas predominantes em cada caso. Eventualmente, o canteiro poderá ser alargado na área de interseções para proporcionar a largura necessária.

A largura mínima normal do canteiro, independente da existência de acostamentos internos, necessária para permitir a disposição de uma eventual faixa de espera para conversão à esquerda ou para abrigar um veículo de projeto tipo “VP” atravessando a rodovia em duas etapas, será de 6 metros. O mínimo absoluto, em casos especiais, sem necessidade de considerar interseções em nível, será de 3 metros. Larguras de 10 – 12 metros são desejáveis sempre que possível, podendo atingir até cerca de 18 metros em condições favoráveis, valor este que permite também um eventual aproveitamento do canteiro por outro meio de transporte. Se for prevista uma futura faixa adicional de tráfego, a ser construída em etapa posterior, esta deverá ser levada em consideração para o estabelecimento da largura do canteiro.

Por sua vez, não é conveniente manter com dimensões constantes um canteiro muito largo, em geral apenas cabível em rodovias do mais elevado padrão. Nesta hipótese, bem como em determinadas outras situações, é desejável um canteiro central de largura variável, adotando-se traçados independentes em planta e/ou perfil para as duas pistas, com as vantagens da quebra de monotonia, a melhor adaptação à topografia, um superior aproveitamento paisagístico e cênico e a redução do ofuscamento. Locais especialmente prováveis para esse caso são áreas desimpedidas em encostas, ao longo de orlas marítimas ou cursos d’água, contornando espigões, abrangendo fundos de vale, etc.

No caso de canteiros com larguras muito pequenas, em vias de alta velocidade, em muitos casos será conveniente dispor um separador físico rígido, o qual requer maior atenção à drenagem, especialmente em seções superelevadas. Havendo apenas uma defesa, o centro do canteiro poderá ser pavimentado e disposto de modo levemente elevado, para facilitar a drenagem. Em casos extremos, o canteiro se reduzirá à barreira ou defesa e a uma faixa de segurança ou acostamento de cada lado. Esses casos corresponderão normalmente a longas estruturas ou túneis, ou a trechos com sérias restrições de faixa de domínio e intensos volumes de tráfego. Nesses casos, deverá ser prevista onde necessário uma adequada proteção contra o ofuscamento causado por faróis altos, caso não seja prevista iluminação.

O Quadro 5.7.4.1 a seguir resume os valores recomendados para a largura dos canteiros centrais.

Quadro 5.7.4.1 - Largura do canteiro central

Classe da rodovia	Largura do canteiro central
<u>Classe 0</u>	
Seção transversal restrita *	3 a 7 metros
Valor normal	6 a 7 metros
Desejável ***	10 a 18 metros
<u>Classe I</u>	
Seção transversal restrita *	3 a 7 metros
Valor necessário nas áreas de retornos e interseções em nível **	≥ 6 metros
Desejável ***	10 a 12 metros

* Conforme a largura das faixas de segurança e conversão ou acostamentos internos.

** Conforme o veículo de projeto adotado para o local.

*** Observar ainda se há necessidade de prever o futuro acréscimo de uma faixa de rolamento ou o aproveitamento do canteiro por outros meios de transportes.

Os canteiros serão, desejavelmente, plantados e um pouco rebaixados, recebendo onde for o caso a drenagem do acostamento ou faixa interna – e, em curvas, também de uma pista – terão uma valeta em seu ponto baixo. A seção transversal desta não deverá constituir obstáculos para veículos desgovernados. Para tanto, os taludes do canteiro deverão ter valores entre 1:10 e 1:6 (excepcionalmente, 1:4), de forma a dispensar o emprego de defensas e barreiras.

5.7.5 Taludes

Considerações relativas à operação e à segurança do tráfego, bem como à aparência da rodovia, tornam desejáveis taludes os mais suaves possíveis, com inclinações aquém daquelas calculadas para se obter sua estabilidade. Taludes suaves têm a seu favor:

- a maior conformação às formas da natureza,
- uma melhor impressão visual e estética;
- a maior estabilidade geotécnica em alguns casos;
- menores custos de manutenção, pela possibilidade não só de plantar o talude como de eventualmente mecanizar sua conserva;
- principalmente no caso de aterros, a segurança aumentada em caso de desgoverno do veículo, que poderá eventualmente retornar à pista sem tombar.

O último caso citado já ocorre com taludes 1:4. Entretanto, o valor 1:6 é mais seguro, tanto mais quanto maiores sejam os volumes de tráfego. Mesmo quando o talude empregado para o aterro for mais íngreme, a porção superior do talude, adjacente ao acostamento, pode ser dotada de uma inclinação mais suave. Deve ser observado que, quanto mais baixo o aterro, menos onerosa é sua suavização.

O emprego desses taludes suaves poderá diminuir a necessidade de defensas, posto que, em certos casos, a combinação dos custos inicial e de manutenção das defensas é mais onerosa que a suavização dos taludes de aterro. Portanto, essa hipótese deverá ser sempre investigada, especialmente quando se verificarem bota-foras. Porém, na determinação final dos taludes a adotar influirá as características geológicas-geotécnicas e as condicionantes hidrológicas e de drenagem.

Os taludes deverão desejavelmente se adaptar à declividade transversal do terreno. Em terreno mais íngremes, taludes excessivamente suaves assumem uma aparência artificial, além de aumentar os custos. Também em zonas sensíveis ao ruído (residenciais, escolas, hospitais), taludes de cortes mais íngreme contribuem não só para diminuir psicologicamente a impressão auditiva, em parte como consequência do ocultamento de rodovia, como também para reduzir a dispersão do ruído. Entretanto, em locais apropriados, o talude deverá ser suavizado para obter as vantagens correspondentes.

Em geral, por motivos estéticos e de segurança, são 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, dependerá do tipo de solo, inclinação e altura do talude e declividade do terreno. As curvas verticais de arredondamento dos ângulos diedros terão comprimentos $L = 1,5$ a 4 metros. Os valores mais altos se aplicam no caso de terrenos íngremes; os mais baixos, à sarjeta e ao bordo externo do acostamento.

A conformação esteticamente mais desejável para os taludes é aquela em que a transição entre plataforma e terreno natural é efetuada da forma mais natural e suave possível, procurando disfarçar o rasgo e os elementos estranhos introduzidos na paisagem. Para alcançar esse objetivo, contribui a adoção para os taludes de um perfil suave continuamente arredondado, conectando plataforma e terreno.

Um efeito visualmente agradável para o motorista, reduzindo a sensação de confinamento, pode ser obtido variando a inclinação dos taludes de cortes, mantendo constante o comprimento da face do talude, medido entre o pé do corte e o ponto mais elevado deste. Esse caso se aplica especialmente a cortes prolongados, com alternância de segmentos com grande e pequena altura de corte (ou mesmo pequenas grotas). O comprimento a ser escolhido para a face do talude será função da declividade do terreno e da relação entre as maiores e menores alturas de talude.

5.7.6 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 freqüentes de emprego de defensas são os de proximidades de pilares, 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, deverá ser sempre investigada a melhor solução em cada caso.

Ao enlaçar obstáculos fixos (pilares, postes, etc), a defesa deverá estar afastada destes a distância necessária para atender à deflexão dinâmica associada ao tipo de defesa adotado e que lhe confere as características amortecedores de choque. No caso de emprego em canteiro central, a máxima deflexão da defesa flexível não deve invadir a pista de rolamento oposto.

No caso de pista dupla, sendo demasiadamente estreito o espaço entre os acostamentos internos (inferior a 1,8 metros), 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 defesa e separadores rígidos pode influir sensivelmente sobre a distância de visibilidade disponível. Deverão 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 0,60 a 0,80 metros na base e de 0,15 metros na crista. A altura acima do pavimento geralmente é de 0,80 metros.

Defensas metálicas têm comumente altura total de 0,75 metros e largura de cerca de 0,50 metros (defensa simples para tráfego de um só lado) a 0,80 metros (defensa dupla para canteiro central).

A necessidade de defensas ou de barreiras rígidas em crista de aterros pode ser determinada pelo gráfico simples da Figura 5.7.6.1. A curva apresentada no gráfico representa a linha de equilíbrio de conseqüências entre rolar o talude e colidir com a defesa; 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

defensa por motivo de talude; esta poderá porém 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, poderão 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 5.7.6.2 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 correspondente 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 canteiro 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.

Da mesma forma, para canteiros relativamente largos, a probabilidade de travessia por um veículo é também pequena. Assim, para canteiros com mais de 9 metros, 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 metros não deverão 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 a pista.

Convém ainda acrescentar que defensas e barreiras rígidas nunca devem ser introduzidas abruptamente. A elevação da crista de um separador físico deverá se processar ao longo de uma extensão suficiente para que este não se constitua em obstáculo frontal. A introdução da defesa deve ser gradual, aproximando-se do acostamento de forma contínua, acompanhando um alinhamento curvilíneo (parabólico). O início da defesa deverá estar enterrado no corte que precede o aterro onde for necessário ou, no caso de enlaçar obstáculos fixos, se elevará gradativamente a partir do solo ao longo desse trecho de aproximação. A situação final em planta e a cota definitiva deverão ser atingida antes do obstáculo a ser protegido.

Critérios e especificações adicionais sobre tipos e materiais constituintes das defensas e barreiras, aspectos geométricos, critérios para introduzir e dispor esses elementos, etc. constam das publicações: “Especificações para Barreiras, Defensas, Antiofuscante e Separadores de Trânsito” – DNER – Diretoria de Trânsito – 1977 e “IS-21 – Instruções de Serviço para Projeto de Defensas”, integrantes do “Manual de Serviços de Consultoria para Estudos e Projetos Rodoviários” – DNER – Diretoria de Planejamento – 1978.

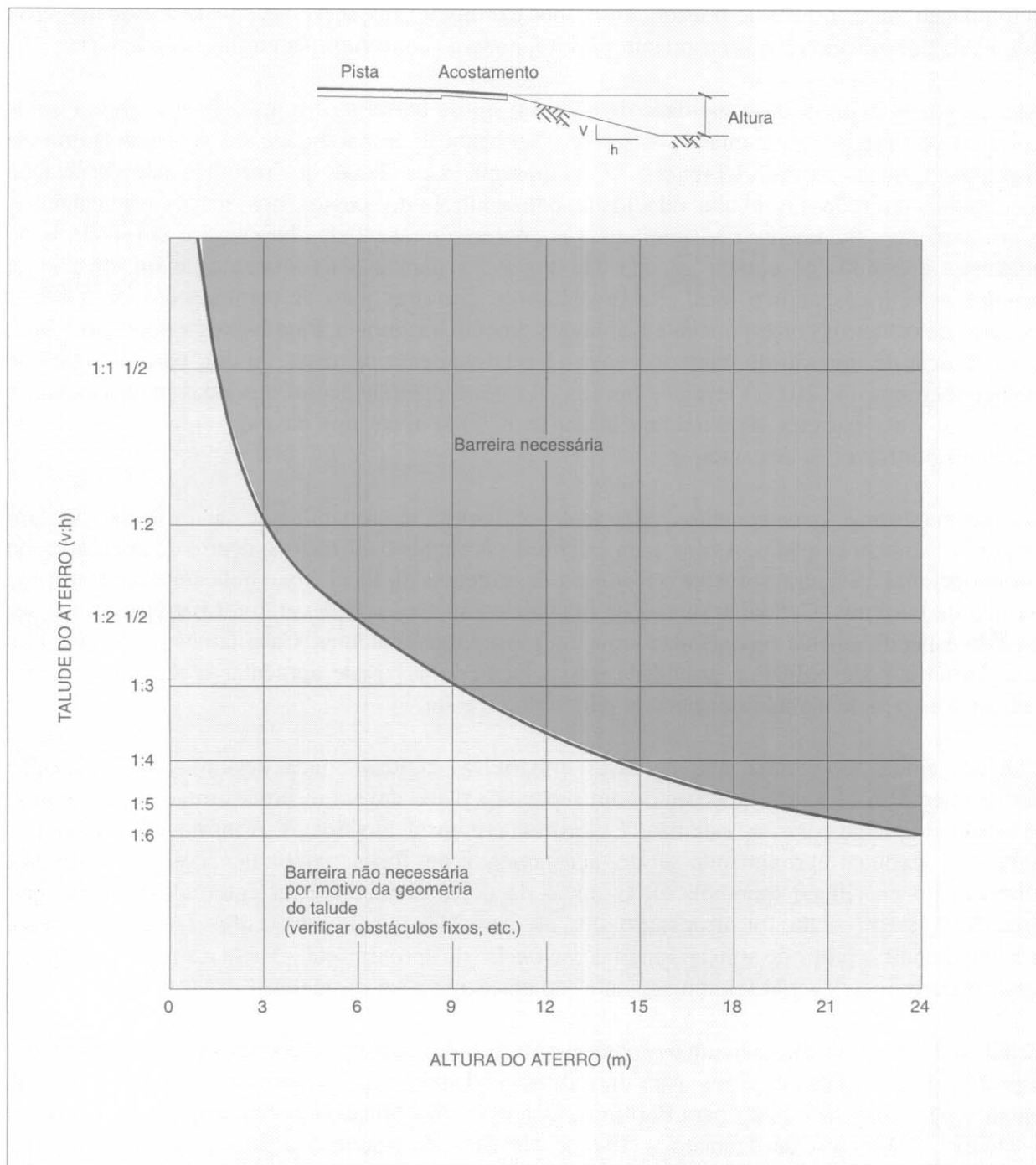


Figura 5.7.6.1 - Necessidade de defesa ou barreira rígida em aterros

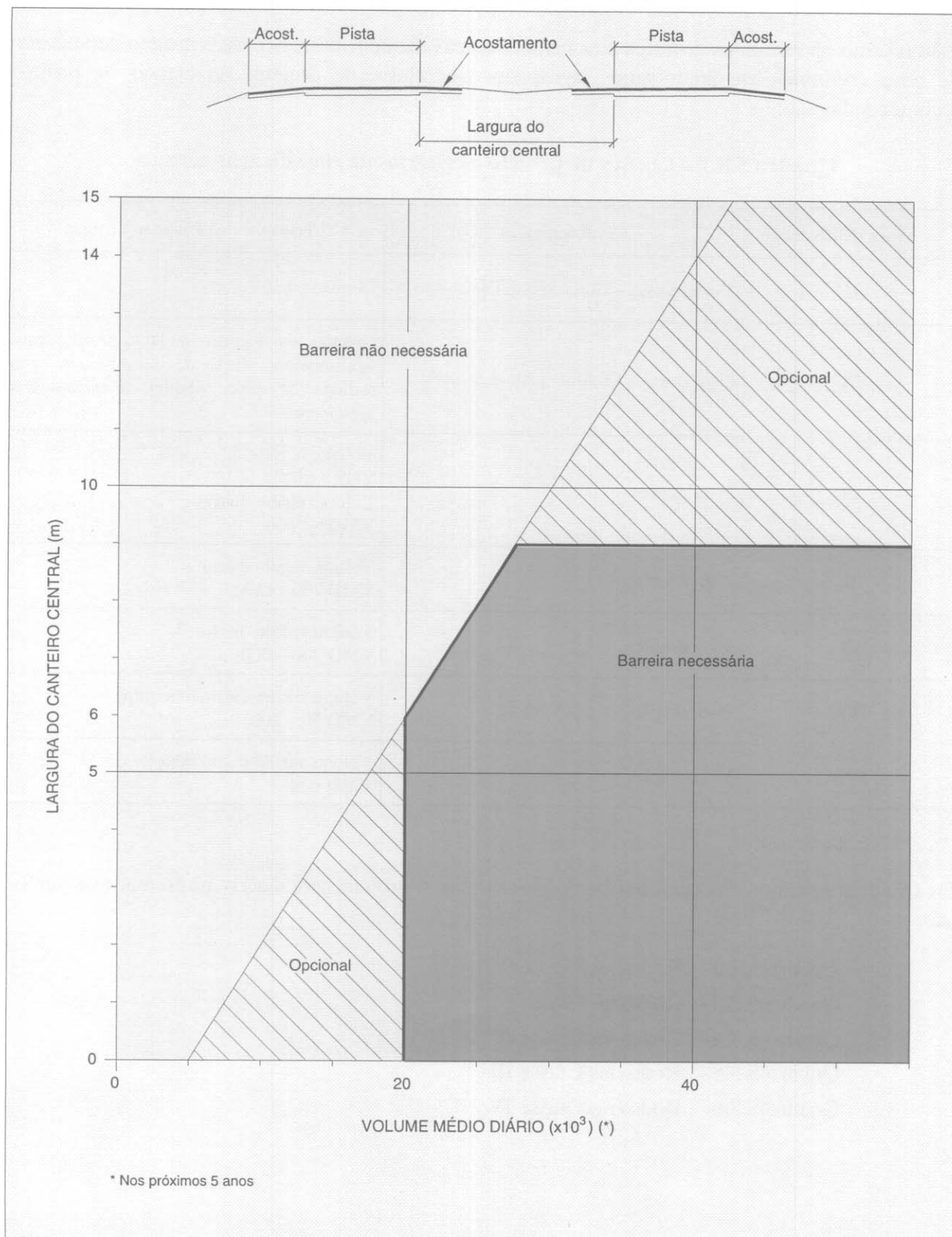


Figura 5.7.6.2 - Necessidade de defesa ou barreira rígida em canteiros centrais

5.8 RESUMO DAS CLASSES E DAS CARACTERÍSTICAS DE PROJETO

Este resumo apresenta os critérios e as características técnicas básicas para o projeto geométrico de novas rodovias em áreas rurais, agrupados por classe de projeto. As classes de projeto recomendadas são:

Quadro 5.8.1 – Classes de projeto e critérios de classificação técnica

Classes de projeto	Características	Critérios de classificação técnica (*)
0	Via Expressa – Controle total de acesso	Decisão administrativa
IA	Pista Dupla – Controle parcial de acesso	Quando os valores de tráfego previstos ocasionaram níveis de serviço em uma rodovia de pista simples inferiores aos aceitáveis.
IB	Pista simples	Volume horário de projeto VHP > 200 Volume médio diário VMD > 1400
II	Pista simples	Volume médio diário VMD 700 - 1400
III	Pista simples	Volume médio diário VMD 300 – 700
IVA	Pista simples	Volume médio diário (abertura) VMD 50 – 200
IVB	Pista simples	Volume médio diário (abertura) VMD < 50

(*) Critérios preliminares

Os Quadros-resumos das características básicas para o projeto geométrico apresentados a seguir são:

- Quadro 5.8.2- Rodovias Classe 0
- Quadro 5.8.3- Rodovias Classe I
- Quadro 5.8.4- Rodovias Classe II
- Quadro 5.8.5- Rodovias Classe III
- Quadro 5.8.6- Rodovias Classe IV

**Quadro 5.8.2 - Características básicas do projeto geométrico
Rodovia Classe 0 – vias expressas**

Características	Região		
	Plana	Ondulada	Montanhosa
Velocidade diretriz	120 km/h	100 km/h	80 km/h
Distância mínima de visibilidade de parada			
• desejável	310m	210m	140m
• absoluta	205m	155m	110m
Raio mínimo de curva horizontal (e = 10%)	540m	345m	210m
Rampa máxima	3%	4%	5%
Valor mínimo de K para curvas verticais convexas:			
• desejável	233	107	48
• absoluto	102	58	29
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas:			
• desejável	80	52	32
• absoluta	50	36	24
Largura da faixa de rolamento	3,60m	3,60m	3,60m
Largura do acostamento externo:	3,50m	3,00m	3,00m
Largura do acostamento interno:			
• pistas de 2 faixas	1,20 – 0,60m	1,00 – 0,60m	0,60 – 0,50m
• pistas de 3 faixas *	3,00 – 2,50m	2,50 – 2,00m	2,50 – 2,00m
• pistas de 4 faixas	3,00m	3,00 – 2,50m	3,00 – 2,50m
Gabarito mínimo vertical	5,50m	5,50m	5,50m
Afastamento lateral mínimo do bordo do acostamento:			
• obstáculos contínuos	0,50m	0,50m	0,50m

Quadro 5.8.2 – Continuação

Características	Região		
	Plana	Ondulada	Montanhosa
• obstáculos isolados	1,50m	1,50m	1,50m
Largura do canteiro central:			
• absoluta **	3 – 7m	3 – 7m	3 – 7m
• valor normal	6 – 7m	6 – 7m	6 – 7m
• desejável	10 – 18m	10 – 18m	10 – 18m

* Quando for dispensável o acostamento interno total, utilizar os valores para pistas de 2 faixas.

** Conforme a largura dos acostamentos internos.

**Quadro 5.8.3 - Características básicas do projeto geométrico
Rodovias Classe I**

Características	Região		
	Plana	Ondulada	Montanhosa
Velocidade diretriz	100 km/h	80 km/h	60 km/h
Distância mínima de visibilidade de parada			
• desejável	210m	140m	85m
• absoluta	155m	110m	75m
Distância mínima de visibilidade de ultrapassagem (Classe I-B)	680m	560m	420m
Raio mínimo de curva horizontal ($e = 10\%$)	345m	210m	115m
Rampa máxima	3%	4,5%	6%
Valor mínimo de K para curvas verticais convexas:			
• desejável	107	48	18
• absoluto	58	29	14
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas:			
• desejável	52	32	17
• absoluto	36	24	15
Largura da faixa de rolamento	3,60m	3,60m	3,60m
Largura do acostamento externo:	3,00m	2,50m	2,50m
Largura do acostamento interno (Classe I-A):			
• pistas de 2 faixas	1,20 – 0,60m	1,00 – 0,60m	0,60 – 0,50m
• pistas de 3 faixas *	3,00 – 2,50m	2,50 – 2,00m	2,50 – 2,00m
• pistas de 4 faixas	3,00m	3,00 – 2,50m	3,00 – 2,50m
Gabarito mínimo vertical	5,50m	5,50m	5,50m

Quadro 5.8.3 – Continuação

Características	Região		
	Plana	Ondulada	Montanhosa
Afastamento lateral mínimo do bordo do acostamento:			
• obstáculos contínuos	0,50m	0,50m	0,50m
• obstáculos isolados	1,50m	1,50m	1,50m
Largura do canteiro central (Classe I-A):			
• absoluta **	3 – 7m	3 – 7m	3 – 7m
• mínimo em interseções em nível	≥6m	≥6m	≥6m
• desejável	10 – 12m	10 – 12m	10 – 12m

* Quando for dispensável o acostamento interno total, utilizando os valores para pista de 2 faixas.

** Conforme a largura dos acostamentos internos.

**Quadro 5.8.4 - Características básicas do projeto geométrico
Rodovias Classe II**

Características	Região		
	Plana	Ondulada	Montanhosa
Velocidade diretriz	100 km/h	70 km/h	50 km/h
Distância mínima de visibilidade de parada			
• desejável	210m	110m	65m
• absoluta	155m	90m	60m
Distância mínima de visibilidade de ultrapassagem	680m	490m	350m
Raio mínimo de curva horizontal ($e = 8\%$)	375m	170m	80m
Rampa máxima	3%	5%	7%
Valor mínimo de K para curvas verticais convexas:			
• desejável	107	29	10
• absoluto	58	20	9
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas:			
• desejável	52	24	12
• absoluto	36	19	11
Largura da faixa de rolamento	3,60m	3,50m	3,30m
Largura do acostamento externo	2,50m	2,50m	2,00m
Gabarito mínimo vertical			
• desejável	5,50m	5,50m	5,50m
• absoluto	4,50m	4,50m	4,50m
Afastamento lateral mínimo do bordo do acostamento			
• obstáculos contínuos	0,50m	0,50m	0,50m
• obstáculos isolados	1,50m	1,50m	1,50m

**Quadro 5.8.5 - Características básicas do projeto geométrico
Rodovias Classe III**

Características	Região		
	Plana	Ondulada	Montanhosa
Velocidade diretriz	80 km/h	60 km/h	40 km/h
Distância mínima de visibilidade de parada			
• desejável	140m	85m	45m
• absoluta	110m	75m	45m
Distância mínima de visibilidade de ultrapassagem	560m	420m	270m
Raio mínimo de curva horizontal ($e = 8\%$)	230m	125m	50m
Rampa máxima	4%	6%	8%
Valor mínimo de K para curvas verticais convexas:			
• desejável	48	18	5
• absoluto	29	14	5
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas:			
• desejável	32	17	7
• absoluto	24	15	7
Largura da faixa de rolamento	3,50m	3,30m	3,30m
Largura do acostamento externo	2,50m	2,00m	1,50m
Gabarito mínimo vertical			
• desejável	5,50m	5,50m	5,50m
• absoluto	4,50m	4,50m	4,50m
Afastamento lateral mínimo do bordo do acostamento			
• obstáculos contínuos	0,30m	0,30m	0,30m
• obstáculos isolados	0,50m	0,50m	0,50m

**Quadro 5.8.6 - Características básicas do projeto geométrico
Rodovias Classe IV**

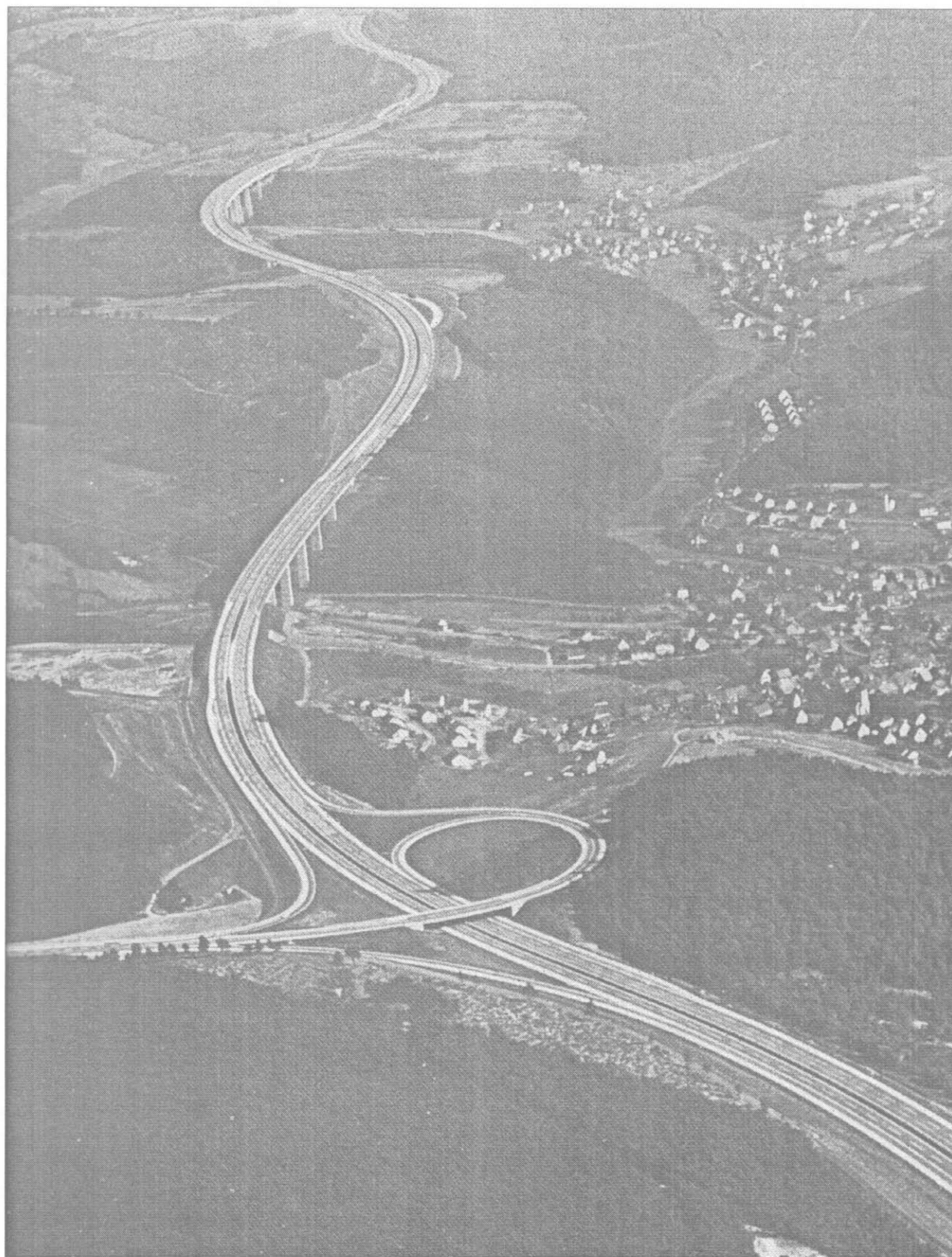
Características	Região		
	Plana	Ondulada	Montanhosa
Velocidade diretriz	60 km/h	40 km/h	30 km/h
Distância mínima de visibilidade de parada			
• desejável	85m	45m	30m
• absoluta	75m	45m	30m
Distância mínima de visibilidade de ultrapassagem	420m	270m	180m
Raio mínimo de curva horizontal ($e = 8\%$ *)	125m	50m	25m
Rampa máxima			
• Subclasse A	4%	6%	8%
• Subclasse B	6%	8%	10% **
Valor mínimo de K para curvas verticais convexas:			
• desejável	18	5	2
• absoluto	14	5	2
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas:			
• desejável	17	7	4
• absoluto	15	7	4
Largura da faixa de rolamento:			
• Subclasse A	3,00m	3,00m	3,00m
• Subclasse B	2,50m	2,50m	2,50m
Largura do acostamento:			
• Subclasse A	1,30m	1,30m	0,80m
• Subclasse B	1,00m	1,00m	0,50m

Quadro 5.8.6 – Continuação

Características	Região		
	Plana	Ondulada	Montanhosa
Gabarito mínimo vertical			
• desejável	5,50m	5,50m	5,50m
• absoluto	4,50m	4,50m	4,50m
Afastamento lateral mínimo do bordo do acostamento			
• obstáculos contínuos	0,30m	0,30m	0,30m
• obstáculos isolados	0,50m	0,50m	0,50m

* Enquanto não pavimentada, a taxa mínima de superelevação deve limitar-se a 4%.

** Extensão limitada a 300m contínuos.



Traçado ótico-fluente

CAPÍTULO 6

6. MELHORAMENTOS EM RODOVIAS EXISTENTES

6.1 CRITÉRIOS DE MELHORAMENTOS

Os projetos de reabilitação e/ou melhorias pressupõem o máximo aproveitamento da pista e plataforma existentes. Portanto, em princípio, não seria cabível falar em Projeto Geométrico em serviços dessa natureza. Entretanto, ainda assim é conveniente levar em consideração determinados critérios de projeto, seja porque são intrínsecos e necessários a esses serviços, seja porque podem melhorar o padrão da rodovia com acréscimos pequenos de investimentos.

Deve-se salientar que o estabelecimento de critérios e a determinação de melhorias necessárias em rodovias existentes é facilitada pela experiência disponível e a possibilidade da verificação “in loco” da adequação das características da rodovia.

Os critérios a seguir são complementares aos critérios constantes do Capítulo 5.

6.1.1 Velocidade diretriz

A velocidade diretriz influencia os padrões de visibilidade a proporcionar, a superelevação, a sinalização, etc. Os valores a serem considerados serão desejavelmente estabelecidos a partir das velocidades de operação efetivamente verificadas, determinado-se um valor médio estatisticamente representativo. A velocidade diretriz deverá ser mantida constante em cada subtrecho homogêneo, evitando-se freqüentes alterações. Ademais, deverá ser compatível com a classe da rodovia e o relevo.

6.1.2 Veículos de projeto

Deverão ser selecionados, entre os quatro tipos recomendados no item 5.2, veículos de projeto adequados para representar o fluxo principal e, especialmente, os fluxos nas interseções que serão melhoradas.

6.1.3 Distâncias de visibilidade

Difícilmente será possível melhorar a visibilidade nas curvas verticais, sob pena de perda do pavimento, fugindo ao conceito de reabilitação. Ainda assim, deverão ser examinadas “in loco” as condições de visibilidade em todas as curvas verticais. Igualmente, com base no levantamento topográfico, serão verificados os parâmetros K e comparados com os valores requeridos, procurando confirmar as observações feitas e detectar situações em que quebras isoladas de padrão possam se tornar pontos perigosos e justifiquem melhorias isoladas na geometria.

Por sua vez, deficiências de visibilidade em curvas horizontais, especialmente aquelas que restringem as ultrapassagens, oferecem um maior campo para a execução de melhorias e, eventualmente, uma perceptível elevação no nível de serviço. Deve ser ressaltado que os serviços de melhorias da visibilidade nesses casos não requerem perda do pavimento e freqüentemente, de acordo com seu vulto, adequam-se ao objetivo dos projetos de reabilitação. De qualquer forma, é desejável proporcionar as distâncias mínimas de visibilidade de parada.

6.1.4 Alinhamento horizontal

Geralmente, nos projetos de reabilitação, não será viável tornar o traçado mais fluente. Onde porém forem realizadas melhorias localizadas de traçado, os controles deverão ser levados em conta sempre que possível.

No que diz respeito aos raios mínimos de curvatura horizontal, em princípio, nenhuma curva deveria ter um raio inferior ao raio mínimo calculado pela fórmula apresentada no item 5.4.3, sendo que os elementos da fórmula agora a considerar são:

V = velocidade predominante de operação efetivamente ocorrente no local.

e = superelevação existente na curva.

f = máximo coeficiente de atrito transversal admissível, função da velocidade V .

Uma curva com raio inferior ao valor calculado pela referida fórmula não é suficientemente segura para ser percorrida pelo tráfego, às velocidades de operação efetivamente ocorrentes no trecho. Nesse caso, é desejável introduzir melhorias, seja elevando a taxa de superelevação (até o valor máximo admissível), seja aumentando o raio. Em caso contrário, a curva deverá ser sinalizada adequadamente como local perigoso.

Com relação aos gabaritos horizontais, deverão ser obedecidos os valores recomendados para todas as novas construções, objetos e dispositivos permanentes a serem executados ou introduzidos durante as obras. Ademais, é altamente desejável expandir o âmbito dos serviços, sempre que for possível e os custos se mantiverem em limites razoáveis, para eliminar deficiências existentes nesses aspectos e elevar o padrão da rodovia ao nível desejável.

6.1.5 Alinhamento vertical

Via de regra, não será possível levar em conta nos projetos de reabilitação os critérios fixados anteriormente, salvo onde forem realizadas melhorias de traçados.

Com efeito, as rampas máximas serão atendidas nos projetos de reabilitação no caso de serem projetadas melhorias localizadas. Ademais, nesse caso, os valores adotados deverão ser coerentes com as rampas dos segmentos adjacentes.

Relativamente às curvas verticais, os valores mínimos do parâmetro K deverão atender aos recomendados no item 5.5.3, não devendo ser inferior, em ordem de grandeza, aos valores das curvas verticais dos segmentos adjacentes.

Observa-se, ainda, que os serviços de reabilitação não são influenciados pelos gabaritos verticais disponíveis. Entretanto, é sempre desejável eliminar, na medida do possível, as restrições existentes nesse aspecto.

6.1.6 Coordenação dos alinhamentos horizontal e vertical

O caráter localizado das eventuais melhorias geométricas previstas dificilmente permitirá o atendimento dos critérios recomendados.

Deve-se destacar que os serviços de reabilitação prevêm o aproveitamento da pista e da plataforma com manutenção das condições existentes. As mesmas características podem ser mantidas no caso de melhorias localizadas, em coerência com os segmento adjacentes.

6.1.7 Defensas e barreiras

No caso de projetos de reabilitação e/ou melhorias, a pré-existência da rodovia possibilita a verificação e observação direta de situações perigosas e proporciona registros de acidentes ocorridos que revelem possíveis pontos negros. Dessa forma, a caracterização da necessidade de defensas ocorre de forma direta e mais realista do que aquela decorrente da mera aplicação de gráficos gerais.

6.2 CARACTERÍSTICAS DE PROJETO

As dificuldades apontadas para obediência a critérios rígidos de projeto na execução de melhoramento de rodovias existentes não impede a fixação de características adequadas que deverão servir de metas a serem cumpridas sempre que possível, cabendo justificativas técnicas quando se revelarem inviáveis.

A Portaria 3602 do DNER, de 24/10/69, fixou parâmetros que estão detalhados no Quadro 6.2.1 – Normas Admissíveis de Projetos Rodoviários para Melhorias de Estradas Existentes. Para distinguir das classes de projeto de novas rodovias, já que têm características técnicas diferentes, as designações das classes de rodovias são precedidas da letra M.

**Quadro 6.2.1 - Normas admissíveis de projetos rodoviários
para melhorias de estradas existentes**

Características	Região	Classe da Rodovia			
		M-0	M-I	M-II	M-III/IV
1. Velocidade diretriz – (km/h)	Plana	100	100	80	60
	Ondulada	80	80	60	40
	Montanhosa	60	60	40	30
2. Raio horizontal mínimo – (m)	Plana	430	340	200	110
	Ondulada	280	200	110	50
	Montanhosa	160	110	50	30
3. Greide máximo – (%)	Plana	3	3	3	4
	Ondulada	4	4,5	5	6
	Montanhosa	5	6	7	8
4. Distância de visibilidade de parada – (m)	Plana	150	150	100	75
	Ondulada	100	100	75	50
	Montanhosa	75	75	50	--
5. Distância de visibilidade de ultrapassagem – (m)	Plana	650	650	500	350
	Ondulada	500	500	350	175
	Montanhosa	350	350	175	--
6. Largura do pavimento – (m)	Plana	7,50	7,00	7,00	7,00
	Ondulada	7,50	7,00	a	a
	Montanhosa	7,50	7,00	6,00	6,00
7. Largura do acostamento – (m)	Plana	3,00	2,50	2,00	1,50
	Ondulada	2,50	2,00	1,50	1,20
	Montanhosa	2,00	1,50	1,20	1,00
	Muito Montanhosa	1,50	1,00	1,00	0,80
8. Faixa de domínio – (m)	Plana	--	60	30	30
	Ondulada	--	70	40	30
	Montanhosa	--	80	50	50



Áreas de descanso

CAPÍTULO 7

7. TERCEIRA FAIXA NAS RAMPAS ASCENDENTES

7.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A liberdade e a segurança de operação em rodovias de duas faixas e dois sentidos de tráfego são muito dependentes da extensão e frequência de ocorrência de trechos com adequada visibilidade para ultrapassagem e da percentagem da participação de veículos pesados, principalmente nos trechos com greides extensos. Antigamente não era comum a implantação de uma faixa adicional para subida devido aos custos envolvidos, mas o número crescente de acidentes tem feito com que os projetos novos e de melhoramentos já as incluam nos seus cronogramas de implantação.

Um trecho de rodovia com uma faixa de subida não é considerado como tendo três faixas, mas antes como um trecho com duas faixas dotado de uma faixa adicional própria para veículos movendo-se lentamente nas subidas mais extensas. Desta forma os veículos mais leves, que são menos afetados pelos greides elevados, não são retardados por veículos lentos, e não dependem da utilização da faixa de sentido contrário para ultrapassá-los. Projetos típicos de faixas de subida são apresentados nas Figuras 7.1.1 e 7.1.2. Os dois exemplos mostram as combinações possíveis, com faixas de subida de um só lado ou dos dois lados da rodovia, dependendo das condições de desenvolvimento do greide.

Nos últimos anos, o DNER e os órgãos rodoviários estaduais têm projetado consideráveis extensões de terceiras faixas para uso por caminhões carregados nas rampas ascendentes íngremes, visando reduzir, na medida do possível, o retardamento do fluxo normal de veículos nesses locais. Os critérios e metodologias empregados para determinar a necessidade, localização e extensão dessas terceiras faixas têm se baseado em parâmetros utilizados em outros países, especialmente nos Estados Unidos. Muitos desses parâmetros diferem sensivelmente daqueles realmente representativos das condições prevalecentes na rede rodoviária do Brasil.

Com efeito, analisando-se os estudos e projetos executados para o DNER, constata-se a falta de uniformidade das metodologias e dos critérios adotados pelos projetistas para prever a implantação de terceiras faixas e dimensioná-las. Essa constatação despertou um especial interesse em efetuar pesquisas para estabelecer se os critérios e metodologias geralmente utilizados respondiam de forma prática às necessidades reais das nossas rodovias. Algumas pesquisas realizadas a respeito da velocidade de caminhões em rampas ascendentes revelaram que as curvas de desaceleração e as velocidades de sustentação ou arrasto, preconizadas pela AASHTO para os caminhões norte-americanos, não correspondiam de forma ampla e exata, às características predominantes dos caminhões da frota brasileira.

Esse fato, portanto, sugere a necessidade de se efetuar um trabalho técnico mais profundo para se chegar a uma metodologia mais adequada às reais condições do País.

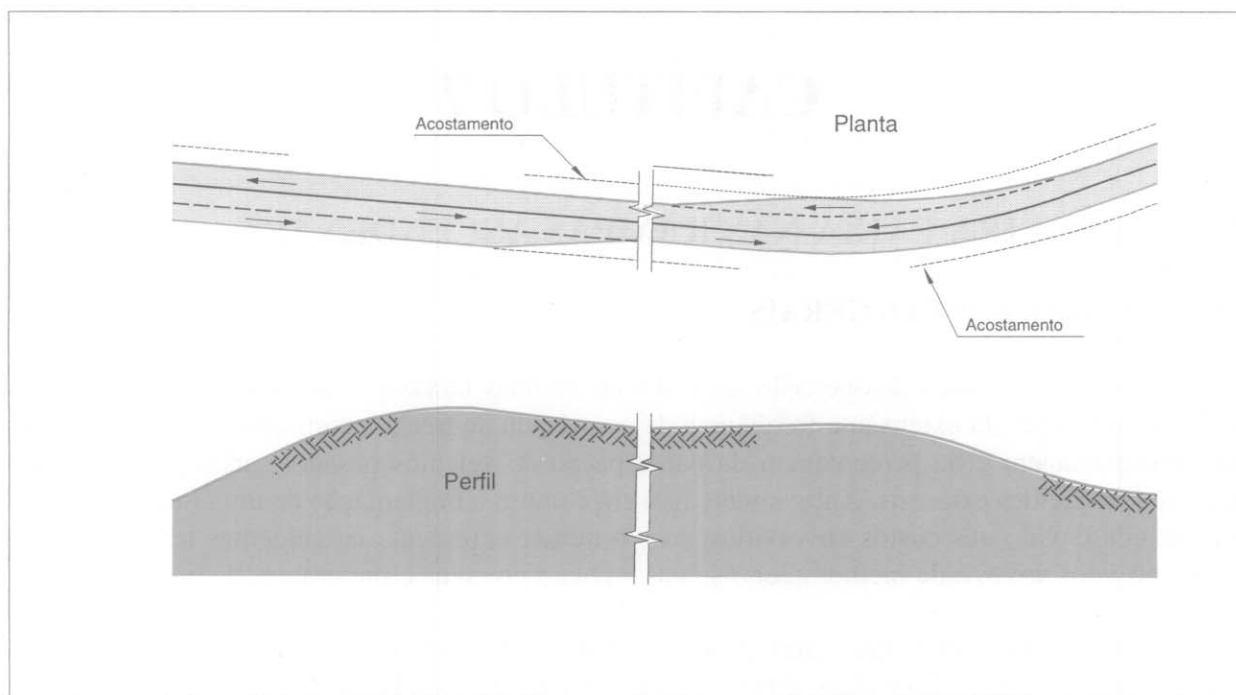


Figura 7.1.1 - Terceiras faixas nas rampas ascendentes

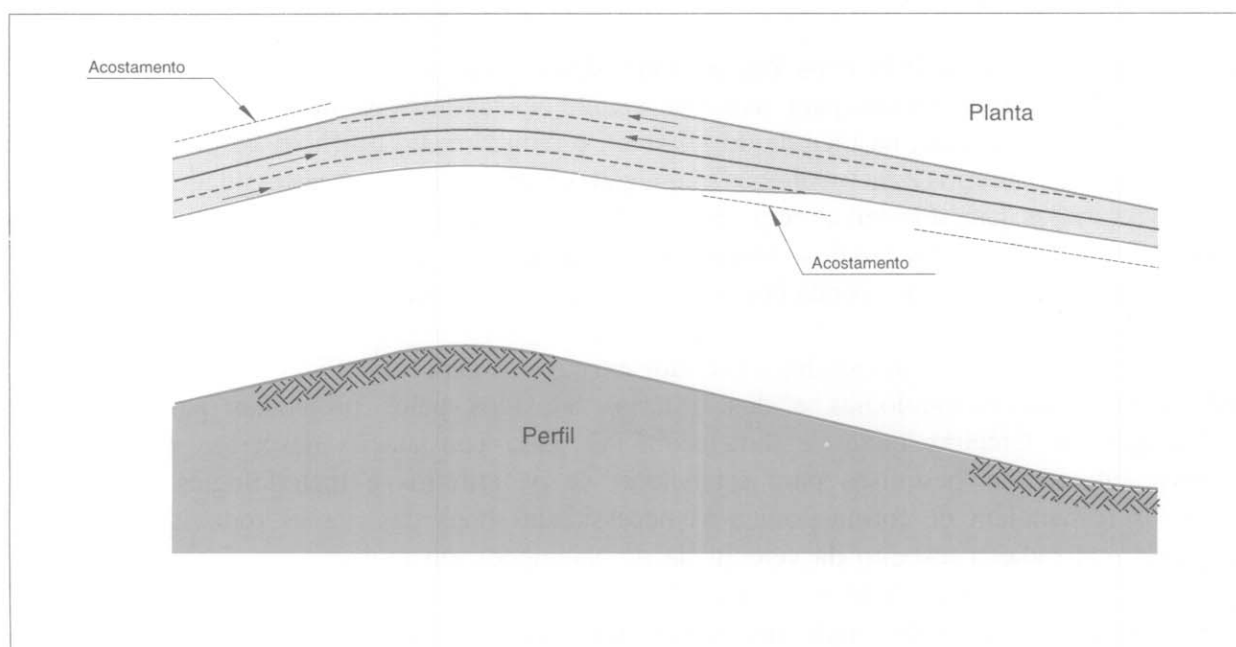


Figura 7.1.2 - Terceiras faixas sobrepondo-se a crista da curva vertical

7.2 CRITÉRIOS PARA AVALIAR A NECESSIDADE DE TERCEIRA FAIXA

Veículos trafegando em velocidade reduzida, especialmente em decorrência de rampas ascendentes, restringem as características operacionais dos demais veículos, que, por hipótese, estariam espontaneamente trafegando a velocidades superiores e em condições operacionais menos restritas e mais confortáveis para motorista e passageiros. Essa restrição pode ser suavizada aumentando as oportunidades de ultrapassagem, seja melhorando em geral as condições de visibilidade (p. ex. eliminando restrições laterais existentes), seja implantando terceiras faixas em rampas ascendentes, onde justificável.

A interferência causada pelos veículos lentos sobre os demais veículos reflete-se tanto sob forma de acréscimo do tempo de viagem, dos custos operacionais e da possibilidade de acidentes, como de redução do padrão operacional.

O padrão operacional está ligado às características do fluxo de tráfego, no que tange à velocidade e à fluidez de operação, esta última exemplificada pelas oportunidades de ultrapassagem proporcionadas. Essas condições definem o padrão de conforto a que estarão sujeitos motoristas e passageiros, cuja mensuração envolve, inclusive, aspectos subjetivos.

Em princípio, sob esse ponto de vista, a terceira faixa torna-se necessária quando o padrão operacional cai abaixo de um certo nível estabelecido como limite inferior admissível, o nível mínimo absoluto sendo aquele correspondente à capacidade. Deve ser lembrado que geralmente são aceitos padrões inferiores em rampas específicas quando comparadas a trechos planos percebidos como favoráveis.

A metodologia mais usual empregada para aferir o padrão operacional é aquela estabelecida pelo “*Highway Capacity Manual, Special Report 209*”, do “*Transportation Research Board*”. Essa metodologia, conforme já exposto, estabelece seis níveis de serviço (designados pelas letras A até F), que abrangem desde a condição operacional mais favorável até a condição de esgotamento da capacidade.

Em geral, a implantação de uma terceira faixa deve ser considerada quando:

- O volume horário de veículos na faixa de subida ultrapassa 200 veículos por hora.
- Desse volume pelo menos 10% é constituído por caminhões.
- Uma das seguintes condições está presente:
 - Prevê-se uma redução de velocidade de pelo menos 15 km/h para os veículos pesados
 - O trecho em subida tem nível de serviço E ou F.
 - A rodovia experimenta queda de dois ou mais níveis de serviço no trecho em subida.

O fluxo de subida é determinado multiplicando o volume horário de projeto pelo fator de distribuição direcional correspondente e dividindo o resultado pelo fator de hora de pico. O número de caminhões na faixa de subida é obtido pela multiplicação do fluxo de subida pelo percentual de caminhões.

Observa-se, contudo, que os equivalentes de caminhões “E” tabelados, estabelecidos nos Estados Unidos para rampas específicas sob determinadas condições, são de aplicação discutível diante das condições predominantes no Brasil.

Outro aspecto a ser ressaltado é de que os valores de “E” recomendados pelo HCM foram estabelecidos a partir de pesquisas de campo realizadas com participação de caminhões inferior a 20%, com predominância de participação inferior a 10%, não estando clara a sua validade para percentagens maiores.

Por sua vez, estudos patrocinados pela AASHTO, em cooperação com a “*Federal Highway Administration*”, realizaram pesquisas e simulações em computadores para testar o efeito da percentagem de caminhões sobre os equivalentes de caminhões. Verificou-se que as hipóteses adotadas não prevêm adequadamente os efeitos dos veículos lentos em uma vasta gama de percentagens de caminhões, ou seja, os equivalentes de caminhões são variáveis com a percentagem de caminhões. Os valores para elevadas percentagens de caminhões requerem ainda calibrações por pesquisas de campo.

Assim sendo, as evidências acima mencionadas sugerem que a referida metodologia seja aplicada com cuidado, à luz das circunstâncias locais. Os valores recomendados devem ser encarados como representativos de uma diretriz geral ou ponto de partida complementar e não substituir o bom senso técnico do projetista, familiarizado com as condições físicas e operacionais locais.

7.3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS TERCEIRAS FAIXAS

7.3.1 Largura

Uma faixa de subida deveria ter preferivelmente a mesma largura de uma faixa de trânsito da rodovia. Tendo em vista, entretanto, que a terceira faixa é um elemento auxiliar sujeito a condições de operação menos amplas e sensivelmente uniformes (velocidades baixas, apenas caminhões, etc.), justifica-se a adoção de valores mais restritos para sua largura. Admite-se assim a redução da folga lateral dinâmica, do valor usual de 0,50m para 0,40m, do lado do veículo que sobe pela faixa adjacente normal e sua eliminação do lado do acostamento, que passa a atuar como faixa de segurança.

Desta forma, a faixa de subida deverá ter uma largura mínima de 3,00m, correspondente à largura máxima de um veículo pesado acrescido de folga lateral de 0,40m.

O acostamento de preferência será tão largo quanto o adotado para o resto da via. As condições locais podem entretanto tornar recomendável reduzi-lo para um mínimo de 1,20m, principalmente no caso em que uma faixa de subida é acrescentada a uma pista existente. Observa-se que essa largura de 1,20m em combinação com a faixa de subida, geralmente constitui largura suficiente para que um veículo lento passe um veículo parado sem necessidade de invadir a faixa de tráfego adjacente.

Nos casos em que os custos de implantação da terceira faixa forem mais baixos e a participação de veículos comerciais (ônibus, caminhões leves, caminhões vazios) na faixa de rolamento normal for elevada, pode-se considerar uma folga média de 0,60m entre veículos emparelhados. De forma análoga, resultaria 3,20m para a largura da terceira faixa e 1,20m para o acostamento.

Em casos excepcionais de rodovias de alto padrão, em pista dupla, havendo a necessidade de se implantar terceira faixa, pode-se adotar 3,50m de largura e 1,50m para o acostamento.

A escolha final das larguras a adotar decorrerá do bom senso técnico, levando em conta os elementos acima abordados, bem como o padrão geral da rodovia nos demais segmentos. A largura da faixa de subida acrescida do acostamento e subtraída do acostamento normal, representará o aumento efetivo da largura do pavimento.

Outrossim, deve ser observado, quando do alargamento de plataformas existentes, que muitas vezes a terraplenagem pertinente tem sua largura determinada por condicionantes executivas vinculadas ao equipamento utilizado.

Convém ressaltar ainda que, em alguns casos, devido a restrições muito grandes de ordem construtiva, o alargamento da plataforma existente para introdução de uma terceira faixa pode ser efetuada total ou parcialmente no lado esquerdo. Nesse caso, os trechos pavimentados existentes imediatamente antes e após a terceira faixa devem ser ajustados de forma tal que a seção pavimentada resultante no trecho com terceira faixa tenha a configuração normal, com a terceira faixa resultando de um alargamento à direita e as faixas normais possuindo continuidade geométrica.

A largura estabelecida para a terceira faixa e o acostamento deve ser mantida uniformemente em toda extensão, não se admitindo restrições à citada largura por elementos de qualquer espécie: caixas coletoras, postes, placas, proeminências rochosas, construções, alinhamento sinuoso de meios-fios ou sarjetas, etc.

Por sua vez, é desejável dispor, com a frequência possível, função das condições locais, refúgios adequados para estacionamento de veículos, aproveitando áreas que espontaneamente surgem da topografia local e da terraplenagem realizada, visando suprir a ausência de acostamentos apropriados ao longo das terceiras faixas. Esses locais deverão ser claramente delimitados e sinalizados, distinguindo-os da terceira faixa.

As seções transversais básicas a considerar encontram-se ilustradas na Figura 7.3.1.1

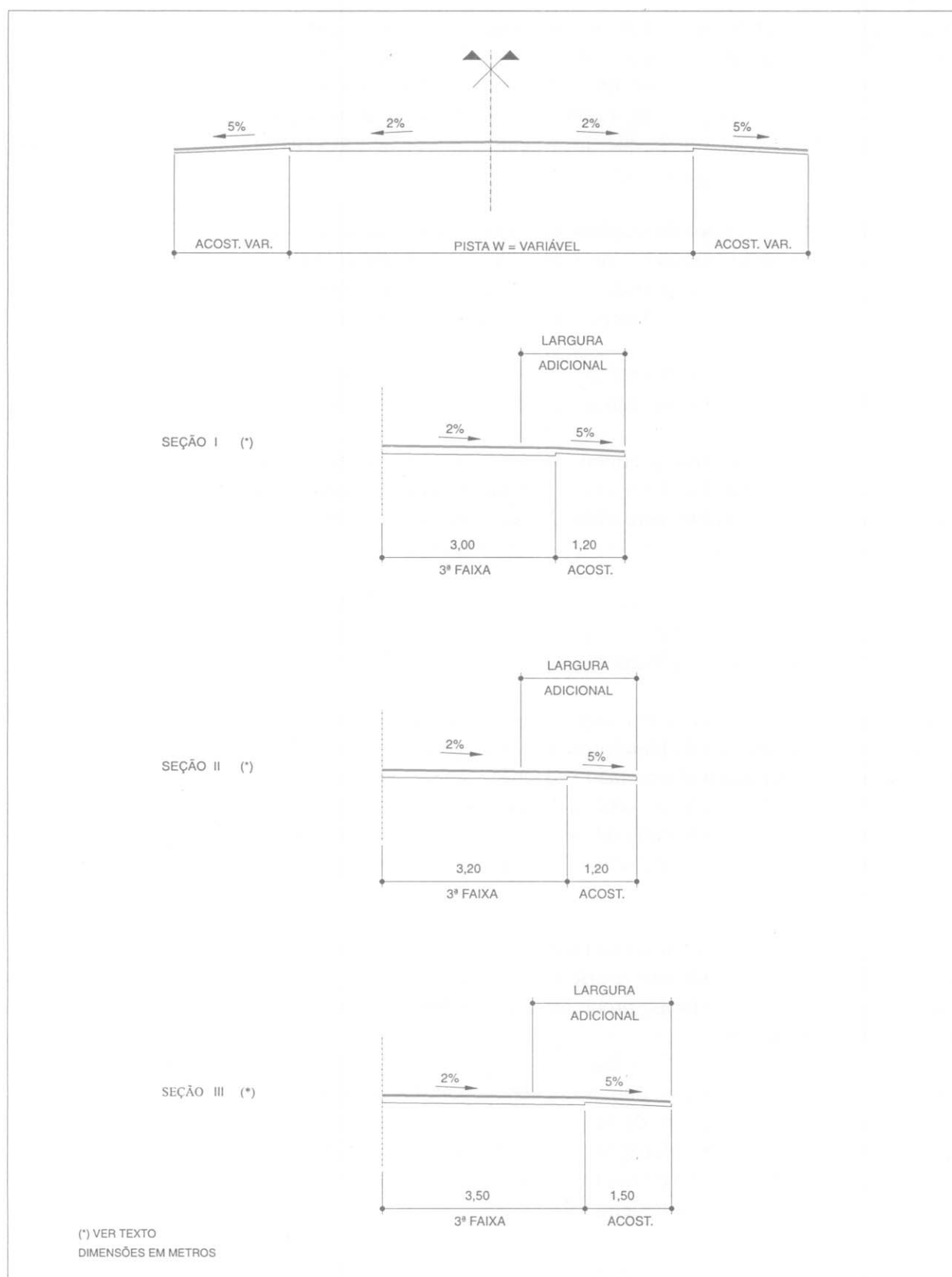


Figura 7.3.1.1 - Seção transversal da 3ª faixa

A solução ideal seria estender a faixa de subida além da crista da curva vertical, até alcançar um ponto em que um caminhão típico possa atingir uma velocidade que não difira de 15 km/h dos veículos leves e de preferência da ordem de 60 km/h, que corresponde aproximadamente ao nível de serviço D. Essa solução pode não ser viável em vista das extensões relativamente longas, necessárias para que o caminhão atinja a velocidade desejada. Uma solução prática é terminar a faixa em um ponto que possibilite a entrada do caminhão na faixa normal, sem problema de segurança. Pode-se adotar como critério exigir que as condições de visibilidade nesse ponto sejam suficientes para permitir ultrapassagem e que essa situação se mantenha por mais 60 metros. Além disso, um "taper" de comprimento adequado deve ser projetado seguindo o mesmo critério de deslocamento lateral do "taper" que antecede o início da terceira faixa. No caso de vias de alto padrão recomenda-se uma relação de 50:1 entre o comprimento do "taper" e a sua largura máxima.

Finalmente, observa-se que os pontos de início e término dos "tapers" dispostos antes e após as terceiras faixas acrescentadas a rodovias existentes são muitas vezes condicionados por obstáculos e restrições à largura da seção transversal. O caso mais usual é representado por obras-de-arte especiais sem acostamento ou dotadas apenas de uma faixa de segurança restrita. Nessas situações, por questões de visibilidade e levando ainda em conta a trajetória da roda traseira direita, os referidos pontos onde iniciam ou terminam os "tapers" em foco deverão se situar adequadamente afastados da extremidade da obra-de-arte.

7.4 Outros controles de projeto

Pavimento

A estrutura do pavimento das terceiras faixas deve ter resistência pelo menos igual à da pista principal, devendo-se ter em mente a maior intensidade dos esforços tangenciais longitudinais. Eventualmente, poderá ser distribuído por textura, coloração, concepção ou processo construtivo diferentes.

No caso freqüente de alargamento de pista pré-existente, é necessário incluir medidas que assegurem a perfeita conexão geométrica e estrutural entre o pavimento novo e o pré-existente, especialmente no sentido de evitar degraus ou posteriores fissuras decorrentes de recalques diferenciais. O pavimento da terceira faixa compreenderá também o acostamento, devendo-se observar que a distribuição entre acostamento e terceira faixa é feita apenas mediante a pintura de bordo de pista.

Drenagem

A drenagem da pista, tanto a superficial como a sub-superficial, deverá considerar a superfície adicional decorrente da terceira faixa. Tratando-se de alargamento de rodovia existente, os bueiros serão alongados (ou substituídos, conforme requerido pelos estudos hidrológicos, a experiência disponível sobre seu comportamento ou por seu estado de conservação). Sarjetas, valetas, caixas coletoras, drenos, banquetas, descidas d'água, etc. serão construídos conforme necessário.

7.3.2 Declividade transversal

A declividade transversal da terceira faixa em tangente será a mesma da pista principal.

Para acostamento adjacente, recomenda-se adotar em tangente a mesma declividade transversal adotada nos demais segmentos da rodovia, com as correspondentes vantagens de facilitar a drenagem superficial e servir de sarjeta expandida quando de condições hidrológicas excepcionais.

Em curvas, tendo em vista o diferencial de velocidade entre os veículos rápidos e lentos, os motoristas destes últimos são beneficiados se a superelevação adotada para a terceira faixa for inferior à da principal, reduzindo a aceleração transversal no sentido do lado interno da curva atuante sobre o caminhão. A diferença entre as declividades transversais da terceira faixa e da principal neste caso não deve ultrapassar 4%. O problema construtivo no caso freqüente de alargamento de pista e plataformas pré-existentes não assume maiores proporções.

O acostamento adjacente terá em curva a mesma declividade da terceira faixa.

7.3.3 "Tapers"

O ponto de início da faixa de subida é função da velocidade com que os caminhões atingem a rampa ascendente. Se não houver restrições de visibilidade que reduzam a velocidade de aproximação, o caminhão iniciará a subida com a embalagem necessária para manter velocidade tolerável durante algum tempo. Do ponto de vista da capacidade o ideal é que a velocidade dos caminhões se reduza para 60 km/h. Considera-se entretanto que a redução de 15 km/h das velocidades médias de operação dos caminhões seja a máxima redução tolerável do ponto de vista de capacidade e segurança. Essa variação de 15 km/h, que corresponde aproximadamente à variação de velocidade entre níveis de serviço adjacentes, é a base geralmente aceita para fixar o ponto de início das faixas de subida.

Antes do início da terceira faixa deve ser previsto um "taper" de comprimento adequado, projetado para que o caminhão possa mudar de faixa com segurança, o que se consegue admitindo o deslocamento lateral de 1m/seg. Os valores recomendados constam do Quadro 7.3.3.1.

Quadro 7.3.3.1 - Comprimento do "taper" nas terceiras faixas

Velocidade diretriz da rodovia (km/h)	60	80	100	120
Comprimento desejado (m)	55	70	85	100
Comprimento mínimo (m)	45	55	65	75

Sinalização

As terceiras faixas, analogamente a outros elementos singulares de uma rodovia (p. ex. interseções), requerem uma intensificação e adequação da sinalização, de forma a alertar o motorista e orientá-lo sobre os procedimentos operacionais específicos a serem seguidos, sem prejuízos da sinalização normal.

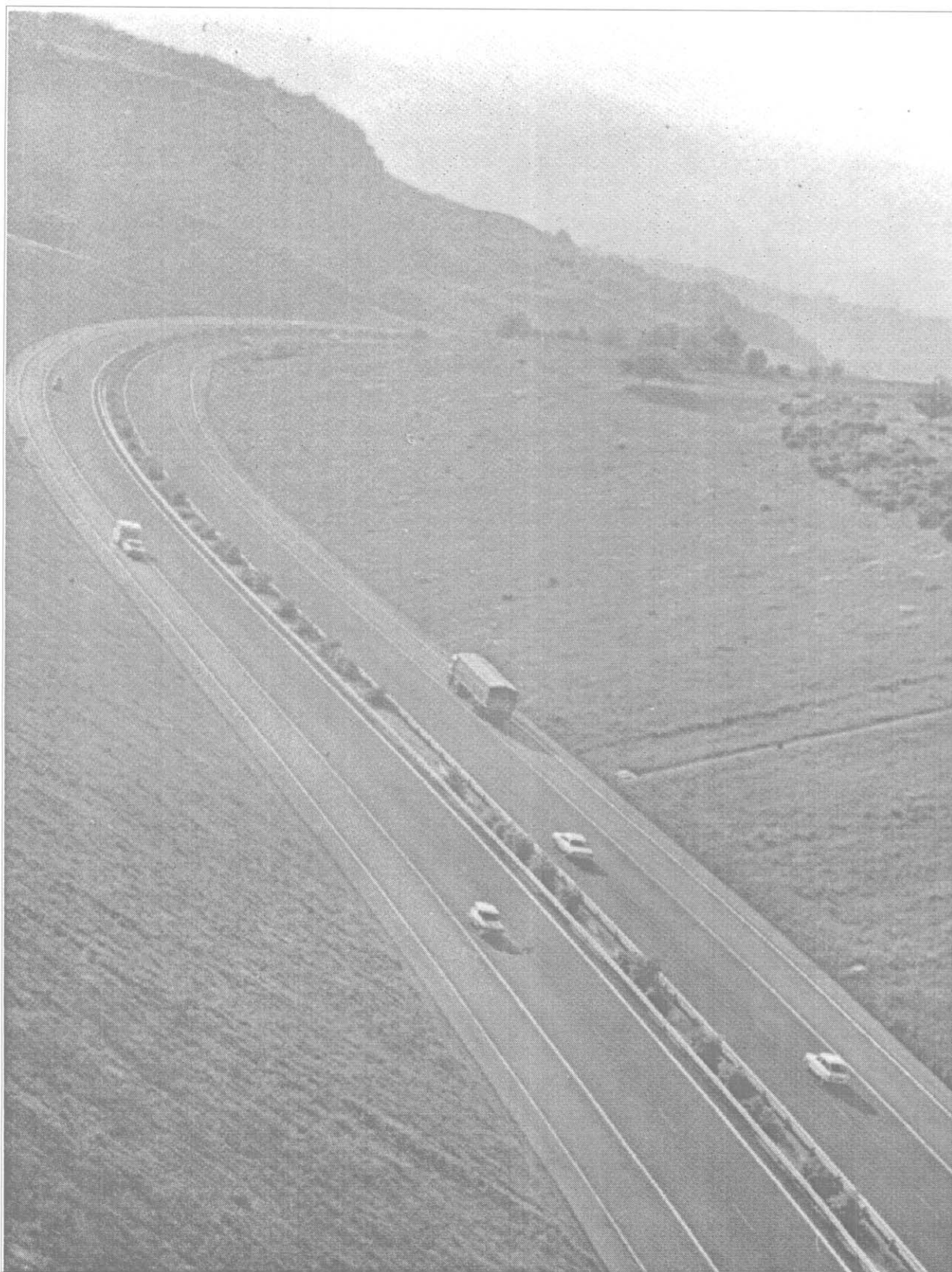
Recomenda-se dotar as placas de advertência e regulamentação de plaqueta de legenda, para melhor orientação dos motoristas. O posicionamento das placas de sinalização, os elementos construtivos, inclusive dimensões e cores, e de fixação seguirão os projetos tipo e as especificações do “Manual de Sinalização Rodoviária” - DNER – 1999.

Deve ser observado que em diversas circunstâncias os motoristas dos veículos mais rápidos terão maior dificuldade em enxergar as placas dispostas da forma habitual (do lado direito), por ficarem ocultas seja pelos caminhões, seja pelas características geométricas (estas últimas influenciando especialmente ao final da terceira faixa, situado logo após uma curva vertical convexa). Nesses casos, conforme a importância da mensagem e tendo em vista considerações de segurança, poderá ser conveniente dispor pórticos.

Defensas

Os mesmos critérios que governam a adoção de defensas, barreiras ou qualquer outra proteção lateral aplicam-se ao caso de pistas dotadas de terceiras faixas, devendo-se porém ter em conta a velocidade reduzida dos veículos que trafegam na faixa adjacente aos citados dispositivos, bem como a distância superior à habitual que separa a faixa onde trafegam os veículos rápidos dos dispositivos em foco.

No que se refere à localização em relação à pista, deve ser observado, especialmente em curvas de pequeno raio, o acréscimo de área requerido pelo percurso do balanço dianteiro dos veículos que utilizam a terceira faixa e, ademais, a largura reduzida do acostamento adjacente.



Pistas com 3^{as} faixas

CAPÍTULO 8

8. MELHORIAS OPERACIONAIS DE RODOVIAS DE PISTA SIMPLES

São a seguir apresentadas algumas medidas que se revelaram eficientes na melhoria das condições de operação de rodovias de uma pista e dois sentidos de tráfego.

8.1 FAIXAS DE ULTRAPASSAGEM

Trechos para ultrapassagem com quatro faixas de rolamento são eventualmente construídos em rodovias de duas faixas, para oferecer a frequência desejada de zonas de ultrapassagem com segurança ou para eliminar a interferência de veículos lentos pesados, ou as duas coisas. Quando é impossível obter trechos para ultrapassagem com segurança em número ou extensão suficiente na fase de projeto, um trecho com quatro faixas pode ser ocasionalmente introduzido, conforme mostrado na Figura 8.1.1, proporcionando segmentos mais longos e mais frequentes para ultrapassagem segura. Esses trechos são especialmente vantajosos em terreno ondulado, particularmente quando o traçado é sinuoso ou o perfil inclui trechos críticos em aclive. Em terreno ondulado, uma rodovia com alinhamento em tangente pode ter condições restritivas de ultrapassagem, mesmo que os trechos em aclive não alcancem extensão crítica. O uso de trechos com quatro faixas no topo de algumas subidas oferece mais oportunidades de ultrapassagem nos dois sentidos, nos locais onde eles são mais necessários. Os trechos com quatro faixas devem ser suficientemente longos para permitir a passagem de vários veículos que venham em fila atrás de um caminhão lento, antes de atingir o trecho normal com apenas duas faixas de rolamento.

Trechos com quatro faixas destinados explicitamente à ultrapassagem não precisam ser fisicamente separados já que não existe separação do tráfego que vem em direção contrária, na parte da rodovia com duas faixas. A construção de um canteiro central, entretanto, é vantajosa e deverá ser considerada em estradas com 500 vph ou mais, especialmente quando houver plano para duplicação futura da rodovia.

A inclusão de um trecho de quatro faixas numa rodovia de duas faixas não envolve forçosamente muito trabalho adicional. Não é necessário um acostamento com largura total porque os volumes prováveis de tráfego serão muito menores do que os da capacidade de quatro faixas. Os veículos que precisarão parar serão poucos e a dificuldade de passar um veículo com duas rodas sobre o acostamento é muito pequena. Um acostamento com largura de 1,20m a 1,80m pode ser suficiente. Portanto, se o acostamento normal tiver a largura de 3,00m bastará alargar o leito da estrada apenas 1,80m a 2,40m de cada lado. As faixas adicionais devem ter, no mínimo, 3,00m de largura ou, preferivelmente, 3,30m ou 3,60m. O conjunto total das faixas nunca deverá ter menos de 12,00m de largura.

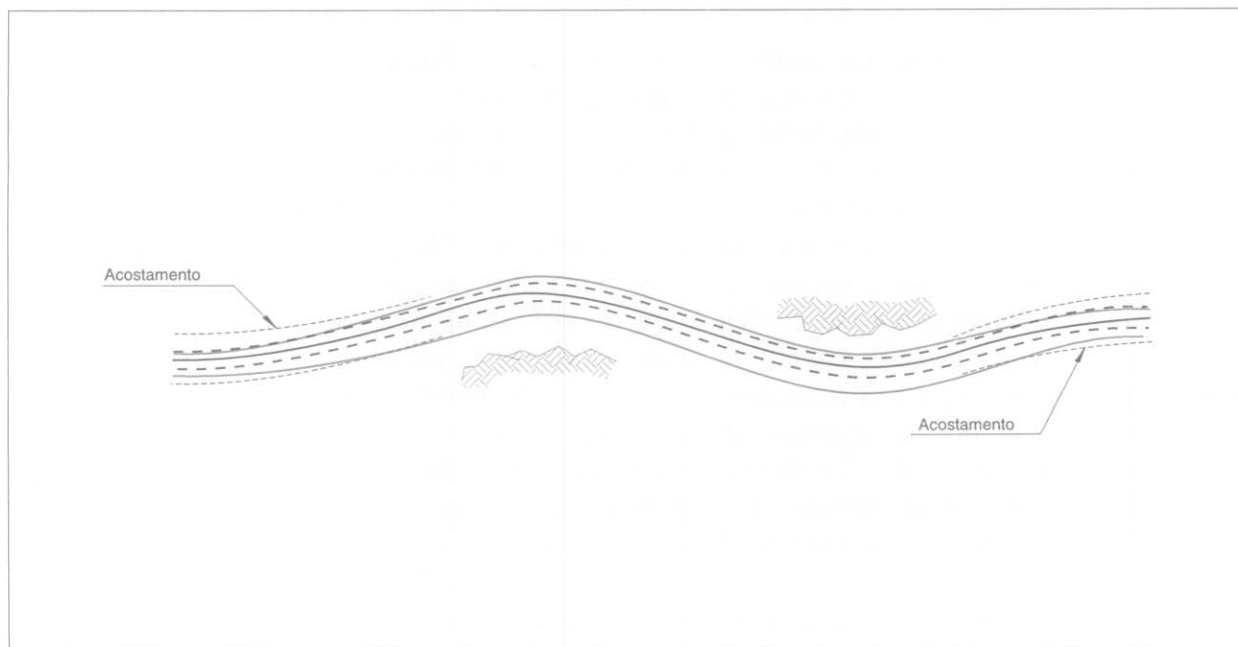


Figura 8.1.1 - Faixas adicionais de ultrapassagem

As transições entre os trechos de duas e quatro faixas deverão ser localizadas onde a mudança de largura seja facilmente vista pelo motorista. Especialmente quando se usa canteiro central, trechos de rodovia com quatro faixas, com mais de 3.200m, podem levar o motorista a perder a noção de que está rodando numa estrada que é basicamente de duas faixas. Assim sendo, torna-se essencial que as transições de quatro para duas faixas sejam adequadamente identificadas e sinalizadas, com marcas no pavimento e placas alertando o motorista sobre a aproximação do trecho de estrada com duas faixas, no qual ele deverá permanecer na faixa da direita (exceto para ultrapassagens) consciente de que as ultrapassagens devem ser feitas com cautela. É particularmente importante uma placa alertando sobre o término do pavimento em quatro faixas, informando com antecedência sobre a aproximação do estreitamento da rodovia.

Em seguida são apresentadas sucintamente as etapas a serem seguidas para o estabelecimento de faixas de ultrapassagem em estradas de pista simples:

- a) O alinhamento horizontal e vertical devem ser projetados visando oferecer a maior distância possível com visibilidade para ultrapassagem com segurança.
- b) Quando o volume de serviço projetado se aproxima da capacidade, evidencia-se o efeito da falta de trechos para ultrapassagem na redução do nível de serviço.
- c) Quando o volume de serviço projetado se aproxima do volume de um nível de serviço inferior, devido aos caminhões trafegando nos longos trechos em aclive, deve-se considerar a construção de faixas adicionais de subida nos aclives de extensão crítica.
- d) Quando a extensão e frequência dos trechos de ultrapassagem existentes, determinados conforme aplicação dos itens a e b ainda forem insuficientes, deve ser considerada a construção de trechos com quatro faixas.

8.2 TRECHOS DE TRÊS FAIXAS

Uma faixa adicional pode ser implantada em um ou ambos os sentidos, para melhorar o tráfego num ponto de estrangulamento, para que tenha a mesma qualidade de serviço dos trechos adjacentes. Servirá também para melhorar a operação do tráfego em geral nas estradas de duas faixas, reduzindo as demoras causadas pela falta de oportunidades adequadas de ultrapassagem em longos percursos das estradas, geralmente trechos de 10 a 100 km. Frequentemente, para melhorar a operacionalidade do tráfego num longo trecho da estrada, uma faixa adicional é implantada sistematicamente a intervalos regulares.

A localização de uma faixa adicional deve parecer lógica para o motorista. Seu valor fica mais evidente em pontos onde a visão para ultrapassagem é restrita do que em longas tangentes que oferecem oportunidade para ultrapassagem. Por outro lado, a escolha do local deve levar em conta a necessidade de visibilidade adequada, tanto na faixa adicional quanto nos "tapers" de acesso. Recomenda-se um mínimo de 300m de visibilidade na chegada a cada "taper". A seleção de um local aceitável deverá levar em conta também a ocorrência de cruzamentos e vias de muito movimento, a fim de minimizar o volume de manobras num trecho da estrada onde a ultrapassagem é encorajada. Além disso, outras restrições físicas, como pontes e valas, devem ser evitadas quando constituírem obstáculo à localização de um acostamento sem interrupções.

É necessária uma extensão mínima de 300m, excluindo os "tapers", para que os veículos que estão sendo detidos tenham a oportunidade de completar, pelo menos uma ultrapassagem na faixa adicional. Quando essas faixas forem implantadas para reduzir as demoras num local específico de retenção, a extensão necessária será controlada pelo tamanho do engarrafamento. Uma faixa adicionada com o objetivo de melhorar o tráfego de maneira geral deve ser suficientemente longa, mais de 400m, para proporcionar uma substancial redução das filas de veículos. O comprimento ideal situa-se entre 800 e 1.600 metros. A extensão dessa faixa adicional entretanto além de 1.600 metros geralmente tem o efeito de diminuir seu impacto na redução das filas. Os benefícios operacionais normalmente resultam na redução do acúmulo de veículos de 5 a 15 quilômetros a jusante, dependendo do volume de tráfego e das oportunidades de ultrapassagem.

Normalmente, a largura de uma faixa adicional deverá ser igual à das faixas de rolamento da estrada de duas faixas. É também desejável que o acostamento adjacente tenha um mínimo de 1,20m de largura e, sempre que possível, a largura do acostamento da faixa adicional deve ser idêntica à do acostamento da estrada de duas faixas. Os "tapers" de transição em cada extremo do trecho alargado devem ser projetados de modo a encorajar uma operação eficiente e segura. O comprimento do "taper" dessa faixa de saída deve ser determinado através da fórmula $L = 0,6 WV$ (L =comprimento em m, W =largura em m, V =velocidade em km/h) e o comprimento recomendado para o "taper" de acesso à faixa adicional é de metade ou dois terços do comprimento do "taper" de saída da faixa.

Uma placa com a inscrição "FAIXA DE ULTRAPASSAGEM À 1 km" deverá ser colocada antes de cada faixa adicional, para que tanto os motoristas dos veículos lentos quanto os dos veículos que os seguem se preparem para utilizar eficazmente a faixa adicional. Também seria desejável colocar outras três placas distribuídas em 10 quilômetros a montante, pois elas poderão reduzir a frustração e impaciência dos motoristas posicionados atrás de um veículo lento, assegurando-lhes que brevemente terão a oportunidade de ultrapassá-lo. Além disso, uma placa adicional deverá ser colocada no início do "taper" da faixa adicional, para garantir que os veículos lentos se manterão à direita.

8.3 BAIAS DE ULTRAPASSAGEM

Eventualmente, trechos de acostamentos podem ser substituídos por baias de ultrapassagem, que apresentam maior largura e que têm a finalidade de permitir aos veículos lentos desviar da faixa de circulação para dar oportunidade de ultrapassagem aos veículos que vêm atrás. Quando percebe a aproximação de outros veículos o motorista de um caminhão lento deverá desviar para a baia, permanecendo ali apenas o tempo suficiente para que os veículos que o seguem possam ultrapassá-lo, retornando em seguida à faixa normal de circulação. Quando é seguido por apenas um ou dois veículos, essa manobra pode ser feita sem que o motorista do veículo lento tenha que parar nessa baia lateral. Quando, porém, aqueles veículos forem em número maior, o motorista precisará parar para que todos os veículos que o seguem possam passar. As baias de ultrapassagem são usadas com maior frequência em estradas com volume de tráfego mais baixo, onde o acúmulo de veículos é raro, ou em terreno difícil com rampas íngremes, que torna inviável a construção de faixas adicionais.

Essas condições são freqüentemente encontradas nas montanhas ou em áreas costeiras ou pitorescas, em que mais de 10% do volume de veículos são caminhões grandes e veículos de lazer. As baías de ultrapassagem devem ser construídas apenas quando existirem ou puderem ser atendidas as seguintes condições:

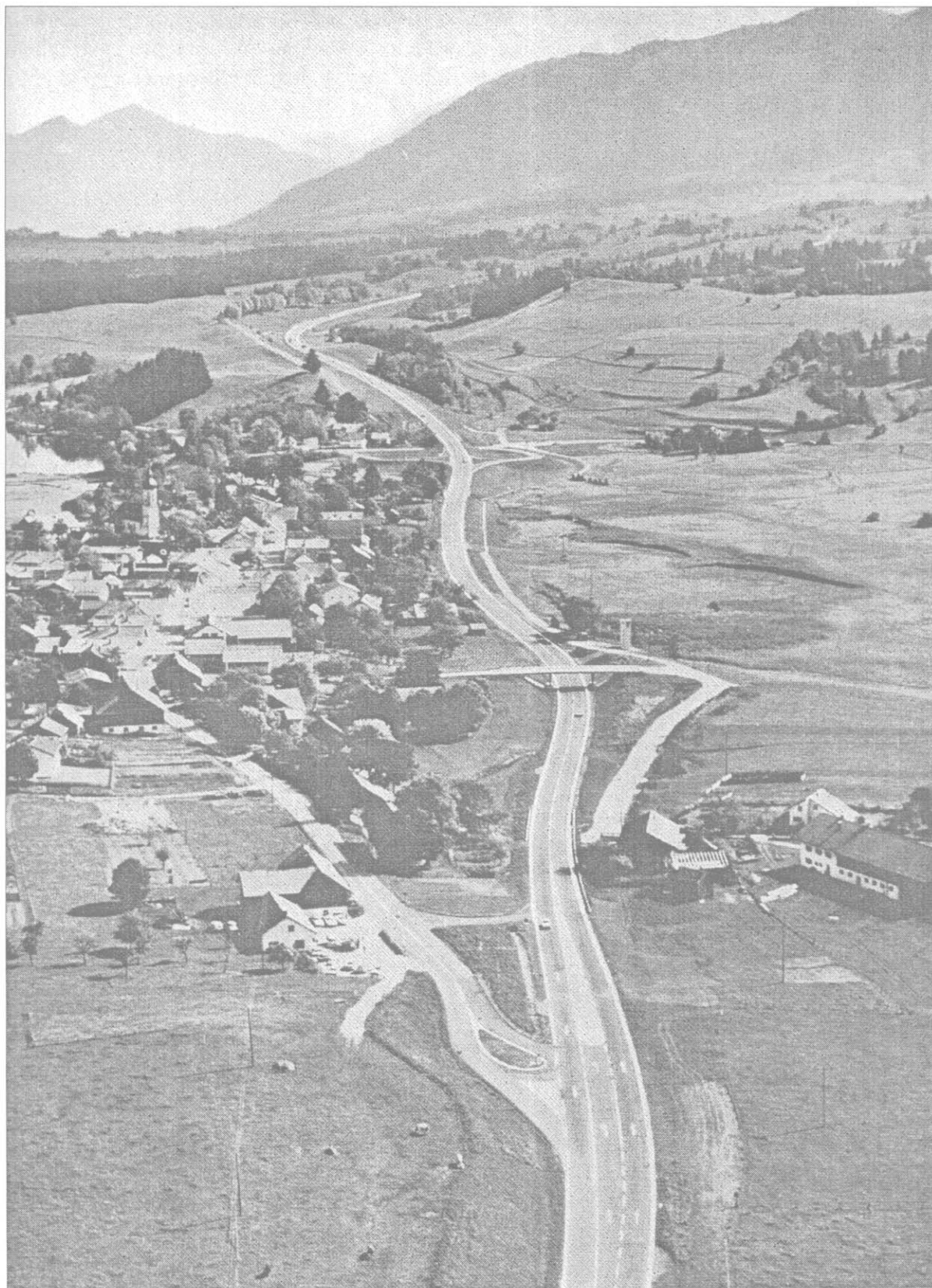
- Um mínimo de 300m de visibilidade em cada sentido;
- Uma largura disponível de 4,80m a partir do bordo da faixa de circulação;
- Uma superfície firme e lisa;
- Uma extensão mínima de baía, incluindo os "tapers", de acordo com o indicado no Quadro 8.3.1 (geralmente esses "tapers" medem de 15 a 30 metros de comprimento).

A largura mínima da baía deverá ser de 3,60m, sendo considerada desejável a largura de 4,80m. Também é necessário providenciar sinalização e marcação adequadas, tanto para maximizar a utilização quanto para garantir segurança nas operações.

Quadro 8.3.1 – Extensão das baías de ultrapassagem ("taper" incluído)

Velocidade de aproximação (km/h)	Extensão mínima (m)*
40	60
50	75
60	90
70	100
80	120
90	150
100	170

*A extensão máxima deverá ser de 200 metros, para evitar o uso da baía como faixa de ultrapassagem.



Variante de contorno

BIBLIOGRAFIA

- 1- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS, Washington,. *A policy on geometric design of rural highways*. Washington, D.C., 1965.
- 2- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, Washington. *Highway design and operational practices related to highway safety*. 2. ed. Washington, D.C., 1974.
- 3- _____. *A policy on design of urban highways and arterial streets*. 2. Print. Washington, D.C., 1974.
- 4- _____. *A policy on geometric design of highways and streets*. Washington, D.C., 1990.
- 5- _____. *A policy on geometric design of highways and streets*. Washington, D.C., 1994.
- 6- _____. *Roadside design guide*. Washington, D.C., 1989.
- 7- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. *Effectiveness of highway safety improvements*. New York, 1986.
- 8- BAKER, Robert Folton, ed., BYRD, L.G., ed., MICKLE, D. Grant, ed. *Handbook of highway engineering*. New York: Van Nostrand, Reinhold, c 1975.
- 9- BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. *Normas para o projeto das estradas de rodagem*. Reimpr. Rio de Janeiro, 1973.
- 10- _____. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Divisão de Capacitação Tecnológica. *Glossário de termos técnicos rodoviários*. Rio de Janeiro, 1997. 269p. (IPR. Publ., 700).
- 11- _____. Diretoria de Planejamento. *Normas para a classificação funcional de vias urbanas*. Rio de Janeiro, 1974.
- 12- _____. *Normas para projeto geométrico de estradas de rodagem*. Rio de Janeiro, 1975.
- 13- _____. Divisão de Estudos e Projetos. *Instruções para o projeto geométrico de rodovias rurais*. Rio de Janeiro, 1979.
- 14- _____. *Instruções para superelevação e superlargura em projetos rodoviários*. Rio de Janeiro, 1979.
- 15- BRASIL. Leis, decretos, etc. *Código de trânsito brasileiro*. Brasília, 1998.
- 16- CAMPOS, Raphael do Amaral. *Projeto de estradas*. São Paulo: USP, [19--?].

- 17- CANADIAN GOOD ROADS ASSOCIATION, Ontario. *Manual of geometric design standards for canadian roads and streets*. Ontario, 1979.
- 18- COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. *Engenharia de tráfego*. São Paulo, 1979.
- 19- CONGRESSO PAN-AMERICANO DE ESTRADAS DE RODAGEM. Comissão I. Planejamento Viário., BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento. *Manual interamericano de normas de projetos geométricos de rodovias: projeto final*. Rio de Janeiro, 1979.
- 20- EASA, Say M., HASSAN, Yasser, KARIN, Z. Abdul. *Establishing highway vertical alignment using profile field data*. 1998.
- 21- GARBER, Nicholas J., HOEL, Lester A. *Traffic and highway engineering*. St. Paul, Min.: West Publishing Company, 1988.
- 22- _____. *A Traffic and highway engineering*. St. Paul, Min.: West Publishing Company, 1997.
- 23- GRÃ-BRETANHA. Department of the Environment. Scottish Development Department the Welsh Office. *Layout of roads in rural areas*. London, 1968.
- 24- INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. *Manual de projeto de interseções*. Rio de Janeiro, 1976. 80p. (IPR. Publ., 503).
- 25- _____. Divisão de Treinamento e Conclaves. *Capacidade de rodovias*. Rio de Janeiro, 1979. 43p. (IPR. Publ., 648. Série Transferência Interna de Tecnologia, 03).
- 26- INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS, ed.. *Normas suecas para o projeto geométrico das rodovias*. Tradução por Dennis Nigel Clifton-Riley. Rio de Janeiro, 1975. 148p. (IPR. Publ., 604). Tradução de: Normalbestammelser for vagars geometriska uformming.
- 27- LOREZ, Hans, KASPER, Hugo, SCHURBA, Walter. *Die klottoide als trassierungselemen*. Hannover, 1968.
- 28- LOUREIRO, NOGUEIRA, FORTE, Vila. *Manual de projeto de engenharia rodoviária*. Rio de Janeiro: DNER, 1967.
- 29- NATIONAL RESEARCH COUNCIL. Transportation Research Board. *Highway capacity manual*. Washington, D. C., 1994. (TRB. Special Report, 209).
- 30- OLIVEIRA, Amarilio Carvalho. *Características geométricas das rodovias*. Rio de Janeiro: DER, 1966. 49p. (DER-RJ. Cadernos de Engenharia Rodoviária, 01).
- 31- _____. *Curso de projeto rodoviário*. Rio de Janeiro: SURSAN-DURB, [19--?].

- 32 - PACHECO, Manoel de Carvalho. *Curso de estradas*. 3. ed. Rio de Janeiro: Ed. Científica, 1972. Pv. 1: Estudos, projetos e locação de ferrovias e rodovias.
- 33 - PEREIRA, Francisco M. de B., SÁ, Luiz Augusto L. A técnica rodoviária alemã. *Revista Brasileira de Estradas de Rodagem*. Rio de Janeiro: DNER, a. 2, n. 8, set. 1974. 199p.
- 34 - PÔRTO, João Geraldo. *O problema das curvas horizontais nas estradas de rodagem*. Rio de Janeiro: IPR, 1971. 34p. (IPR. Publ., 488).
- 35 - RIO DE JANEIRO (Estado). Departamento de Estradas de Rodagem. *Manual de capacidade das rodovias*. Rio de Janeiro, 1973.
- 36 - ROLDAN VALDES, Antonio Gonzales. *Ingenieria de trafico*. Madrid, 1978.
- 37 - SÃO PAULO (Estado). Departamento de Estradas de Rodagem, CONSULTORES GERAIS PARA O ANEL RODOVIÁRIO DE SÃO PAULO. *Anel rodoviário de São Paulo; manual de projeto*. São Paulo, [s.d.]. v. 3: Projeto da rodovia.
- 38 - SCHOON, J. G. *Geometric design projects for highways*. New York: ASCE, 1993.

IMPRESSO NA
COPIARTE COPIADORA E ARTES GRÁFICAS

