

LUCIANE LOPES MISSATO

Contribuição ao estabelecimento de critérios de projeto para definição das características do canteiro central considerando sua relação com as condições de segurança em rodovias de pista dupla

São Paulo
2013

LUCIANE LOPES MISSATO

Contribuição ao estabelecimento de critérios de projeto para definição das características do canteiro central considerando sua relação com as condições de segurança em rodovias de pista dupla

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia de Transportes

Orientador:
Prof. Dr. Felipe Issa Kabbach Jr.

São Paulo
2013

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 27 de agosto de 2013.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Missato, Luciane Lopes

Contribuição ao estabelecimento de critérios de projeto para definição das características do canteiro central considerando sua relação com as condições de segurança em rodovias de pista dupla / L.L. Missato. -- São Paulo, 2013.

148 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.

1. Segurança rodoviária 2. Canteiro central (Projeto) I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II. t.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha filha Larissa
e ao meu marido Marcelo.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar a Deus por todas as bênçãos e oportunidades que colocou em meu caminho.

Ao Prof. Dr. Felipe Issa Kabbach Jr. pela compreensão, paciência, orientação e ensinamentos transmitidos.

Ao meu marido Marcelo Monteiro Missato por seu amor, incentivo e colaboração.

À minha mãe Cheila Maria Barbosa Lopes por seu amor e dedicação.

À Agência Reguladora de Serviços Públicos Delegados de Transportes do Estado de São Paulo (ARTESP) pelo fornecimento de informações empregadas no estudo, em especial aos engenheiros antigos colegas de trabalho Cícero Salles e Octávio de Souza Campos.

Aos engenheiros Antônio Carlos De Martin, Caio Rubens, Gloria Akemi Nakamura, Gustavo Ávila, Lauro Takashi Hiramoto, Leandro Cardoso Trentin, Marcelo Monteiro Missato, Maria Elly Tavares, Paulo Ricardo de Freitas e Santi Ferri.

RESUMO

Os critérios atualmente empregados para a definição da configuração do separador central em rodovias levam em consideração principalmente a massa de exposição ao risco. Para isso, analisam a largura do canteiro central e o VDM (volume diário médio). No entanto, para implantação de rodovias em pista dupla ou para a duplicação de rodovias existentes, a definição da largura do canteiro central bem como do possível emprego de dispositivos de contenção central muitas vezes não é uma tarefa simples, pois depende da análise conjunta de alguns fatores como os custos da movimentação de terra, da desapropriação, das soluções possíveis para drenagem, do atendimento à distância de visibilidade de parada, entre outros. Além disso, deve ser avaliado qual o impacto da configuração proposta para a separação central da rodovia na redução do custo social dos acidentes. Essa última avaliação é mais delicada e de difícil mensuração. Este texto apresenta a revisão bibliográfica dos principais critérios existentes nacionais e internacionais com relação ao separador físico central e aborda a questão das características dos acidentes que envolvem saída de pista. Através do estudo de caso de uma rodovia hipotética, foram analisados conjuntamente os custos de implantação da rodovia, a distância de visibilidade disponível e os custos dos acidentes para diferentes configurações de canteiro central. Por fim, foi apresentada uma análise benefício / custo incremental que, após avaliação mais precisa dos custos sociais dos acidentes, poderá ser empregada para tomada inicial de decisão quanto ao separador físico central da rodovia a ser empregado.

ABSTRACT

Criteria currently used to choose median or median barriers configurations on divided highways take into account mainly the risk exposure mass. For this, median width and ADTV (average daily traffic volumes) are analyzed. However, for deployment of divided highways or duplication of existing ones, the definition of median width as well as the potential use of median barrier is not always a simple task, because it depends on the joint analysis of factors such as earthmoving costs, land acquisition costs, drainage possible solutions, stop sight distance, among others. Furthermore, the impact of the proposed median configuration in reducing the social cost of accidents should also be estimated. This thesis presents a literature review of existing national and international median solution criteria and address the characteristics of run off the road accidents. Through a case study of a hypothetical highway, were analyzed jointly highway construction costs, available sight distance and accident costs for different widths of median. Finally, an analyze cost / benefit incremental, that could be used for making the initial decision about the central physical separator highway after proper calibration of social costs of accidents is presented.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1.1 – (A) PORCENTAGEM DA MALHA RODOVIÁRIA FEDERAL PAVIMENTADA E NÃO PAVIMENTADA; (B) PORCENTAGEM DA MALHA RODOVIÁRIA FEDERAL PAVIMENTADA EM PISTA SIMPLES, EM PISTA DUPLA E EM DUPLICAÇÃO	13
FIGURA 1.2 - GRÁFICO DA EVOLUÇÃO DA REDE RODOVIÁRIA FEDERAL E ESTADUAL 1960/2000	14
FIGURA 2.1 – RDG (2011) - ÁREA LIVRE	20
FIGURA 2.2 –ÁREA LIVRE TAC (2007)	21
FIGURA 2.3- ÁBACO PARA VALORES SUGERIDOS DE LARGURA DA ÁREA LIVRE ABNT (NBR 15486:2007).....	23
FIGURA 2.4 - ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DA ÁREA LIVRE EM TANGENTES – RRD (2003)	26
FIGURA 2.5 - FATOR DE CORREÇÃO DA LARGURA DA ÁREA LIVRE EM CURVAS – RRD (2003)	26
FIGURA 2.6 - EXEMPLOS DE ENTORNO VIÁRIO TOLERANTE	28
FIGURA 2.7 - CARACTERIZAÇÃO DA LARGURA DO CANTEIRO CENTRAL.....	31
FIGURA 2.8 SEÇÕES TÍPICAS DE CANTEIRO CENTRAL - RRD (2003)	32
FIGURA 2.9 - TIPOS DE CANTEIRO CENTRAL – AASHTO (2011)	33
FIGURA 2.10 - DISPOSITIVO DE PROTEÇÃO CENTRAL CONTÍNUO RÍGIDO EM CANTEIRO CENTRAL ESTREITO - AUTOPISTA MÁDEN COLÓN (PANAMÁ)	36
FIGURA 3.1 - FREQUÊNCIA DE SAÍDA DE PISTA (HUTCHINSON; KENNEDY, 1967)	39
FIGURA 3.2 - DISTRIBUIÇÃO DO ÂNGULO DE SAÍDA DE PISTA (HUTCHINSON; KENNEDY, 1967)	41
FIGURA 3.3 - DISTRIBUIÇÃO DA EXTENSÃO LONGITUDINAL DE SAÍDA DE PISTA (HUTCHINSON; KENNEDY, 1967)	41
FIGURA 3.4 - DISTRIBUIÇÃO DA EXTENSÃO LATERAL DE SAÍDA DE PISTA (HUTCHINSON; KENNEDY, 1967) ..	41
FIGURA 3.5 - DISTRIBUIÇÃO DAS DISTÂNCIAS LATERAIS PARA A I74 (HUTCHINSON; KENNEDY, 1967)	42
FIGURA 3.6 - SEÇÕES TÍPICAS DE CANTEIRO CENTRAL (FOODY; CULP, 1974)	44
FIGURA 3.7 - NECESSIDADE DE DEFENSA OU BARREIRA EM CANTEIROS CENTRAIS – RDG(2012)	47
FIGURA 3.8 - NECESSIDADE DE BARREIRA - RDG (2002)	49
FIGURA 3.9 - RECOMENDAÇÕES PARA ADOÇÃO DE BARREIRA CENTRAL - CALTRANS (2008).....	51
FIGURA 3.10 - NECESSIDADE DE DEFENSA OU BARREIRA RÍGIDA EM CANTEIROS CENTRAIS – MARYLAND	54
FIGURA 3.11- ÁBACO DE RECOMENDAÇÃO PARA ADOÇÃO DE BARREIRA CENTRAL - TAC (2007)	58
FIGURA 3.12 - LINHA DE EQUILÍBRIO DE CONSEQUÊNCIAS ENTRE ROLAR O TALUDE E CHOCAR COM A BARREIRA .	59
FIGURA 3.13 - POSICIONAMENTO DA BARREIRA CENTRAL (RDG, 2011)	60
FIGURA 3.14 - DISTRIBUIÇÃO DA EXTENSÃO LATERAL DE SAÍDA DE PISTA (HUTCHINSON; KENNEDY, 1967).	64
FIGURA 3.15 - ENVOLTÓRIA DE RISCO	68
FIGURA 3.16 - TAXA DE OCORRÊNCIA DE ACIDENTES X DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE OFERECIDA DER (2006)....	74
FIGURA 3.17 - EXEMPLO DE OBSTRUÇÃO LATERAL CONTÍNUA 1 - KM 25 DA RODOVIA RAPOSO TAVARES (FOTO DO GOOGLE EARTH - ACESSADO EM 04/06/2011)	75
FIGURA 3.18 - EXEMPLO DE OBSTRUÇÃO LATERAL CONTÍNUA 2 - KM 27 DA RODOVIA RAPOSO TAVARES (FOTO DO GOOGLE EARTH - ACESSADO EM 04/06/2011)	75
FIGURA 3.19 - ILUSTRAÇÃO DOS COMPONENTES PARA A DETERMINAÇÃO DA DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE NA PRESENÇA DE OBSTÁCULOS LATERAIS (DNIT, 2010).....	76
FIGURA 3.20- PROCEDIMENTO GERAL: LINHA DE VISÃO TANGENTE A UMA CURVA CIRCULAR - OBSTRUÇÃO CONTÍNUA.....	81
FIGURA 3.21 - DETERMINAÇÃO DE COORDENADAS ENVOLVENDO CURVAS ESPIRAIS	82
FIGURA 3.22 - EXEMPLO DE VERIFICAÇÃO DA DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE PELO INROADS.....	83
FIGURA 3.23 - VERIFICAÇÃO DA DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE PELA VISUALIZAÇÃO EM 3D (SOFTWARE CLIP) DO TRAÇADO PROJETADO	84
FIGURA 3.24 - BR-101 – NE – EXECUÇÃO DA VALETA DE CANTEIRO CENTRAL	85
FIGURA 3.25 - VALETAS CANTEIRO CENTRAL (DNIT, 2010).....	86
FIGURA 3.26 - SISTEMA DE DRENAGEM DE CANTEIRO CENTRAL FECHADO - TRASPASSÁVEL.....	86
FIGURA 3.27 - SEÇÃO TIPO DE RODOVIA COM BARREIRA CENTRAL DUPLA - TRECHO EM TANGENTE	87
FIGURA 3.28- SEÇÃO TIPO DE RODOVIA COM BARREIRA CENTRAL DUPLA- TRECHO EM CURVA.....	87
FIGURA 3.29 - DRENAGEM – AUTOPISTA MADEN COLON - PANAMÁ – SEÇÃO COM BARREIRA CENTRAL.....	88
FIGURA 4.1 – SEÇÃO TRANSVERSAL DE PISTA DUPLA COM BARREIRA CENTRAL	91
FIGURA 4.2 - SEÇÃO TRANSVERSAL COM CANTEIRO CENTRAL EM GRAMA - LARGURAS DE 8 M; 13; 17 M; 22 M E 27 M	91
FIGURA 4.3 - CANTEIRO CENTRAL DE 8 M COM BARREIRA CENTRAL	92
FIGURA 4.4 - CUSTO DE TERRAPLANAGEM	99
FIGURA 4.5 - DETALHE DA CANALETA JUNTO AO PÉ DA BARREIRA CENTRAL DUPLA.....	103

FIGURA 4.6 - DETALHE DA GRELHA NA CANALETA DE DRENAGEM	103
FIGURA 4.7 - DETALHE DO "RASGO" NA BASE DA BARREIRA	104
FIGURA 4.8 - SEÇÃO TÍPICA DA PASSAGEM SUPERIOR (POSICIONADA TRANSVERSALMENTE À RODOVIA).....	106
FIGURA 4.9 - SEÇÃO TÍPICA DA PASSAGEM INFERIOR (VIADUTO POSICIONADO LONGITUDINALMENTE A RODOVIA).	107
FIGURA 4.10 - CUSTO DOS ACIDENTES X LARGURA DO CANTEIRO CENTRAL.	124

LISTA DE TABELAS

TABELA 1.1 - EVOLUÇÃO DA REDE RODOVIÁRIA NACIONAL POR TIPO DE JURISDIÇÃO 1960/2000, POR KM – DNIT (2009).....	14
TABELA 2.1 - VALORES SUGERIDOS PARA LARGURA DA ÁREA LIVRE (RDG 2011)	21
TABELA 2.2 - FATORES DE MAJORAÇÃO EM CURVAS HORIZONTAIS (RDG 2011)	22
TABELA 2.3 - DISTÂNCIAS DE ÁREA LIVRE SUGERIDAS PELO TAC (2007) PARA PROJETOS DE RODOVIAS NOVAS E DE RECONSTRUÇÃO DE RODOVIAS	24
TABELA 2.4 - FATOR DE AJUSTE DE CURVA HORIZONTAL PARA DETERMINAÇÃO DA DISTÂNCIA REQUERIDA DE ÁREA LIVRE TAC (2007)	25
TABELA 2.5- VALORES MÍNIMOS SUGERIDOS PARA ÁREA LIVRE EM PROJETOS DE REABILITAÇÃO DE RODOVIAS RURAIS - TAC (2007)	25
TABELA 3.1 - FREQUÊNCIA E TAXA DE SAÍDA DE PISTA (HUTCHINSON E KENNEDY, 1967)	38
TABELA 3.2 - PARÂMETROS ESTATÍSTICOS BÁSICOS ASSOCIADOS ÀS CARACTERÍSTICAS DAS SAÍDAS DE PISTA (HUTCHINSON; KENNEDY, 1967).....	40
TABELA 3.3 - RELAÇÃO ENTRE O SI E A PROBABILIDADE DE DANOS (MAK E SICKING, 2003)	71
TABELA 3.4 - RELAÇÃO ENTRE SI, PROBABILIDADE DE DANOS E CUSTO SOCIAL (MISSATO, 2011)	72
TABELA 3.5 - RELAÇÃO ENTRE SI E CUSTOS SOCIAIS ATUALIZADOS.	72
TABELA 3.6 - RAIOS MÍNIMOS HORIZONTAIS CONSIDERANDO A OBSTRUÇÃO VISUAL LATERAL PARA UM REFÚGIO DE 1,0 M.....	77
TABELA 3.7 - AFASTAMENTO LATERAL PARA O RAIO MÍNIMO CONSIDERANDO SUPERELEVÇÃO DE 8%	78
TABELA 4.1 - CRITÉRIOS DE PROJETO.....	91
TABELA 4.2 - ALINHAMENTO HORIZONTAL – TRECHO EM TERRENO PLANO.....	92
TABELA 4.3 - ALINHAMENTO VERTICAL - TRECHO EM TERRENO PLANO	93
TABELA 4.4 - TABELA DE ALINHAMENTO HORIZONTAL - TRECHO EM TERRENO ONDULADO.....	94
TABELA 4.5 - TABELA DE ALINHAMENTO VERTICAL - TRECHO EM TERRENO ONDULADO	95
TABELA 4.6 - QUANTIDADES DE TERRAPLENAGEM PARA TERRENO PLANO.	97
TABELA 4.7 - QUANTIDADES DE TERRAPLENAGEM PARA TERRENO ONDULADO.....	98
TABELA 4.8 - COMPARAÇÃO ENTRE CUSTO DE TERRAPLENAGEM PARA TERRENO ONDULADO E PLANO.	99
TABELA 4.9 - QUANTIDADES E CUSTO DA ESTRUTURA DA PISTA PRINCIPAL.....	101
TABELA 4.10 - QUANTIDADES E CUSTO DA ESTRUTURA DO ACOSTAMENTO.....	102
TABELA 4.11 - CUSTO DE DRENAGEM R\$/KM.....	105
TABELA 4.12 - CUSTO DE IMPLANTAÇÃO DA BARREIRA R\$/KM	106
TABELA 4.13 - ÁREAS DE ESTRUTURA DAS PASSAGENS SUPERIORES.....	107
TABELA 4.14 - CUSTO DE IMPLANTAÇÃO DE OAE R\$/KM.....	108
TABELA 4.15 - CUSTO ANUAL DE MANUTENÇÃO DO CANTEIRO CENTRAL POR KM DE RODOVIA	108
TABELA 4.16 - VALOR PRESENTE EQUIVALENTE A 20 ANOS DE MANUTENÇÃO DO CANTEIRO CENTRAL, POR KM DE RODOVIA.....	109
TABELA 4.17 - RESUMO DO CUSTO DE IMPLANTAÇÃO EM TERRENO PLANO	110
TABELA 4.18 - RESUMO DO CUSTO DE IMPLANTAÇÃO EM TERRENO ONDULADO	111
TABELA 4.19 - FREQUÊNCIA ANUAL DAS SAÍDAS DE PISTA PELO CANTEIRO CENTRAL (POR KM)	114
TABELA 4.20 - CUSTO SOCIAL UNITÁRIO DOS CHOQUES COM BARREIRAS CENTRAIS.....	115
TABELA 4.21 - CUSTO SOCIAL ANUAL DOS CHOQUES POR KM EM UMA RODOVIA COM BARREIRA CENTRAL E VELOCIDADE DE 110 KM/H.....	115
TABELA 4.22 - VALOR PRESENTE DO CUSTO SOCIAL DOS CHOQUES COM BARREIRA POR KM EM UMA RODOVIA COM BARREIRA CENTRAL E VELOCIDADE DE 110 KM/H.....	116
TABELA 4.23 - PROBABILIDADE DE ATINGIR A EXTENSÃO LATERAL NA FAIXA DA ESQUERDA DO SENTIDO OPOSTO	117
TABELA 4.24 - PROBABILIDADE DE ATINGIR A EXTENSÃO LATERAL NA FAIXA DA DIREITA DO SENTIDO OPOSTO.	118
TABELA 4.25 - CUSTO SOCIAL UNITÁRIO CONSIDERADO PARA O ACIDENTE DE COLISÃO FRONTAL	118
TABELA 4.26 - CUSTO SOCIAL DOS ACIDENTES DE COLISÕES FRONTAIS PARA VDM=20.000.....	120
TABELA 4.27 - CUSTO SOCIAL DOS ACIDENTES DE COLISÕES FRONTAIS PARA VDM=40.000.....	120
TABELA 4.28 - CUSTO SOCIAL DOS ACIDENTES DE COLISÕES FRONTAIS PARA VDM=50.000.....	121
TABELA 4.29 - CUSTO SOCIAL DOS ACIDENTES DE COLISÕES FRONTAIS PARA VDM=60.000.....	121
TABELA 4.30 - CUSTO SOCIAL DOS ACIDENTES DE COLISÕES FRONTAIS PARA VDM=80.000.....	122
TABELA 4.31 - CUSTO SOCIAL DOS ACIDENTES DE COLISÕES FRONTAIS PARA VDM=100.000.....	122
TABELA 4.32 - RESUMO DOS CUSTOS DOS ACIDENTES (CHOQUES COM BARREIRA E COLISÕES FRONTAIS).	123

TABELA 4.33 - AFASTAMENTO LATERAL NECESSÁRIO TERRENO PLANO	126
TABELA 4.34 - AFASTAMENTO LATERAL NECESSÁRIO TERRENO ONDULADO	126
TABELA 4.35 – ÁREA ADICIONAL EM FUNÇÃO DA ADOÇÃO DO AFASTAMENTO LATERAL NECESSÁRIO TERRENO PLANO; VELOCIDADE DE 90 KM/H	127
TABELA 4.36 - ÁREA ADICIONAL EM FUNÇÃO DA ADOÇÃO DO AFASTAMENTO LATERAL NECESSÁRIO TERRENO ONDULADO; VELOCIDADE DE 90 KM/H.....	128
TABELA 4.37- CUSTO DE IMPLANTAÇÃO COM A ADOÇÃO DO AFASTAMENTO LATERAL TERRENO PLANO - VELOCIDADE 90 KM/H.....	129
TABELA 4.38 – CUSTO DE IMPLANTAÇÃO PARA AFASTAMENTO LATERAL NO TERRENO ONDULADO - VELOCIDADE 90 KM/H.....	129
TABELA 4.39 - CUSTO DE IMPLANTAÇÃO COM ILUMINAÇÃO - TERRENO PLANO - VELOCIDADE 110 KM/H.....	130
TABELA 4.40 - CUSTO DE IMPLANTAÇÃO COM ILUMINAÇÃO - TERRENO ONDULADO - VELOCIDADE 110 KM/H	130
TABELA 4.41 - VALORES OBTIDOS DE B/C PARA TERRENO ONDULADO E VDM IGUAL A 20.000.	133
TABELA 4.42 - VALORES OBTIDOS DE B/C PARA TERRENO ONDULADO E VDM IGUAL A 40.000.	134
TABELA 4.43 - VALORES OBTIDOS DE B/C PARA TERRENO ONDULADO E VDM IGUAL A 50.000.	134
TABELA 4.44 - VALORES OBTIDOS DE B/C PARA TERRENO ONDULADO E VDM IGUAL A 60.000.	135
TABELA 4.45 - VALORES OBTIDOS DE B/C PARA TERRENO ONDULADO E VDM IGUAL A 80.000.	135
TABELA 4.46 - VALORES OBTIDOS DE B/C PARA TERRENO ONDULADO E VDM IGUAL A 100.000.	136
TABELA 4.47 - VALORES OBTIDOS DE B/C PARA TERRENO PLANO E VDM IGUAL A 20.000.....	136
TABELA 4.48 - VALORES OBTIDOS DE B/C PARA TERRENO PLANO E VDM IGUAL A 40.000.....	137
TABELA 4.49 - VALORES OBTIDOS DE B/C PARA TERRENO PLANO E VDM IGUAL A 50.000.....	137
TABELA 4.50 - VALORES OBTIDOS DE B/C PARA TERRENO PLANO E VDM IGUAL A 60.000.....	138
TABELA 4.51 - VALORES OBTIDOS DE B/C PARA TERRENO PLANO E VDM IGUAL A 80.000.....	138
TABELA 4.52 - VALORES OBTIDOS DE B/C PARA TERRENO PLANO E VDM IGUAL A 100.000.....	139
TABELA 4.53 - SEPARADOR FÍSICO CENTRAL INDICADO PELAS MATRIZES BENEFÍCIO/CUSTO	139

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	13
1.1. ASPECTOS GERAIS.....	13
1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO.....	17
1.3. JUSTIFICATIVA.....	18
1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO	18
2. SEPARADORES CENTRAIS	19
2.1. CONCEITOS BÁSICOS GERAIS.....	19
2.2. CANTEIRO CENTRAL.....	29
2.3. DISPOSITIVOS DE CONTENÇÃO CENTRAL.....	34
3. CRITÉRIOS E ESTUDOS RELACIONADOS COM A DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO SEPARADOR FÍSICO CENTRAL	37
3.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO CANTEIRO CENTRAL.....	37
3.2. CRITÉRIOS E RECOMENDAÇÕES EXISTENTES PARA A IMPLANTAÇÃO DE DISPOSITIVO DE CONTENÇÃO NO CANTEIRO CENTRAL.....	46
3.3. CARACTERÍSTICAS DOS ACIDENTES ENVOLVENDO SAÍDAS DE PISTA	63
3.4. DISTÂNCIAS DE VISIBILIDADE.....	73
3.5. DRENAGEM	85
4. ESTUDO DE CASO: PROJETO DE RODOVIA HIPOTÉTICA	89
4.1. ASPECTOS GERAIS DA RODOVIA HIPOTÉTICA ESTUDADA	90
4.2. CUSTO DE IMPLANTAÇÃO	95
4.3. CUSTO DE MANUTENÇÃO	108
4.4. RESULTADO DOS CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO E MANUTENÇÃO.....	109
4.5. ESTIMATIVA DOS CUSTOS DOS ACIDENTES ENVOLVENDO O CANTEIRO CENTRAL.....	113
4.6. AVALIAÇÃO DA DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE DE PARADA.....	125
4.7. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS	131
5. CONCLUSÕES.....	141
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	145

1. INTRODUÇÃO

1.1. ASPECTOS GERAIS

Segundo o relatório de gestão do Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes (DNIT, 2009), o Brasil conta com uma extensão total de 75.964,4 km de rodovias federais administradas pelo DNIT. Desse total, a maior parte da malha é composta por rodovias pavimentadas de pista simples bidirecional, conforme ilustrado na Figura 1.1 abaixo.

De acordo com DNIT (2010), a maior expansão da malha rodoviária brasileira ocorreu entre as décadas de 60 e 70, com cerca de 20% dos gastos do setor público destinados à construção e manutenção de estradas.

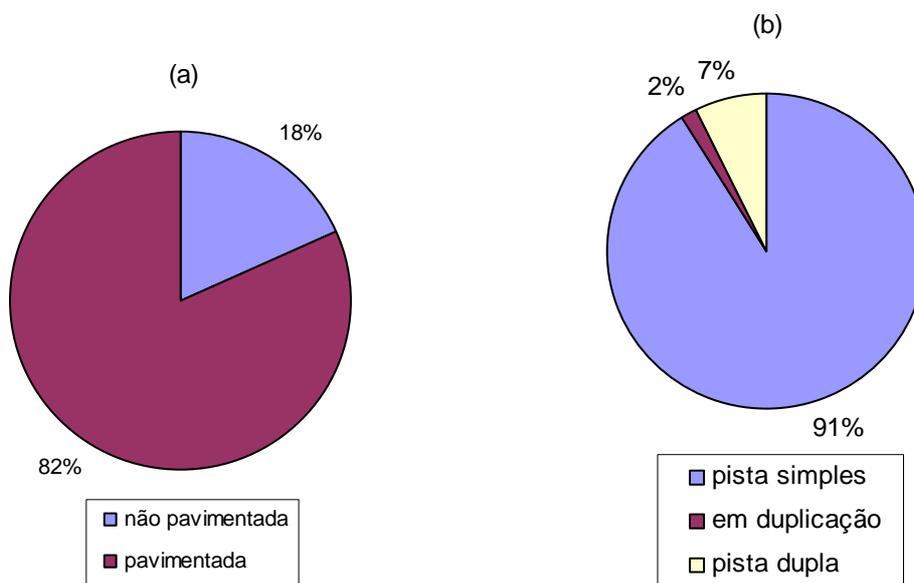


Figura 1.1 – (a) Porcentagem da Malha Rodoviária Federal Pavimentada e Não Pavimentada; (b) Porcentagem da Malha Rodoviária Federal Pavimentada em Pista Simples, em Pista Dupla e Em Duplicação

Tabela 1.1 - Evolução da rede rodoviária nacional por tipo de jurisdição 1960/2000, por km – DNIT (2009)

Ano	Federal		Estadual		Municipal		Total Geral	
	Pavim.	Total**	Pavim.	Total	Pavim.	Total	Pavim.	Total
1960	8.675	32.402	4.028	75.875	-	353.649	12.703	461.926
1970	24.145	51.539	24.422	129.361	2.001	950.794	50.568	1.131.694
1980	39.695	59.175	41.612	147.368	5.906	1.180.373	87.213	1.386.916
1985	46.455	60.865	63.084	163.987	6.186	1.202.069	115.725	1.426.921
1987	48.544	62.238	70.188	176.115	8.971	1.248.033	127.703	1.486.386
1995*	51.400	67.600	81.900	199.100	14.900	1.391.300	148.200	1.658.000
2000*	57.000	71.000	95.000	213.000	21.000	1.450.000	173.000	1.734.000

* Valores aproximados

** Não estão computadas as extensões de rodovias planejadas, mas não implantadas

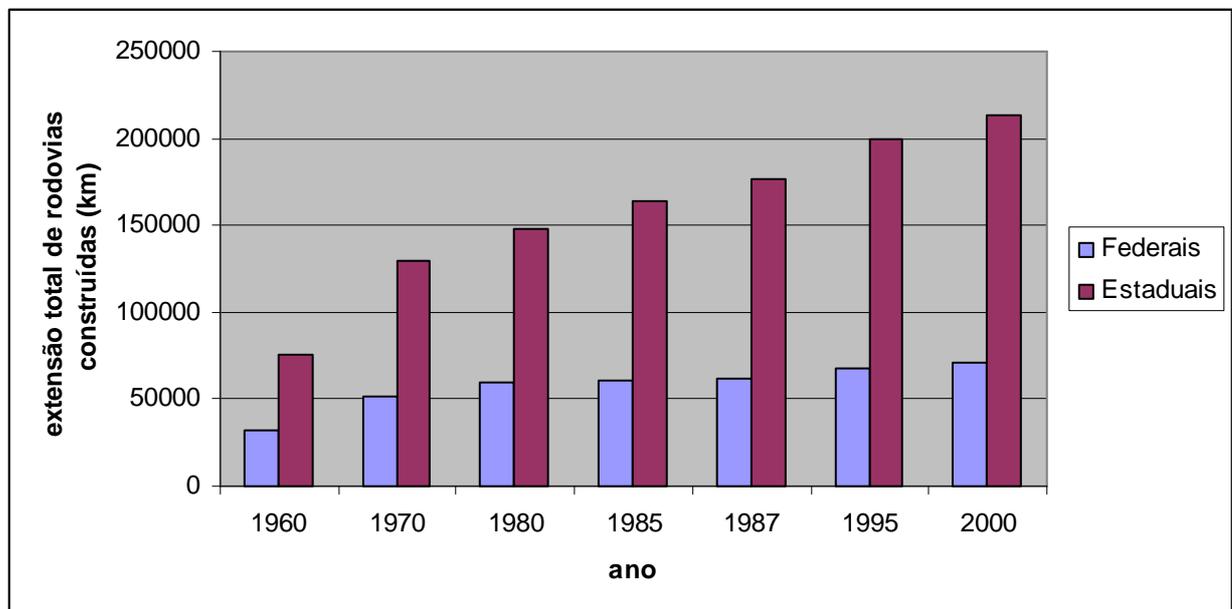


Figura 1.2 - Gráfico da evolução da rede rodoviária federal e estadual 1960/2000

Pelo gráfico da Figura 1.2, elaborado com os dados da Tabela 1.1, é possível observar que, a partir da década de 80, houve uma diminuição do ritmo da evolução da malha rodoviária federal.

Devido aos baixos níveis de investimento em infra-estrutura, surgiram alguns problemas relacionados à má conservação das estradas, ao déficit de capacidade e à falta de cobertura da malha rodoviária em regiões em desenvolvimento.

Na década de 90, o governo “optou por enfrentar o problema mediante transferência à iniciativa privada da responsabilidade pela parcela mais expressiva dos investimentos em

infra-estrutura de transporte e, em conseqüência, foram deslançados os programas de privatização” PNLT (2007).

Os programas de privatização surtiram efeitos positivos, porém, por si só não foram suficientes para sanar os problemas de infra-estrutura do setor rodoviário descritos anteriormente.

Através da Lei 10.336 de 19.12.01, foi instituída a CIDE - a Contribuição de Intervenção no Domínio Econômico, incidente sobre a importação e comercialização de petróleo e seus derivados, de gás natural e de álcool etílico combustível. A CIDE tem como finalidade, entre outras, financiar os programas de infra-estrutura de transportes. De acordo com o DNIT(2010), “desde que consolidadas a vinculação e a irreversibilidade da CIDE, o que garantirá o numerário para investimentos em infra-estrutura de transporte”, será possível, a médio prazo, a recuperação da malha viária para atendimento a nível qualitativo e quantitativo, das crescentes demandas do setor.

O PNLT (2007) recomenda o aumento de capacidade, seja por implantação de faixa adicional ou por duplicação de muitas dessas rodovias construídas nas décadas de 60, 70 e no início da década de 80, que passaram por um logo período sem investimentos necessários.

Um exemplo é a duplicação do trecho da BR-101 na região Nordeste, que passa pelos estados do Rio Grande do Norte, Paraíba e Pernambuco. Esta rodovia, pavimentada há mais de 30 anos, interliga os principais polos econômicos da região e impulsiona o turismo, devido à ligação com o litoral nordestino. O referido trecho da BR-101 recebeu recentemente investimentos do Governo Federal (através do Plano de Aceleração do Crescimento - PAC).

Com o crescimento econômico do país, a demanda por escoamentos estruturados e confiáveis dos produtos, aliada às facilidades do transporte rodoviário, vem solicitando o aumento da capacidade das rodovias existentes.

Em alguns casos, rodovias novas ou vias arteriais expressas de elevado padrão técnico são construídas em pista dupla ou com previsão de duplicação por apresentarem estimativas de elevada demanda de tráfego.

O aumento da demanda nas rodovias brasileiras cresce não só devido ao aumento da produção agrícola, mas também devido à descentralização dos polos do setor de serviços, fazendo com que o movimento de veículos nas rodovias que ligam estes polos cresça ainda mais.

Com o aumento do volume de tráfego nas rodovias de pista simples bidirecional, ocorre também um aumento na frequência de acidentes, particularmente das colisões frontais que, em geral, são muito graves (podendo muitas vezes resultar em fatalidades). Portanto, faz-se necessário o emprego do separador central que reduza os custos sociais associados aos acidentes de trânsito e que, ao mesmo tempo, gere custos de implantação e manutenção tão baixos quanto possíveis.

Entende-se por separador central o elemento físico inserido entre as pistas da rodovia, com o objetivo principal de reduzir ou eliminar a ocorrência de colisões frontais. Este trabalho terá como foco os separadores centrais de pistas com sentidos opostos de circulação. A separação física entre as pistas pode ser feita com a implantação de um canteiro central, de dispositivo de contenção central (barreiras de concreto, defensas metálicas, etc.) ou pela combinação de ambos.

Uma vez decidido que a duplicação da rodovia é necessária, a questão principal é a decisão quanto ao separador físico mais adequado. Esta decisão, dependendo do contexto, pode ser uma tarefa que não é óbvia.

A adoção de um canteiro central amplo, da ordem de 20 m, pode reduzir significativamente as colisões frontais, mas o custo de implantação desta alternativa poderá ser elevado. Já a adoção de dispositivos de contenção central sem a presença de canteiros centrais eliminará as colisões frontais com um custo de implantação que poderá ser menor. Entretanto, o simples fato de utilizar o dispositivo de contenção central, devido à sua proximidade com a via, poderá fazer com que o número de acidentes cresça (principalmente os choques com o dispositivo), mas estes, em geral, serão de menor gravidade, exceto no caso de múltiplas colisões (colisões com demais veículos que trafegam na pista, decorrentes do redirecionamento do veículo descontrolado à faixa de rolamento após o choque com o dispositivo de contenção central).

1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO

A escolha do separador físico mais conveniente para uma determinada rodovia não é tarefa fácil, dado o grande número de fatores que devem ser levados em conta nesta escolha. Por exemplo, deverá ser avaliado como será executada a drenagem em cada uma das alternativas, os aspectos ambientais envolvidos, se o trecho duplicado irá prover distância de visibilidade suficiente ao longo do seu traçado, previsão de futuras ampliações, extensão das obras de arte nas interseções em desnível, segurança viária, movimento de terra, etc.

Este estudo tem por objetivo apresentar um conjunto de diretrizes para o processo inicial de tomada de decisão quanto ao emprego do dispositivo separador central mais adequado para a duplicação da rodovia existente ou para rodovias novas que serão implantadas em pista dupla ou com previsão de duplicação.

Vale destacar que esse conjunto de diretrizes não considerará os casos em que a desapropriação e/ou restrições ambientais forem fatores preponderantes, ou seja, onde a restrição na faixa de domínio imposta por conta de dificuldades na desapropriação ou de fatores ambientais limitarem a largura da plataforma rodoviária.

Além disso, através do conteúdo apresentado neste texto, será possível efetuar uma análise crítica de aspectos relacionados com a segurança em rodovias duplicadas existentes.

Para isso, pretende-se, de início, revisar os critérios existentes acerca dos canteiros centrais e suas larguras, e dos dispositivos de contenção central. Na sequência, serão discutidos os aspectos relevantes relacionados à decisão do tipo de separador central.

Dessa forma, este estudo pretende apresentar os prós e os contras do emprego de canteiro central amplo e do emprego de dispositivos de contenção central em rodovias duplicadas.

1.3. JUSTIFICATIVA

Como mencionado anteriormente, o aumento da demanda nas rodovias de pista simples e a necessidade da criação de corredores estruturais faz com que o processo de decisão da escolha do tipo de separador físico central se torne uma atividade cada vez mais recorrente. Além disso, a necessidade de otimização de recursos para as obras de duplicação e implantação de rodovias faz com que o processo de decisão tenda a ser embasado em critérios objetivos.

Portanto, o estudo dos separadores físicos centrais e seus fatores relacionados torna-se importante no apoio à formulação futura de critérios objetivos que auxiliarão nas concepções dos projetos de duplicação de rodovias.

1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está estruturado em 5 capítulos, sendo que o Capítulo 2 apresenta alguns conceitos básicos que serão utilizados no decorrer do texto e caracteriza as funções dos separadores centrais.

O Capítulo 3 “Fatores relevantes para a escolha do separador físico central” apresenta os principais critérios e recomendações existentes para a implantação dos separadores centrais e aponta também outros fatores que devem ser considerados para a definição do tipo de separador físico central a ser adotado.

O Capítulo 4, através do estudo de caso de uma rodovia hipotética baseada em uma adaptação de um projeto real de rodovia de pista dupla, analisa os principais fatores relevantes para a escolha do tipo de separador central (como custo de implantação, de manutenção, de acidentes e o atendimento à distância de visibilidade de parada).

No Capítulo 5 serão apresentadas as conclusões e as recomendações do estudo.

2. SEPARADORES CENTRAIS

Este capítulo objetiva apresentar, com base em estudos, normas e manuais nacionais e internacionais, a revisão bibliográfica dos principais critérios existentes referentes a dispositivos separadores centrais de rodovias.

Como mencionado anteriormente, entende-se por separador central o elemento físico inserido entre as pistas da rodovia, com o objetivo principal de reduzir ou eliminar a ocorrência de colisões frontais. A separação física entre as pistas pode ser feita com a implantação de um canteiro central, de dispositivo de contenção central (barreiras de concreto, defensas metálicas, etc.) ou pela combinação de ambos.

Com o intuito de facilitar o entendimento dos critérios apresentados nos itens subsequentes, serão apresentados, *a priori*, conceitos básicos relacionados ao tema.

2.1. CONCEITOS BÁSICOS GERAIS

2.1.1. Entorno viário

De acordo com o RDG (2011), o entorno viário é a área além da pista de rolamento e dos acostamentos (se houver). A área entre as pistas em uma rodovia dividida também pode ser considerada entorno viário.

O DNER (1997) e a ABNT utilizam a expressão “lateral da via” para definir a área após a pista de rolamento e imediatamente adjacente a esta, incluindo o acostamento. Esta definição está coerente com a apresentada no TAC (1999), para entorno viário.

Nota-se, portanto, que a definição contida no manual canadense difere da americana, pois, apesar dos dois manuais esclarecerem que o entorno viário corresponde à porção lateral à pista de rolamento, para o RDG (2011) o acostamento não faz parte do entorno viário.

2.1.2. Zona livre de obstáculos

A NBR 15486:2007 da ABNT define “zona livre de obstáculos” como a “área lateral à pista de rolamento que seja traspassável, sem obstruções e sem obstáculos fixos, podendo ser utilizada por veículos errantes para recobrar o controle ou chegar a uma parada segura”. A expressão “zona livre de obstáculos” constante na ABNT é originária do termo em inglês *clear zone* constante nos manuais da AASHTO e do TAC.

As ilustrações da Figura 2.1 e da Figura 2.2 são, respectivamente, do RDG(2011) e do TAC (2007). Através delas é possível verificar que a AASHTO e o TAC incluem na zona livre os acostamentos.



Figura 2.1 – RDG (2011) - Área livre

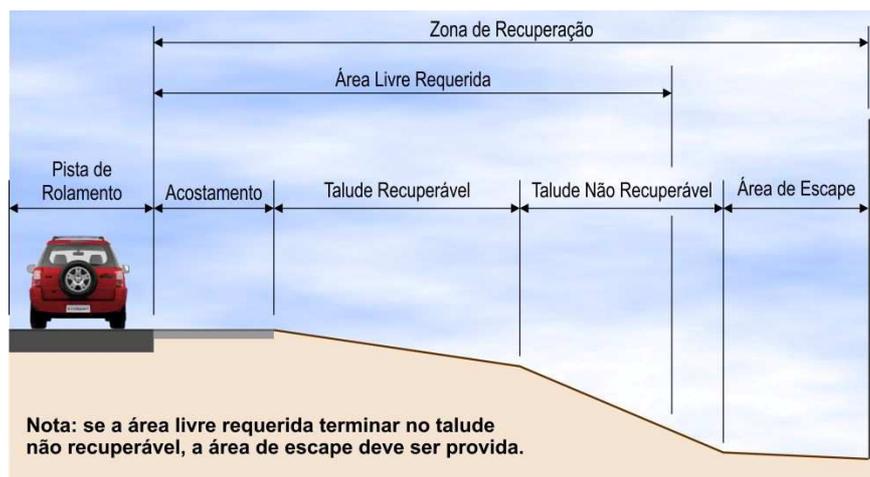


Figura 2.2 –Área Livre TAC (2007)

Para determinação da largura da área livre necessária, são analisados diversos fatores como a velocidade de projeto, o VDM, presença e a declividade de taludes de corte e aterro, a magnitude dos raios das curvas horizontais e histórico de acidentes do local.

A Tabela 2.1 apresenta os valores recomendados pela AASHTO (através do RDG, 2011) para largura da área livre. Os valores indicados são função do volume de tráfego, da velocidade de projeto e da inclinação do terreno. O RDG,b (2011) destaca que, por serem uma referência aproximada, estes valores que podem variar de acordo com as particularidades de cada local.

Tabela 2.1 - Valores sugeridos para largura da área livre (RDG 2011)

Velocidade de projeto	VDM de projeto	Taludes ascendentes			Taludes descendentes		
		1V:6H ou mais suave	1V:5H até 1V:4H	1V:3H	1V:3H	1V:5H até 1V:4H	1V:6H ou mais suave
60 km/h ou menos	abaixo de 750	2,0 - 3,0	2,0 - 3,0	**	2,0 - 3,0	2,0 - 3,0	2,0 - 3,0
	750-1500	3,0 - 3,5	3,5 - 4,5	**	3,0 - 3,5	3,0 - 3,5	3,0 - 3,5
	1500-6000	3,5 - 4,5	4,5 - 5,0	**	3,5 - 4,5	3,5 - 4,5	3,5 - 4,5
	acima de 6000	4,5 - 5,0	5,0 - 5,5	**	4,5 - 5,0	4,5 - 5,0	4,5 - 5,0
70 - 80 km/h	abaixo de 750	3,0 - 3,5	3,5 - 4,5	**	2,5 - 3,0	2,0 - 3,0	3,0 - 3,5
	750-1500	4,5 - 5,0	5,0 - 6,0	**	3,0 - 3,5	3,5 - 4,5	4,5 - 5,0
	1500-6000	5,0 - 5,5	6,0 - 8,0	**	3,5 - 4,5	4,5 - 5,0	5,0 - 5,5
	acima de 6000	6,0 - 6,5	7,5 - 8,5	**	4,5 - 5,0	5,5 - 6,0	6,0 - 6,5
90 km/h	abaixo de 750	3,5 - 4,5	4,5 - 5,5	**	2,5 - 3,0	3,0 - 3,5	3,0 - 3,5
	750-1500	5,0 - 5,5	6,0 - 7,5	**	3,0 - 3,5	4,5 - 5,0	5,0 - 5,5
	1500-6000	6,0 - 6,5	7,5 - 9,0	**	4,5 - 5,0	5,0 - 5,5	6,0 - 6,5
	acima de 6000	6,5 - 7,5	8,0 - 10,0*	**	5,0 - 5,5	6,0 - 6,5	6,5 - 7,5
100 km/h	abaixo de 750	5,0 - 5,5	6,0 - 7,5	**	3,0 - 3,5	3,5 - 4,5	4,5 - 5,0

	750-1500	6,0 - 7,5	8,0 - 10,0*	**	3,5 - 4,5	5,0 - 5,5	6,0 - 6,5
	1500-6000	8,0 - 9,0	10,0 - 12,0*	**	4,5 - 5,5	5,5 - 6,5	7,5 - 8,0
	acima de 6000	9,0 - 10,0*	11,0 - 13,5*	**	6,0 - 6,5	7,5 - 8,0	8,0 - 8,5
110 km/h	abaixo de 750	5,5 - 6,0	6,0 - 8,0	**	3,0 - 3,5	4,5 - 5,0	4,5 - 5,0
	750-1500	7,5 - 8,0	8,5 - 11,0*	**	3,5 - 5,0	5,5 - 6,0	6,0 - 6,5
	1500-6000	8,5 - 10,0*	10,5 - 13,0*	**	5,0 - 6,0	6,5 - 7,5	8,0 - 8,5
	acima de 6000	9,0-10,5*	11,5 - 14,0*	**	6,5 - 7,5	8,0 - 9,0	8,5 - 9,0

* Nos locais onde o histórico de acidentes indicar alta probabilidade de acidentes, o projetista deve prover distâncias de zona livre de obstáculos maiores do que os indicados na tabela. Por praticidade e para prover um modelo consistente de rodovia, zonas livres podem ser limitadas a 9 m no caso de experiências anteriores em projetos similares indicarem performance satisfatória.

** Considerando que a recuperação é menos provável em taludes desprotegidos com a declividade transversal de 1V:3H, objetos fixos não devem estar presentes nas proximidades do pé desses taludes. É esperado que ocorra a recuperação de veículos que saíram da pista em alta velocidade através do limite do acostamento, através do pé do talude. A determinação da largura da área de recuperação no pé do talude deve levar em consideração a faixa de domínio disponível, questões ambientais, fatores econômicos, necessidade de segurança e histórico de acidentes. Além disso, a distância entre o limite do bordo da pista de rolamento e o início do talude 1V:3H deve influenciar na área de recuperação a ser providenciada no pé do talude.

A Tabela 2.2 traz os valores recomendados pelo RDG (2011) para majoração da largura da área livre, a serem aplicados na área externa da curva quando o histórico de acidentes indicar tal necessidade, ou uma condição específica do local mostrar a potencialidade de acidentes em locais com curvas horizontais de raio menor que 900 m.

Tabela 2.2 - Fatores de majoração em curvas horizontais (RDG 2011)

Raio m	Velocidade de projeto km/h					
	60	70	80	90	100	110
900	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2	1,2
700	1,1	1,1	1,2	1,2	1,2	1,3
600	1,1	1,2	1,2	1,2	1,3	1,4
500	1,1	1,2	1,2	1,3	1,3	1,4
450	1,2	1,2	1,3	1,3	1,4	1,5
400	1,2	1,2	1,3	1,3	1,4	-
350	1,2	1,2	1,3	1,4	1,5	-
300	1,2	1,3	1,4	1,5	1,5	-
250	1,3	1,3	1,4	1,5	-	-
200	1,3	1,4	1,5	-	-	-
150	1,4	1,5	-	-	-	-
100	1,5	-	-	-	-	-

Notas:

- 1- Os fatores de correção devem ser aplicados somente para a área externa das curvas
- 2- Curvas com raios maiores que 900 m não necessitam de ajuste

A ABNT utiliza o mesmo princípio da AASHTO para determinação da área livre. A Figura 2.3, apresentada no RDG (2006) e na ABNT (2007) reflete os valores indicados na Tabela 2.1.

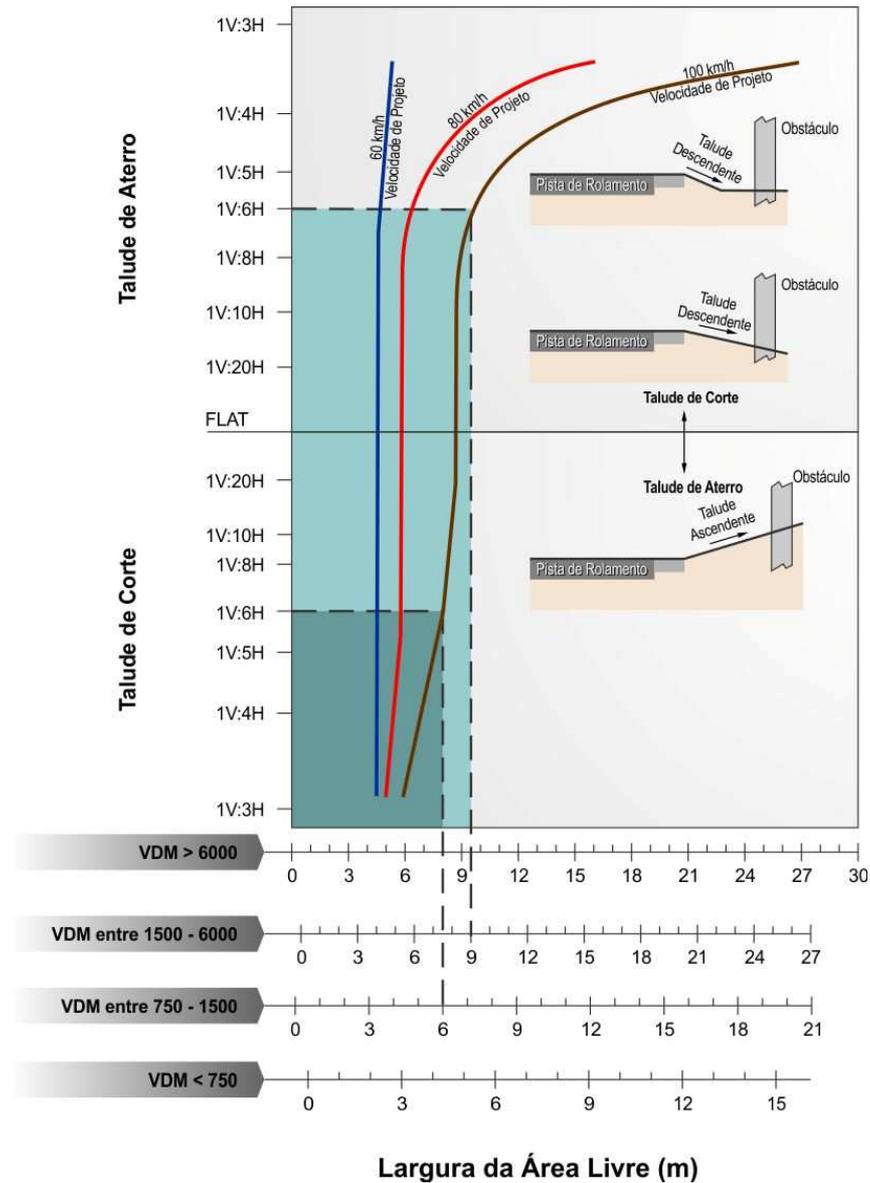


Figura 2.3- Ábaco para valores sugeridos de largura da área livre ABNT (NBR 15486:2007)

Em novas rodovias e para reconstrução de rodovias, o TAC (2007) apresenta os valores mostrados na Tabela 2.3 juntamente com o fator de ajuste horizontal indicado na Tabela 2.4 para indicação aproximada da distância requerida para a área livre.

Cabe ressaltar que, de acordo com o TAC (2007), caso a distância de área livre necessária termine em um talude não recuperável, o projeto deverá contemplar área de escape.

Tabela 2.3 - Distâncias de área livre sugeridas pelo TAC (2007) para projetos de rodovias novas e de reconstrução de rodovias

Velocidade de projeto (km/h)	VDMA do ano de projeto (ver nota 2)	Taludes posteriores (aterro)			Taludes anteriores (corte) (ver nota 4)		
		6:1 ou mais suave	5:1 até 4:1	3:1.	3:1.	5:1 até 4:1	6:1 ou mais suave
Abaixo DE 70 km/h	200 - 750 (ver nota 3)	2,0 - 3,0	2,0 - 3,0	**	2,0 - 3,0	2,0 - 3,0	2,0 - 3,0
	750 - 1500	3,0 - 3,5	3,5 - 4,5	**	3,0 - 3,5	3,0 - 3,5	3,0 - 3,5
	1501 - 6000	3,5 - 4,5	4,5 - 5,0	**	3,5 - 4,5	3,5 - 4,5	3,5 - 4,5
	Acima de 6000	4,5 - 5,0	5,0 - 5,5	**	4,5 - 5,0	4,5 - 5,0	4,5 - 5,0
70 – 80	200 - 750 (ver nota 3)	3,0 - 3,5	3,5 - 4,5	**	2,5 - 3,0	2,0 - 3,0	3,0 - 3,5
	750 - 1500	4,5 - 5,0	5,0 - 6,0	**	3,0 - 3,5	3,5 - 4,5	4,5 - 5,0
	1501 - 6000	5,0 - 5,5	6,0 - 8,0	**	3,5 - 4,5	4,5 - 5,0	5,0 - 5,5
	Acima de 6000	6,0 - 6,5	7,5 - 8,5	**	4,5 - 5,0	5,5 - 6,0	6,0 - 6,5
90	200 - 750 (ver nota 3)	3,5 - 4,5	4,5 - 5,5	**	2,5 - 3,0	3,0 - 3,5	3,0 - 3,5
	750 - 1500	5,0 - 5,5	6,0 - 7,5	**	3,0 - 3,5	4,5 - 5,0	5,0 - 5,5
	1501 - 6000	6,0 - 6,5	7,5 - 9,0	**	4,5 - 5,0	5,0 - 5,5	6,0 - 6,5
	Acima de 6000	6,5 - 7,5	8,0 - 10,0*	**	5,0 - 5,5	6,0 - 6,5	6,5 - 7,5
100	200 - 750 (ver nota 3)	5,0 - 5,5	6,0 - 7,5	**	3,0 - 3,5	3,5 - 4,5	4,5 - 5,0
	750 - 1500	6,0 - 7,5	8,0 - 10,0*	**	3,5 - 4,5	5,0 - 5,5	6,0 - 6,5
	1501 - 6000	8,0 - 9,0	10,0 - 12,0*	**	4,5 - 5,5	5,5 - 6,5	7,5 - 8,0
	Acima de 6000	9,0 - 10,0*	11,0 - 13,5*	**	6,0 - 6,5	7,5 - 8,0	8,0 - 8,5
Acima de 110 km/h	200 - 750 (ver nota 3)	5,5 - 6,0	6,0 - 8,0	**	3,0 - 3,5	4,5 - 5,0	4,5 - 5,0
	750 - 1500	7,5 - 8,0	8,5 - 11,0*	**	3,5 - 5,0	5,5 - 6,0	6,0 - 6,5
	1501 - 6000	8,5 - 10,0*	10,5 - 13,0*	**	5,0 - 6,0	6,5 - 7,5	8,0 - 8,5
	Acima de 6000	9,0-10,5*	11,5 - 14,0*	**	6,5 - 7,5	8,0 - 9,0	8,5 - 9,0

Valores sugeridos (#) para zona livre de projeto (ver nota 1) para projetos de construção e reconstrução de rodovias rurais (##)
 # O projetista pode utilizar valores menores do que as distâncias sugeridas na tabela somente se esses valores forem justificados por uma análise benefício-custo.

Rodovias rurais possuem tipicamente valeta aberta. Rodovias urbanas normalmente têm seu sistema de drenagem fechado
 * Nos locais onde o histórico de acidentes indicar alta probabilidade de acidentes, o projetista deve prover distâncias de zona livre de obstáculos maiores do que os indicados na tabela. Por praticidade e para prover um modelo consistente de rodovia, zonas livres podem ser limitadas a 9 m no caso de experiências anteriores em projetos similares indicarem performance satisfatória.

** Considerando que a recuperação é menos provável em taludes desprotegidos com a declividade transversal de 1V:3H, objetos fixos não devem estar presentes nas proximidades do pé desses taludes. É esperado que ocorra a recuperação de veículos que saíram da pista em alta velocidade através do limite do acostamento, através do pé do talude. A determinação da largura da área de recuperação no pé do talude deve levar em consideração a faixa de domínio disponível, questões ambientais, fatores econômicos, necessidade de segurança e histórico de acidentes. Além disso, a distância entre o limite do bordo da pista de rolamento e o início do talude 1V:3H deve influenciar na área de recuperação a ser providenciada no pé do talude.

Notas:

1- Todas as distâncias são medidas da borda externa da pista de rolamento. Quando investigações indicarem alta probabilidade de acidentes contínuos em um determinado local, o projetista deve prover distâncias de zona livre maiores do que os indicados na tabela.

2- Para zonas livres, o VDMA para o ano de projeto será o VDMA total para ambas as direções para o ano de projeto. Isso se aplica para rodovias em pista simples e duplicadas.

3- Para um VDMA menor ou igual à 200, o talude posterior é 2:1 ou mais suave, o talude anterior é 1,5:1 ou mais suave.

4- Os valores para taludes anteriores se aplicam para seções onde o pé do talude é adjacente ao acostamento.

5- Os valores na tabela se aplicam para seções de rodovia em tangente. Caso necessário, utilizar a tabela com os fatores de ajuste em curva.

Tabela 2.4 - Fator de ajuste de curva horizontal para determinação da distância requerida de área livre TAC (2007)

Raio (m)	Velocidade de projeto (km/h)					
	60	70	80	90	100	110
900	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2	1,2
700	1,1	1,1	1,2	1,2	1,2	1,3
600	1,1	1,2	1,2	1,2	1,3	1,4
500	1,1	1,2	1,2	1,3	1,3	1,4
450	1,2	1,2	1,3	1,3	1,4	1,5
400	1,2	1,2	1,3	1,3	1,4	
350	1,2	1,2	1,3	1,4	1,5	
300	1,2	1,3	1,4	1,5	1,5	
250	1,3	1,3	1,4	1,5		
200	1,3	1,4	1,5			
150	1,4	1,5				
100	1,5					

No caso de projetos de reabilitação de rodovias, nos locais onde a distância recomendada para a área livre da Tabela 2.3 não puder ser atingida, o TAC (2007) sugere a adoção de uma área livre reduzida. Nesses casos o projetista pode propor a redução da área livre indicada na Tabela 2.3 em 40 % considerando como mínima a distância de 2 metros, conforme indicado na Tabela 2.5. Essa tabela foi originalmente adotada pelo BCMoT em 1995 e foi elaborada com base em análises do tipo benefício-custo.

Tabela 2.5- Valores mínimos sugeridos para área livre em projetos de reabilitação de rodovias rurais - TAC (2007)

VDMA para o ano de projeto	Largura mínima de zona livre (m) para taludes de aterro 4:1 ou mais suaves e taludes de corte 3:1 ou mais suaves					
	Velocidade de projeto (km/h)					
	Abaixo de 60	70 - 80	90	100	Acima de 110	
Abaixo de 750	2	2,7	3,3	4,5	5	
750 - 1500	2,7	3,5	4,5	6	6,5	
1501 - 6000	3	4,5	5,5	7	8	
Acima de 6000	3,3	5	6	8	8,5	

O Manual Australiano RRD (2003) utiliza o ábaco apresentado na Figura 2.4 para determinação dos valores de referência de largura da área livre e o ábaco da Figura 2.5 para indicar os fatores de correção para o lado externo das curvas.

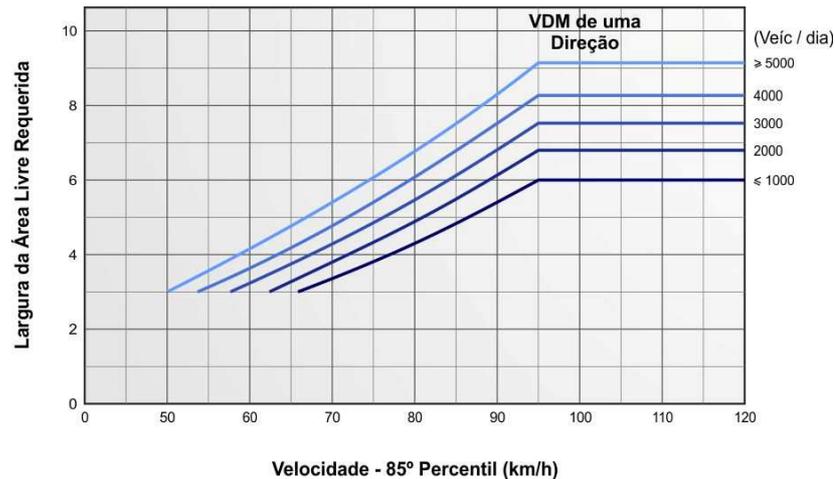


Figura 2.4 - Ábaco para determinação da área livre em Tangentes – RRD (2003)

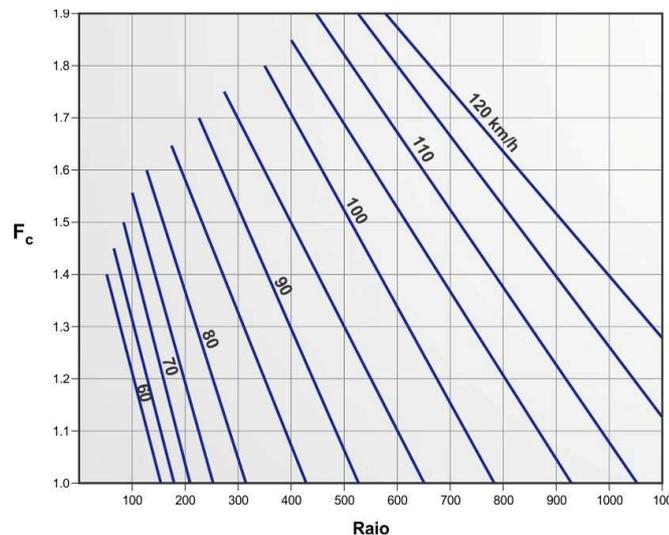


Figura 2.5 - Fator de correção da largura da área livre em curvas – RRD (2003)

Verifica-se, através dos ábacos apresentados acima, que o RRD (2003) leva em consideração para a determinação da área livre o VDM e a velocidade operacional, sendo que há correção de largura no caso de curvas horizontais com raio até 1100 m. Já o RDG (2011), a ABNT (2007) e o TAC (2007) utilizam para a determinação da área livre, além dos elementos considerados pelo RRD (2003), a declividade do talude, sendo que tais publicações adotam correção de largura para curvas com raio horizontal de até 900 m.

O ideal seria proporcionar ao usuário da rodovia a área livre em todo o entorno rodoviário, mas, na prática, isso nem sempre é possível.

A ABNT, através da NBR 15486:2007, define “rodovia que perdoa” como aquela que procura “minimizar a severidade dos acidentes, permitindo um tratamento da pista de rolamento e das

laterais das vias, de modo que veículos descontrolados, que venham a sair da pista de rolamento, encontrem uma lateral projetada para reduzir as consequências deste acidente”. A definição de “rodovia que perdoa” da ABNT (2007) foi embasada na definição de “*forgiving roadside*” pelo *Roadside Design Guide* da AASHTO (2002). Nesse texto, chamaremos a “rodovia que perdoa” de rodovia tolerante.

Portanto, deve-se ter em mente que o conceito de rodovia tolerante deve ser sempre aplicado mesmo se o entorno viário não dispuser da área livre necessária. Dessa forma, visando assegurar ao usuário a redução dos danos no caso de um acidente com saída de pista, segundo o RDG (2011) sempre que um obstáculo estiver inserido na área livre necessária, deve ser adotado, por ordem de preferência, ao menos um dos seguintes tratamentos:

- remover os obstáculos;
- projetar o obstáculo de forma que este possa ser facilmente traspassado;
- relocar o obstáculo para um local onde haja menos chances de ser atingido;
- empregar materiais deformáveis nos obstáculos;
- caso a adoção das medidas anteriores não seja possível, é sugerido o emprego de atenuadores de impactos, defensas ou barreiras no entorno do obstáculo com o intuito de reduzir a severidade dos acidentes;
- delinear o obstáculo no caso de não ser possível adotar nenhuma das alternativas acima.

A Figura 2.6 apresenta alguns exemplos de rodovia tolerante. No caso da figura do canteiro nivelado, o canteiro central amplo e traspassável propicia a redução das consequências da saída de pista. No caso do canteiro desnivelado, a adoção de barreira onde a zona livre necessária não foi alcançada também reduz as consequências de um possível acidente. Já a seção apresentada de canteiro com solo naturalmente aprofundado dispõe da zona livre em ambos os lados.

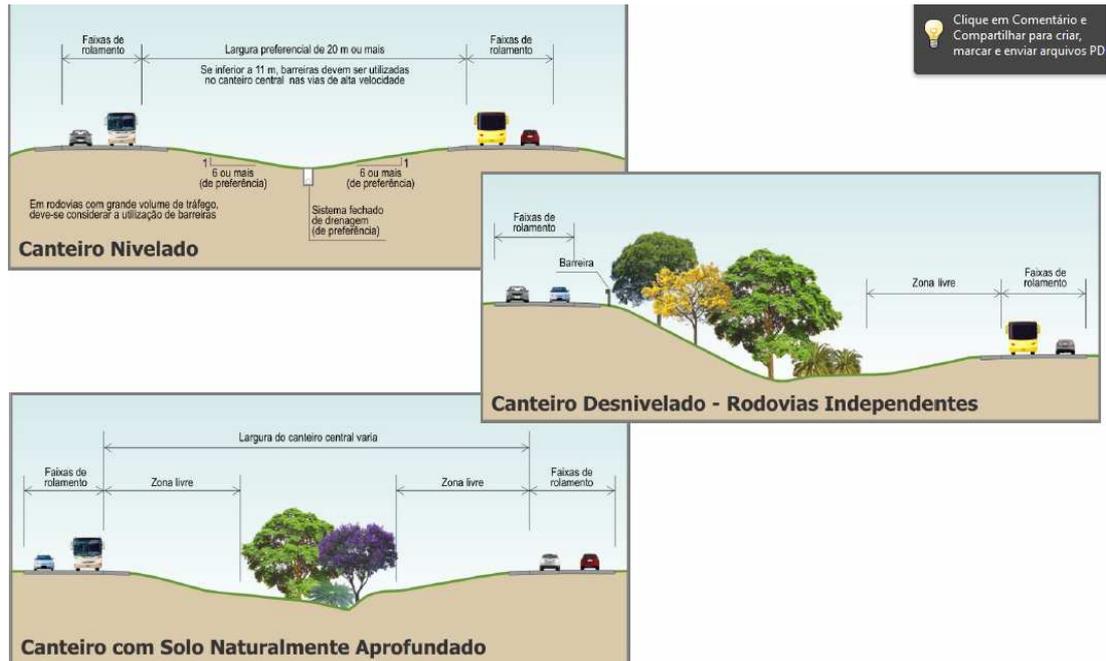


Figura 2.6 - Exemplos de entorno viário tolerante

2.1.3. Talude traspassável

De acordo com a definição da ABNT, talude traspassável é: “aquele onde a superfície é suave e regular, sem descontinuidades significantes e sem objetos fixos protuberantes, permitindo que veículos trafeguem ou deslizem sobre ele sem enganchamento e sem paradas abruptas”. (NBR 15486:2007)

2.1.4. Talude de aterro recuperável, não recuperável e crítico

A NBR 15486:2007 da ABNT esclarece que taludes recuperáveis são os “taludes com declividade 4H:1V ou mais planos, nos quais, quando traspassáveis e livres de obstáculos fixos, os motoristas podem geralmente conduzir seus veículos a uma parada segura ou reduzir a velocidade o suficiente para retornar à pista em segurança”. Essa definição está coerente

com as definições apresentadas pelo TAC (2007), e pelo RDG (2011), sendo que esta acrescenta que, na presença de valetas, estas devem ser bem arredondadas ou feitas para serem traspassáveis.

De acordo com a ABNT (2007), taludes não recuperáveis são os “taludes com declividades entre 3H:1V e 4H:1V, que são considerados traspassáveis se forem suaves e estiverem livres de obstáculos fixos, mas onde a maioria dos veículos não consegue parar ou retornar à pista com facilidade. Nesses casos, é esperado que tais veículos atinjam o fundo do talude, onde é recomendado encontrar uma área livre”. “Caso não exista uma zona livre no fundo (área de escape), deve ser projetado dispositivo de contenção próximo à via.”. Essa definição está de acordo com a definição apresentada pelo TAC (2007) e pelo RDG (2011).

A NBR 15486:2007 da ABNT, em conformidade com o TAC (2007) e com o RDG (2011), define taludes críticos como “taludes com declividades maior que 3H:1V, onde a maioria dos veículos tende a capotar. Caso os taludes estejam dentro da zona livre calculada, devem ser protegidos com dispositivos de contenção”.

2.2. CANTEIRO CENTRAL

2.2.1. Funções básicas do canteiro central

A AASHTO (2011) define canteiro central como a porção da rodovia que separa fluxos opostos e cita que as principais funções do canteiro central são:

- separar fluxos opostos;
- prover área de recuperação para veículos desgovernados;
- prover área de parada em caso de emergência;
- permitir espaço para mudança de velocidade e acomodação de veículos em caso de conversões à esquerda;

- reduzir os efeitos do ofuscamento e;
- prover espaço para futuras faixas.

A AASHTO (2004) esclarece que, para maior eficiência, o canteiro central deve ser altamente visível tanto de dia como de noite e salienta que a principal razão para adoção do canteiro central é a redução nas colisões frontais. De acordo com a AASHTO (2011), é possível obter a eliminação quase total das colisões frontais com o emprego de seções com canteiro central amplo ou com barreira central.

Segundo o Manual Australiano Rural Road Design (RRD, 2003), canteiro central pode ser definido como uma “faixa da estrada que separa pistas de tráfego opostas, não utilizada normalmente para tráfego veicular. O RRD (2003) cita que a principal função do canteiro central é separar correntes de tráfego opostas e limitar as áreas de conflito para conversão, reduzindo significativamente o risco de colisões severas e aumentando a segurança na rodovia.

O RRD (2003) acrescenta que o emprego do canteiro central pode:

- reduzir o conflito com o tráfego veicular que aguarda para efetuar conversões à direita (lembrando que a mão de direção na Austrália segue o padrão inglês) por prover faixas de conversão protegidas;
- prover espaço para abrigar o veículo que deseja cruzar a rodovia em interseções não sinalizadas;
- reduzir o ofuscamento;
- prover área de recuperação para veículos desgovernados;
- prover áreas para paradas emergenciais;
- reduzir a turbulência do ar entre o tráfego oposto;
- acomodar diferenças de nível entre as pistas de rolamento;
- prover oportunidade para implantar melhorias visuais por meio de paisagismo;
- prover área para locação de equipamentos de operação da rodovia do lado interno da pista de rolamento.

De acordo com o manual canadense TAC (2009), o canteiro central é um espaço reservado entre as pistas de tráfego de direção opostas, incluindo os acostamentos.

O extinto DNER (1997) definiu canteiro central como o “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.”.

O DER (2006) acrescenta que a utilização do canteiro central “é desejável em vias arteriais com 4 ou mais faixas de rolamento, com duas ou mais faixas por sentido. Sua largura contempla, por definição, a distância entre os limites das faixas de rolamento de sentidos de circulação opostos, considerando também os acostamentos internos.”

2.2.2. Configurações básicas para o canteiro central

Pelas definições descritas no item 2.2.1, nota-se que os principais manuais de geometria estão de acordo em incluir os acostamentos internos na largura do canteiro central, conforme ilustrado na Figura 2.7.

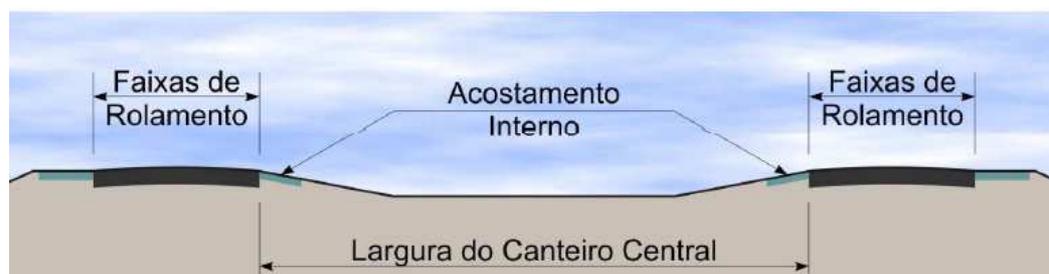


Figura 2.7 - Caracterização da Largura do Canteiro Central

O RRD (2003) apresenta as seções-tipo habituais de uma forma resumida, informando que os canteiros centrais podem ser elevados ou rebaixados, conforme Figura 2.8.

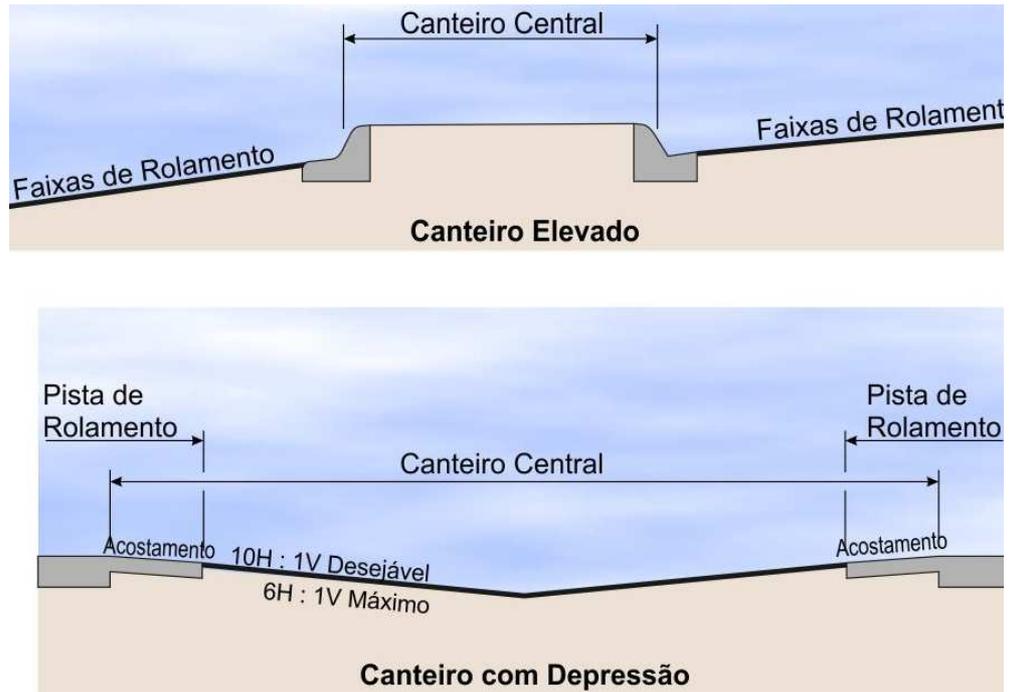


Figura 2.8 Seções típicas de canteiro central - RRD (2003)

A Figura 2.9 ilustra algumas configurações para o canteiro central apresentadas pela AASHTO (2011). As seções A, B, F e G são comumente empregadas em vias rurais arteriais, enquanto as seções C, D e E são mais apropriadas para seções urbanas.

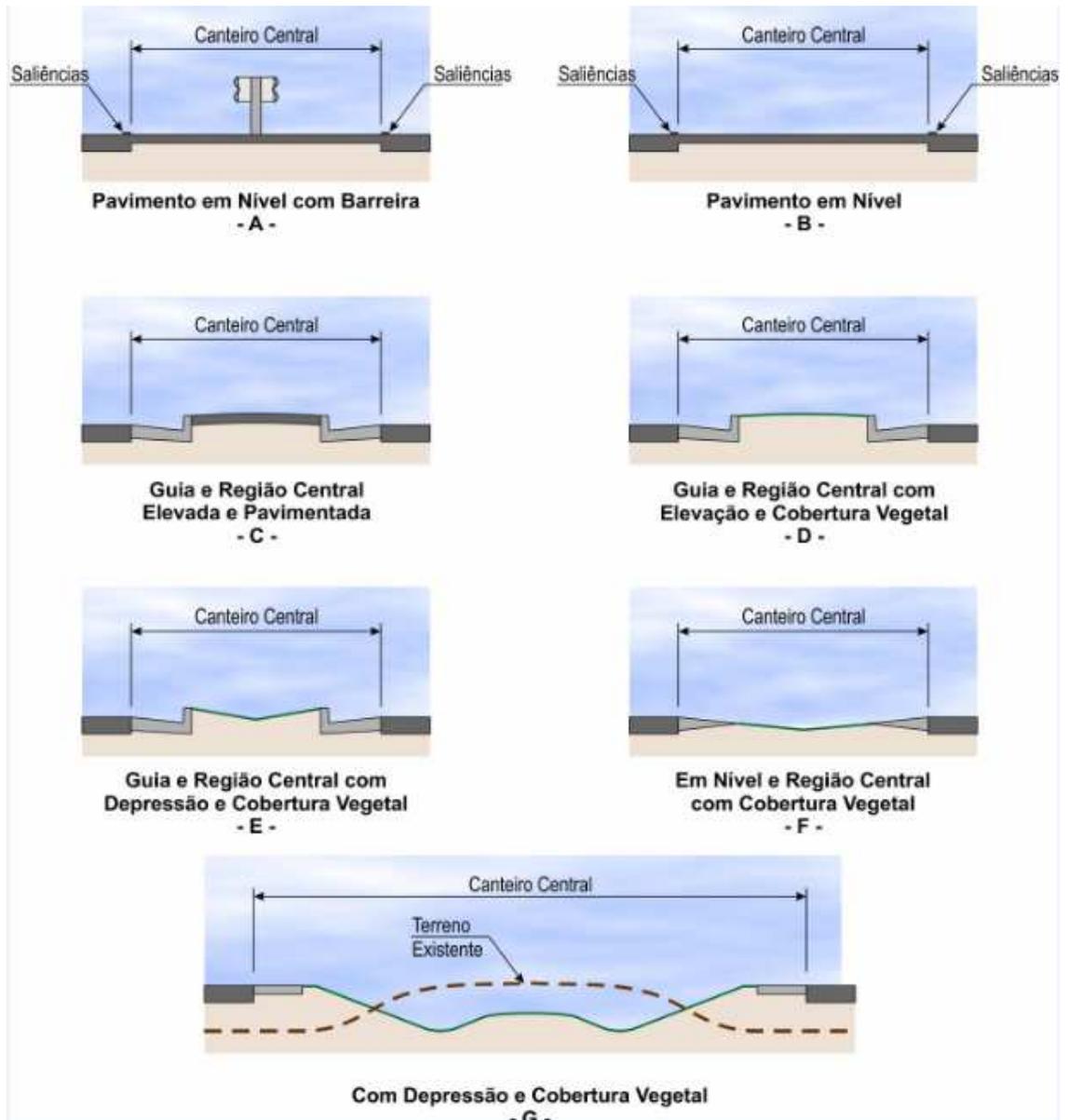


Figura 2.9 - Tipos de Canteiro Central – AASHTO (2011)

2.3. DISPOSITIVOS DE CONTENÇÃO CENTRAL

O RDG (2011) esclarece que dispositivo de proteção central é o dispositivo de proteção longitudinal empregado para separar fluxos de sentido opostos em uma rodovia de pista dupla, mas que também pode ser utilizado para separar os fluxos principais dos fluxos locais em rodovias de elevado fluxo de tráfego ou como separador físico para proteger pedestres e ciclistas do tráfego veicular.

Estes dispositivos são utilizados com o intuito de reduzir a severidade dos acidentes. Podem ser empregados para proteger o veículo, no caso de saída de pista, de choques com postes, árvores, para impedir que veículos atinjam taludes críticos ou para evitar colisões com veículos que trafegam no sentido oposto.

A avaliação do emprego de dispositivos de proteção central torna-se especialmente importante em rodovias de velocidade elevadas, onde as conseqüências de uma eventual colisão frontal podem ser gravíssimas.

É oportuno lembrar que, em função de sua proximidade com a rodovia, o emprego de dispositivos de proteção central pode aumentar o número de acidentes (RDG, 2011). No entanto, estes acidentes tendem a ser menos graves do que as colisões frontais decorrentes do cruzamento do canteiro central, exceto no caso de múltiplas colisões (colisões com demais veículos que trafegam na pista, decorrentes do redirecionamento do veículo desgovernado à faixa de rolamento após o choque com o dispositivo de contenção central).

Além disso, com a adoção de dispositivos de proteção central, a distância na qual o veículo desgovernado teria a oportunidade de retomar o controle é reduzida (RDG, 2011).

Cabe ressaltar, que o principal objetivo da utilização destes dispositivos é reduzir a gravidade dos acidentes e não a frequência destes.

Dessa forma, os dispositivos de proteção central somente devem ser utilizados se as consequências dos acidentes na presença dele forem menores que as consequências em sua ausência.

De acordo com o RDG (2011), o emprego de dispositivos de proteção central tem como desvantagens:

- o custo inicial de instalação da barreira,
- aumento no número de choques registrados em função da redução da área de recuperação,
- aumento do custo de manutenção pelo reparo das barreiras,
- reparos do dispositivo geram aumento da exposição ao risco das equipes de manutenção,
- limita as opções para atravessar a rodovia pelas viaturas de resgate,

Os dispositivos de proteção longitudinal central podem ser classificados de acordo com o seu tipo, em defensas metálicas, cabos tensionados, perfil *New Jersey* de concreto, entre outros e de acordo com sua rigidez, os dispositivos de proteção podem ser classificados em rígidos, semi-rígidos ou semi-flexíveis e flexíveis.

O DER (2006), esclarece que as barreiras flexíveis suportam deflexões dinâmicas de grau considerável e, geralmente, impõem menor resistência do que os sistemas semi-rígido e rígido. Por este motivo, são usadas primordialmente com o objetivo de conter o veículo desgovernado, e não tanto para redirecioná-lo de volta à pista de rolamento. Os dispositivos flexíveis necessitam de maiores afastamentos em relação aos obstáculos fixos existentes nas proximidades da rodovia, em função de sua maior deflexão no caso de impacto.

Segundo o DER (2006), as barreiras do tipo semi-rígido apresentam deflexão devido ao impacto obtida por meio de combinação entre a flexão e a força tensora oferecida pelos dispositivos de fixação ou postes. Esses dispositivos de fixação são dimensionados para quebrar ou então se deformar quando da ocorrência do impacto, mobilizando também os apoios adjacentes. A resistência oferecida é suficiente para controlar a deflexão do dispositivo

dentro de limites aceitáveis, permitindo o redirecionamento do veículo desgovernado ao fluxo de tráfego.

Em função das características de seus materiais e considerando a deformação que podem sofrer sob impacto dos veículos, as barreiras dos tipos flexível e semi-rígido apresentam maior necessidade de manutenção do que as barreiras rígidas.

O DER (2006) ainda indica que, para os sistemas rígidos, a deflexão prevista com a ocorrência de impactos é de pequena magnitude. A energia proveniente do choque da colisão é dissipada por meio do movimento ascendente e descendente de veículo desgovernado e também pela sua própria deformação. Quanto maior o ângulo de impacto, maior a força de desaceleração em função da pequena deflexão ocasionada pelo choque. Por isso, recomenda-se a utilização de sistemas rígidos em situações em que os ângulos de choque sejam baixos, como em canteiros centrais de largura reduzida ou nas bordas dos acostamentos de trechos em tangente.



Figura 2.10 - Dispositivo de Proteção Central Contínuo Rígido em Canteiro Central Estreito - Autopista Máden Colón (Panamá)

3. CRITÉRIOS E ESTUDOS RELACIONADOS COM A DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO SEPARADOR FÍSICO CENTRAL

3.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO CANTEIRO CENTRAL

Os manuais e normas técnicas nacionais e estrangeiros são uníssonos na opinião de que, sob o ponto de vista de segurança, por ocasião do projeto de rodovia rural de pista dupla ou de duplicação de rodovia, é desejável adotar a maior largura possível para o canteiro central, pois, em tal condição, o motorista de um veículo desgovernado tem maior chance de retomar o controle do mesmo, de forma que a probabilidade dele cruzar tal canteiro e atingir veículos da direção oposta é baixa.

Hutchinson e Kennedy (1967) estudaram as saídas de pista pelo canteiro central em segmentos de duas rodovias expressas, a I74 e a *Kingery Expressway*, localizadas no estado de *Illinois* na região Centro-Oeste dos Estados Unidos. Tal estudo teve por objetivo determinar a frequência e a natureza das saídas de pista, considerando certas características do canteiro central, sob condições de campo selecionadas, com a finalidade de avaliar o espaço do canteiro central para potencial recuperação ou parada dos veículos desgovernados.

Ambos os segmentos estudados possuíam quatro faixas de tráfego (duas por sentido), controle total de acesso, alinhamento essencialmente em tangente, sendo que a rodovia I74 possuía delineadores refletivos e canteiro central com as seguintes dimensões: largura de 12,2 m e profundidade de 0,90 m, enquanto a *Kingery Expressway* possuía canteiro central com aproximadamente 5,5 m de largura, 0,15 m de profundidade.

Foram obtidos, através da Divisão de Rodovias de *Illinois*, os volumes de tráfego e das saídas de pista da *Kingery Expressway* para o período de 1º de dezembro até 31 de março (inverno) dos anos de 1957 a 1959. Para a rodovia I74, Hutchinson e Kennedy utilizaram dados de projetos pessoais anteriores de 4 de outubro de 1960 até 6 de abril de 1964.

No período em análise, os volumes de tráfego variaram de 1900 a 5700 veíc/dia na I74 e de 18000 a 31000 veíc/dia na *Kingery Expressway*. A Tabela 3.1 contém os dados coletados para as duas rodovias em análise e a Figura 3.1 apresenta o gráfico da frequência das saídas de pista.

Tabela 3.1 - Frequência e taxa de saída de pista (HUTCHINSON e KENNEDY, 1967)

Período de observação	Dias de observação	Volume de tráfego (v/dia)	Veículo-quilômetro	Saídas observadas	Frequência de saídas de pista (saídas/km/ano)	Taxa de saídas de pista (saídas/100 X 10 ⁶ v.km)
I74 (15,3km)						
04/10/1960 - 22/12/1960	79	1900	2.293.453	16	1,86	268,94
22/12/1960 - 29/03/1961	97	3000	4.446.335	31	2,92	268,94
29/03/1961 - 12/07/1961	105	4000	6.417.391	58	5,09	348,45
12/07/1961 - 02/12/1961	143	4150	9.067.621	30	1,93	127,33
02/12/1961 - 31/03/1962	119	4350	7.909.435	32	2,48	155,9
31/03/1962 - 26/06/1962	87	5250	6.978.913	17	1,8	93,79
26/06/1962 - 13/10/1962	109	5750	9.576.429	16	1,37	64,6
13/10/1962 - 16/04/1963	185	5950	16.818.913	50	2,48	114,91
16/04/1963 - 27/06/1963	72	5950	6.545.739	5	0,62	29,19
27/06/1963 - 06/04/1964	284	5700	24.734.460	47	1,49	73,29
Kingery Expressway (1,9 km)						
01/12/1957 - 31/03/1958	120	18195	6.550.000	7	4,41	66,46
31/03/1958 - 01/12/1959	120	20490	7.376.000	9	5,65	75,78
01/12/1959 - 31/03/1960	121	31253	11.345.000	14	8,76	76,4

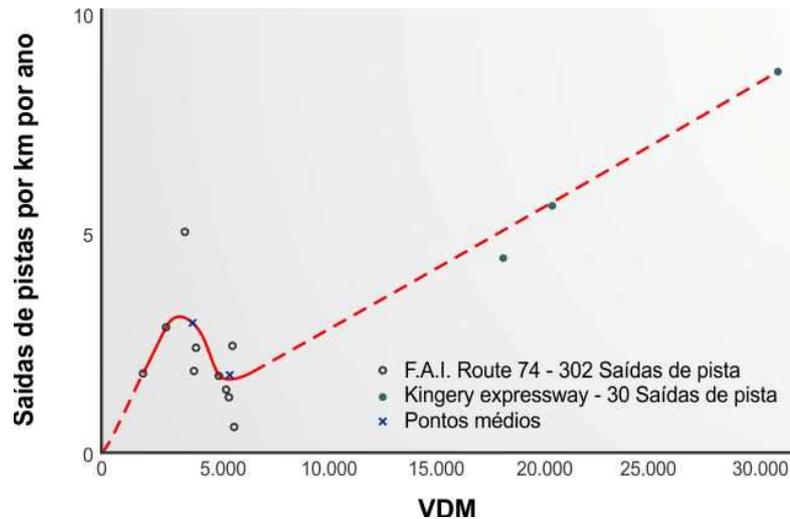


Figura 3.1 - Frequência de saída de pista (HUTCHINSON; KENNEDY, 1967)

Pelo gráfico da frequência das saídas de pista pode-se observar que, para valores pequenos de volume de tráfego, a frequência de saída de pista aumenta com o aumento do volume de tráfego. Quando o volume de tráfego atinge aproximadamente 4000 veíc/dia, a frequência de saídas de pista passa a decrescer até o VDM atingir aproximadamente 6000 veíc/dia. Para o VDM acima de 6000 veíc/dia, as frequências de saídas de pista crescem conforme o volume de tráfego aumenta.

De acordo com Hutchinson e Kennedy (1967), o aumento gradual na frequência de saída de pista para um VDM de até 4000 veíc/ dia, verificado no gráfico da Figura 3.1, ocorre devido ao fato de os motoristas não serem influenciados pelos demais veículos em baixos volumes de tráfego e, como consequência, não ocorre a tendência do motorista em se balizar nos demais veículos, sendo que as restrições sofridas são apenas impostas pela geometria da via. A frequência de saídas de pista aumenta com o aumento do volume de tráfego por esta ser função da quantidade de veículos sujeitos às saídas de pista, ou seja, ocorre um aumento da massa de exposição ao risco.

Hutchinson e Kennedy explicam a diminuição na frequência de saídas de pista observado para volumes de tráfego entre 4000 veíc/dia à 6000 veíc/dia da seguinte maneira: conforme o VDM aumenta, ocorre uma diminuição nos espaços entre os veículos e, nessa condição, os motoristas tendem a ficar mais alertas. Além disso, com uma quantidade maior de veículos na via, aumenta o delineamento gerado pelos próprios veículos, ou seja, os motoristas tendem a se balizarem pelos veículos da frente.

Já para volumes acima de 6000 veíc/dia observa-se o aumento de conflito entre os veículos, resultando em maior probabilidade de colisões ou de manobras evasivas. Portanto, para volumes altos, conforme o VDM aumenta, a massa de exposição ao risco também aumenta e, com isso, a frequência de saída de pista também aumenta.

Hutchinson e Kennedy (1967) também estudaram as características das saídas de pista pelo canteiro central analisando dados das rodovias interestaduais 74 e 57(Kingery Expressway). Na Tabela 3.2, estão indicados os parâmetros estatísticos básicos associados às características das saídas de pista resultantes de 3 anos e meio de análises. A coluna “Números” indica o número de dados obtidos durante o período de análise para determinação dos parâmetros estatísticos apresentados. O estudo considerou as saídas de pista não intencionais com extensões laterais superiores a 0,9 m.

Tabela 3.2 - Parâmetros estatísticos básicos associados às características das saídas de pista (HUTCHINSON; KENNEDY, 1967)

Parâmetros	Números			Média			Desvio padrão			Intervalo de confiança (coef. Conf.=0,96)		
	I57	I74	I57 e I74	I57	I74	I57 e I74	I57	I74	I57 e I74	I57	I74	I57 e I74
Ângulo de saída de pista (graus)	25	289	314	10,2	11	10,9	9,6	11,1	11	6,2 até 14,1	9,7 até 12,2	9,7 até 12,1
Extensão da saída de pista (m)	7,5	87	94,5	87,6	291*,3	87,3	60,6	65,1	64,8	63 até 113	80 até 95	80 até 95
Extensão lateral da saída de pista (m)	7,5	88,8	96,3	6,9	6,9	6,9	3	3,3	3,3	5,7 até 8,1	6,6 até 7,2	6,6 até 7,2

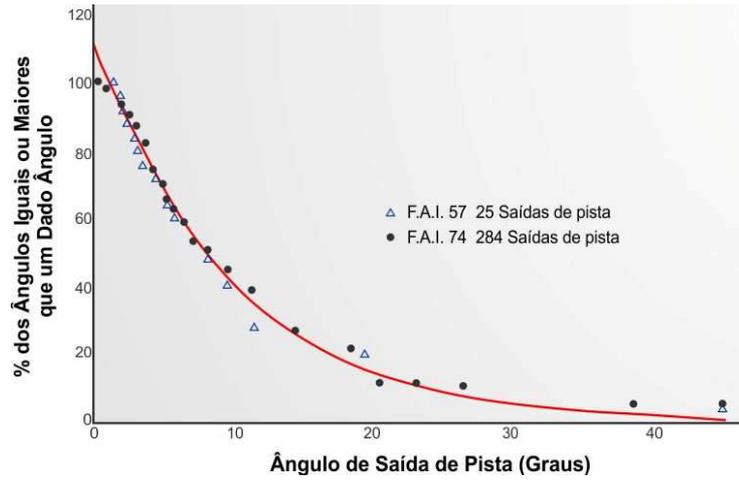


Figura 3.2 - Distribuição do ângulo de saída de pista (HUTCHINSON; KENNEDY, 1967)

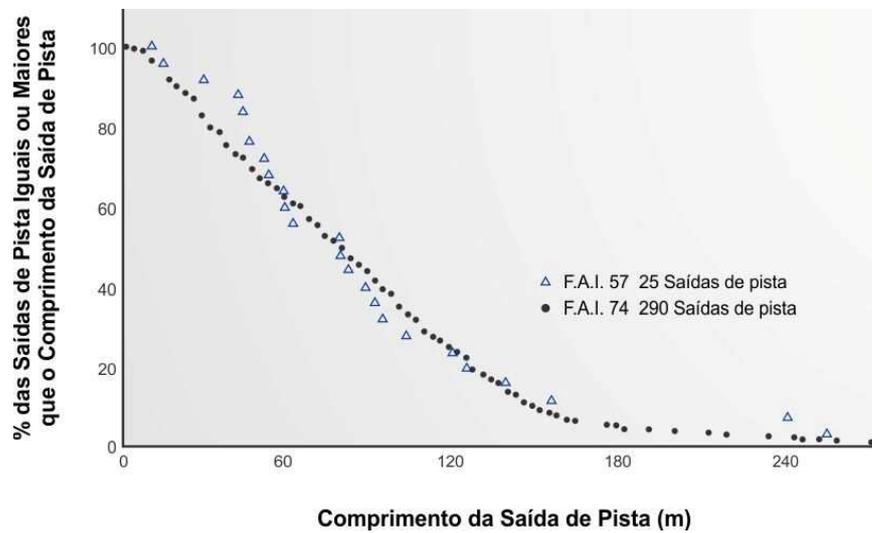


Figura 3.3 - Distribuição da extensão longitudinal de saída de pista (HUTCHINSON; KENNEDY, 1967)

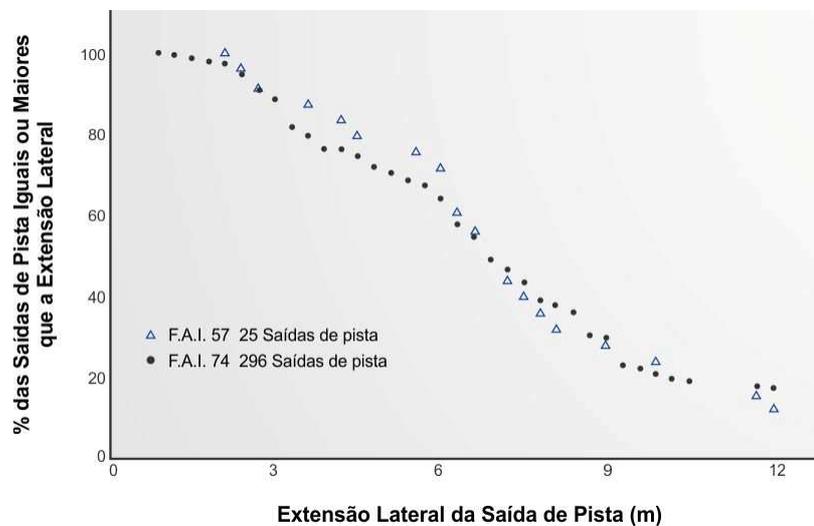


Figura 3.4 - Distribuição da extensão lateral de saída de pista (HUTCHINSON; KENNEDY, 1967)

Com os dados obtidos no estudo foram elaboradas as curvas de frequência acumulada apresentadas nas Figura 3.2, Figura 3.3 e Figura 3.4 associadas respectivamente ao ângulo de saída da pista, à extensão longitudinal da saída da pista e à distribuição da extensão lateral da saída de pista.

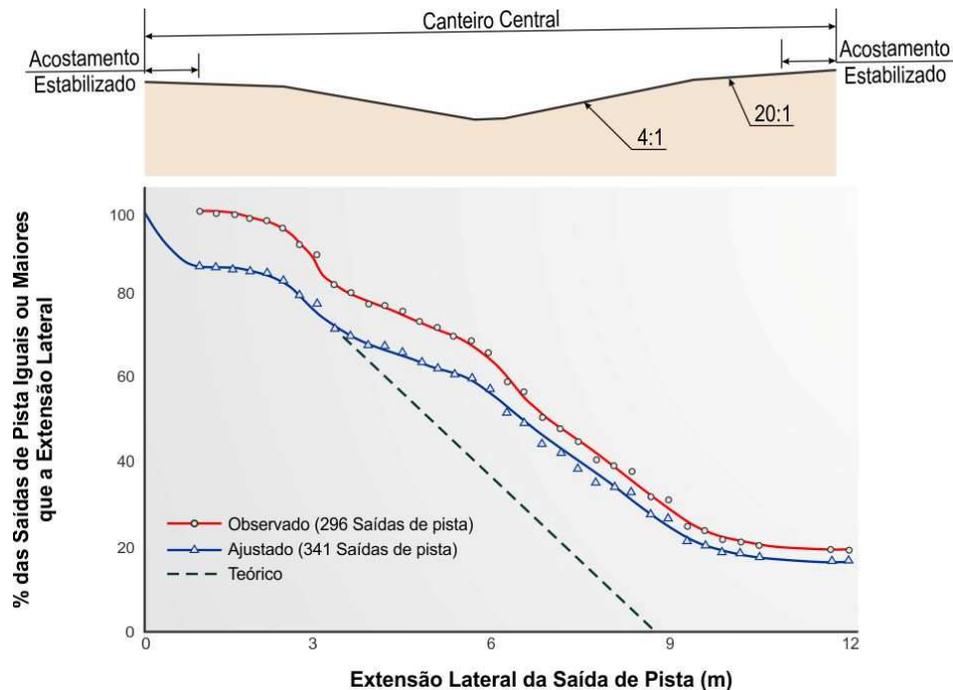


Figura 3.5 - Distribuição das distâncias laterais para a I74 (HUTCHINSON; KENNEDY, 1967)

Hutchinson e Kennedy (1967) relacionaram as mudanças na inclinação da curva de distribuição das distâncias laterais de saída de pista com as mudanças de declividade das seções transversais, conforme ilustrado na Figura 3.5.

A Figura 3.5 mostra que, para o intervalo de 1,0 m a 2,4 m (área do acostamento), a curva de distribuição é aproximadamente horizontal, mostrando que somente alguns veículos conseguem retomar o controle uma vez que a roda dianteira esquerda ultrapassa lateralmente a distância de 1,0 m a qual é equivalente ao refúgio (acostamento interno).

Para o intervalo de 2,4 m a 3,5 m uma porcentagem muito maior de veículos consegue retomar o controle da direção, apesar da mudança de declividade na seção transversal para uma situação mais desfavorável (24H:1V). Hutchinson e Kennedy (1967) esclarecem que esse comportamento ocorre devido ao tempo de reação do motorista.

Para o intervalo seguinte de 3,5 m a 6,0 m, o gráfico de distribuição do deslocamento lateral é mais suave, mostrando que poucos veículos conseguem retomar o controle do veículo na região de maior declividade contrária. Para distâncias laterais superiores a 6,0 m, o gráfico de distribuição torna-se mais acentuado, devido à declividade favorável formada pelo talude do canteiro central (4H:1V), proporcionando condições aos motoristas de controlarem seu veículo.

Para distâncias laterais superiores a 9,6 m a curva de distribuição da extensão lateral torna-se novamente mais suave. Isso ocorre devido à mudança de inclinação do talude ascendente do canteiro central para o arredondamento da pista oposta, ou seja, a superelevação positiva com o talude de 24H:1V é menor do que a atuante anteriormente no talude com declividade 4H:1V.

Considerando a extensão da curva que representa a distribuição lateral da saída de pista praticamente todos os veículos recuperariam o controle em uma distância de até 9 m (ver Figura 3.5)

A conclusão do estudo de Hutchinson e Kennedy (1967) recomenda a adoção de largura mínima de 9 m para o canteiro central considerando taludes com inclinação de 24H:1V ou mais suaves e canteiro central livre de obstáculos. No entanto, Hutchinson e Kennedy indicam como desejável adoção de canteiro central com mais de 18 m de largura e esclarecem que, se por razões econômicas a largura mínima absoluta do canteiro não puder ser provida, dever-se-á proceder à instalação de barreiras de acordo com as recomendações contidas nos manuais.

Como poderá ser verificado no item 3.2.2, apesar de os manuais recomendarem a implantação de dispositivos de contenção central para larguras de canteiro central menor do que 9 m para elevados valores de VDM, a maioria não leva em consideração a declividade do talude central.

Em um estudo americano, Foody e Culp (1974) compararam, em rodovias Interestaduais com canteiro central de 25,6 m de largura, o potencial de segurança entre canteiros centrais com

depressão e canteiros centrais elevados, através da análise de registros de acidentes da polícia rodoviária.

De acordo com a Figura 3.6, as seções típicas de canteiro central com depressão possuíam taludes com declividade 8H:1V e as seções com canteiro central elevado possuíam taludes descendentes com declividade de 8H:1V e taludes ascendentes com declividade de 3H:1V.

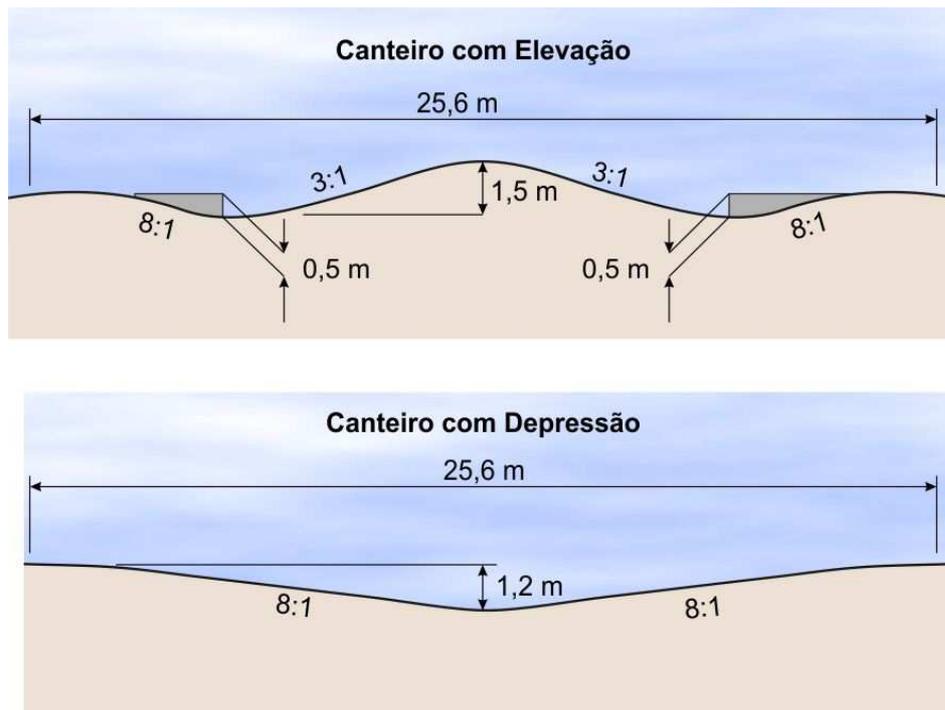


Figura 3.6 - Seções Típicas de Canteiro Central (FOODY; CULP, 1974)

Para essa comparação, foram utilizados dados de segmentos das rodovias interestaduais 75 (perto de Toledo), 71 (entre Cincinnati e Columbus) e 70 (da fronteira de Indiana até Dayton), com canteiro central elevado e segmentos das rodovias interestaduais 71 (entre Columbus e Medina) e 90 (leste de Cleveland), com canteiro central com depressão.

O estudo de Foody e Culp (1974) indicou que, para a largura de canteiro central analisada, ambas as seções de canteiro central fornecem área adequada para recuperação de veículos desgovernados.

No entanto, segundo os autores, o canteiro central aprofundado aparentemente provê maior oportunidade para veículos desgovernados retomarem o controle e retornarem para a rodovia. Esta conclusão baseia-se na menor quantidade de registros policiais envolvendo acidentes

ocorridos nos canteiros centrais das rodovias com canteiro central com depressão, se comparado com aqueles verificados nas rodovias de canteiro central elevado.

Presume-se que os registros policiais são feitos para ocorrências mais graves e que para os casos em que o motorista retoma o controle do veículo sem grandes problemas, os registros não são realizados. Portanto, apesar da frequência de saídas de pista real ser supostamente igual para os dois casos (mas que não é registrada pelas autoridades policiais), a gravidade decorrente da saída de pista é maior no caso do canteiro central elevado, segundo o estudo.

Foody e Culp (1974) verificaram que a utilização de ambas as configurações (canteiro central elevado ou aprofundado) não influencia a trajetória do veículo durante a saída de pista e, nem mesmo influencia a tendência de tombamento do veículo ou a severidade resultante do acidente quando a saída de pista pelo canteiro central resulta em acidente registrado.

Segundo o DNER (1999), é desejável adotar larguras maiores que 10,00 m para o canteiro central, sendo que, para vias com elevados volumes de tráfego, os manuais nacionais recomendam a adoção de uma largura mínima de 12,00 m.

Conforme será visto adiante no item 0, alguns manuais estrangeiros recém atualizados recomendam a adoção de larguras maiores do que 15 m para vias com elevado volume de tráfego.

O DNIT (2006) recomenda que se tente manter uma uniformidade no corredor rodoviário pela maior largura necessária para manter as expectativas dos motoristas.

Em suma, o que se pode concluir pelos estudos apresentados do ponto de vista dos acidentes é que maiores larguras para o canteiro central são desejáveis, assim como declividades transversais mais suaves do canteiro também favorecem a segurança rodoviária. Viu-se ainda, pelo estudo de Foody e Culp (1974), que canteiros centrais rebaixados são mais favoráveis se comparados com os canteiros centrais elevados.

3.2. CRITÉRIOS E RECOMENDAÇÕES EXISTENTES PARA A IMPLANTAÇÃO DE DISPOSITIVO DE CONTENÇÃO NO CANTEIRO CENTRAL

Os critérios atualmente adotados para determinação da necessidade de implantação de barreira central levam em conta principalmente a massa de exposição ao risco. Por essa razão, a sua implantação é usualmente recomendada nos casos em que as distâncias de separação entre as pistas de fluxos opostos são reduzidas (como ocorre nos casos de duplicação de vias existentes com restrições de espaço lateral ou nos casos de rodovias novas a serem implantadas em áreas confinadas) e/ou em casos em que os volumes de tráfego são bastante elevados (em que ocorre uma maior frequência de acidentes por cruzamento de canteiro central).

Este subitem procurará apresentar as principais recomendações nacionais e internacionais para implantação de dispositivos de proteção central.

3.2.1. Necessidade de uso de proteção lateral

3.2.1.1. Critério da AASHTO - RDG (2002, 2006 e 2011)

As versões de 2006 e 2011 do RDG da AASHTO relatam que a orientação para a implantação de barreiras vem evoluindo há mais de 40 anos.

Baseado em um número limitado de estudos e pesquisas, a premissa básica utilizada nas diretrizes dos primeiros manuais do RDG (anteriores ao de 2006) era de que 80% dos motoristas conseguiam recuperar o controle do veículo numa faixa de cerca de 10 metros e, portanto, barreiras não se faziam necessárias para larguras iguais ou maiores que esta. Porém,

na década de 90, vários estados americanos passaram a reportar um aumento no número de colisões por veículos que cruzavam o canteiro central, mesmo com larguras da ordem de 10 metros, sendo que aproximadamente dois terços das colisões em canteiros centrais aconteceram com larguras de 15 metros ou menos.

Uma pesquisa nacional feita em 2004 pela *Federal Highway Administration* (FHWA), da qual participaram 25 estados americanos, revelou que uma significativa porcentagem dos acidentes fatais aconteceu em canteiros centrais com larguras superiores a 10 metros. A pesquisa revelou que, apesar de algumas colisões terem acontecido em canteiros com mais de 60 metros, aproximadamente dois terços das colisões aconteceram em canteiros com larguras inferiores a 15 metros.

A partir da versão do RDG publicada em 2006, a AASHTO, tomando por base pesquisas e estatísticas recentes realizadas em estados americanos, como a descrita acima, reformulou o Capítulo 6 que trata da implantação de barreiras de segurança no canteiro central.

A versão de 2012 do RDG apresenta como critério para o uso de dispositivos de proteção central em rodovias de elevada velocidade e com controle total de acesso, o mesmo ábaco apresentado no RDG 2006 que é uma revisão do ábaco apresentado na versão do RDG de 2002. Para a utilização do ábaco do RDG 2012, mostrado na Figura 3.7, deve-se utilizar a projeção do VDM para um horizonte de 5 anos.

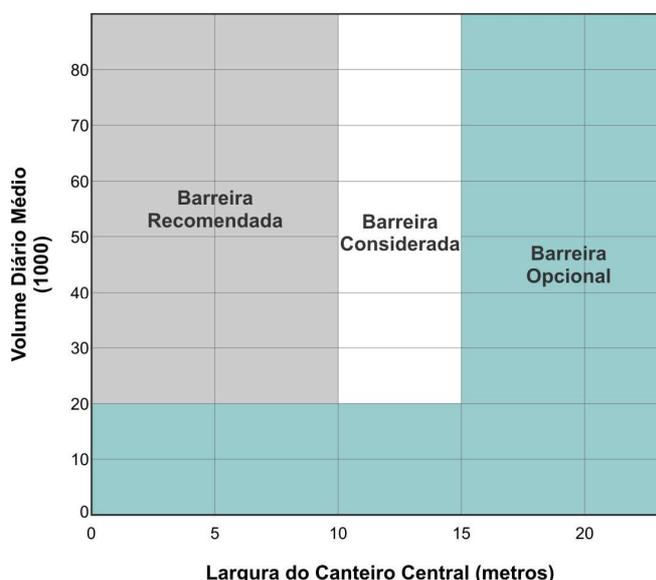


Figura 3.7 - Necessidade de defesa ou barreira em canteiros centrais – RDG(2012)

Nota-se, pelo ábaco, que para rodovias de velocidades elevadas com largura de canteiro central inferiores a 10 m e VDM superior à 20.000 v/dia, o uso de proteção é recomendado. E ainda de acordo com o ábaco, o uso de proteção central é opcional para larguras de canteiro central superiores a 15 m, independentemente do VDM, e para VDM menor que 20.000 v/dia, independentemente da largura do canteiro. Na faixa correspondente ao uso opcional, outros fatores devem ser ponderados como, por exemplo, o histórico de acidentes envolvendo cruzamento do canteiro central.

De acordo com o RDG (2012), em locais com largura de canteiro central entre 10 m e 15 m e VDM superior a 20.000 v/dia, o uso de proteção central deve ser avaliado através de uma análise custo-benefício ou estudos de engenharia que levem em conta fatores como volume de tráfego, classificação veicular, histórico de acidentes, relação entre alinhamentos horizontal e vertical e condições do canteiro central. Em locais onde a largura do canteiro central é igual ou superior a 15 m, a barreira geralmente não será necessária, exceto em circunstâncias excepcionais, como em locais com um grande número de colisões.

Segundo o RDG (2012), a rodovia deverá ser projetada para acomodar uma barreira de proteção caso a mesma venha a ser necessária no futuro por um aumento no volume de tráfego ou no número de acidentes no canteiro central.

Para os casos de rodovias de pista dupla com eixos independentes, ou seja, com elevações diferenciadas deve-se ter em mente que a habilidade do motorista que perdeu o controle do veículo voltar à pista de forma segura e controlada diminui à medida que a diferença de elevação aumenta, com isso, o potencial de acidentes por veículos que cruzam o canteiro central aumenta. Para tais seções, a área disponível de zona livre influenciará a determinação de utilização de barreiras.

O RDG (2011) faz uma observação acerca do uso de proteção central mencionando que o uso do critério apresentado na Figura 3.7, cuja aplicação seria para o caso de rodovias de elevadas velocidades e com controle total de acessos, em rodovias de elevado volume de tráfego e sem controle total de acessos, requer a análise e julgamento considerando fatores como restrições de faixa de domínio, necessidade de acessos a propriedades, número de interseções e acessos

a outras vias, desenvolvimento comercial da região, distância de visibilidade nas interseções, etc. Outra observação que o RDG (2011) faz é com relação à necessidade de dispositivo de proteção central em canteiros entre pistas desniveladas, situação em que os critérios para área livre e posicionamento da proteção em canteiros centrais com a presença de taludes devem ser consultados.

Os critérios para determinação do uso de proteção central no RDG (2002) diferem dos critérios apresentados pelo RDG nas versões a partir de 2006. Na versão de 2002, para VDM inferiores a 20.000 v/dia e canteiros com largura até 15 m e canteiros com largura entre 10 e 15 m, independente do volume, barreiras são recomendadas apenas se existir histórico de acidentes envolvendo o cruzamento do canteiro central. Segundo o ábaco do RDG de 2002, apresentado na Figura 3.8, normalmente não é considerada a necessidade de implantação de dispositivos de proteção central para larguras de canteiro central acima de 15 m, independente do VDM. O uso de dispositivos de proteção central é requerido para VDMs maiores que 20.000 e larguras de canteiro central inferiores a 10 m.

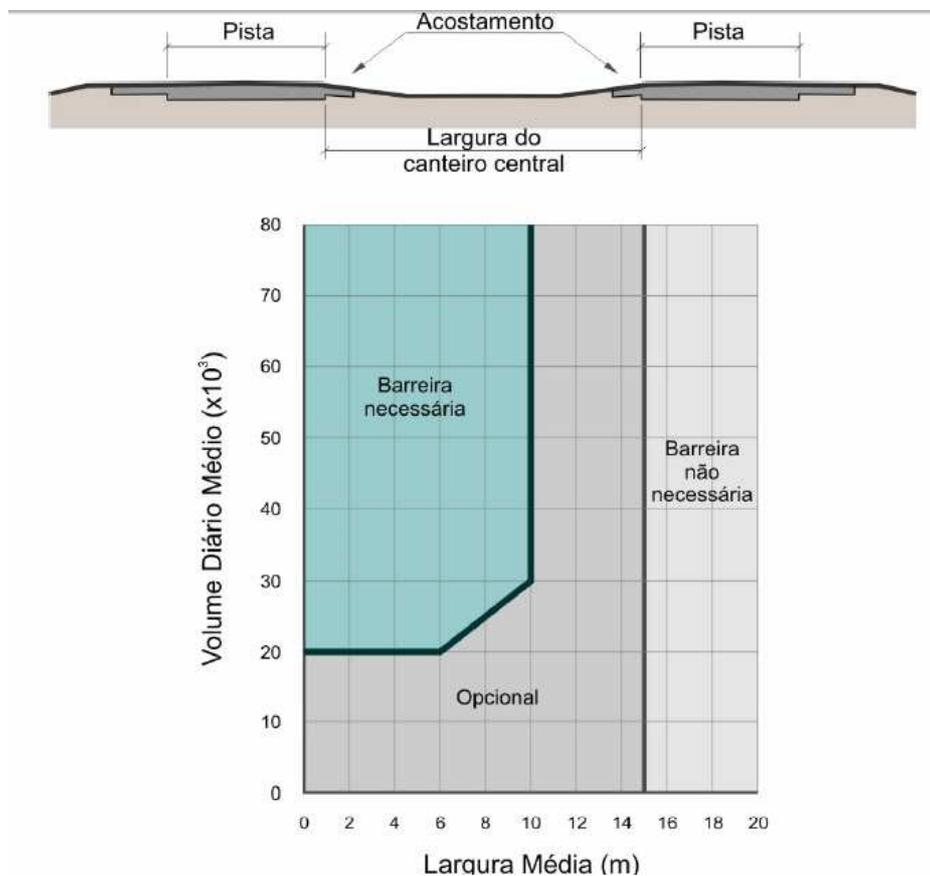


Figura 3.8 - Necessidade de Barreira - RDG (2002)

Cada departamento ou agencia de transportes dos estados americanos tem a flexibilidade de desenvolver suas próprias recomendações. Conforme será visto adiante, alguns estados norte-americanos recomendam a instalação de barreiras mesmo em canteiros centrais com larguras entre 10 e 23 metros.

3.2.1.2. *Critério do Caltrans*

Na década de 1950, por comparar o histórico dos acidentes ocorridos em canteiros centrais relativamente planos e atravessáveis com acidentes ocorridos em canteiros com obstáculos como valetas, bermas ou barreira, o *Caltrans* desenvolveu as primeiras recomendações para a adoção de barreira central (TELFORD *et al*, 1952; MOSKOWITZ *et al*, 1958 *apud* SICKING *et al*, 2009).

Devido à frequência relativamente baixa das colisões relacionadas com saídas de pista pelo canteiro central, os dados dos acidentes foram insuficientes para considerar outras características além da largura do canteiro central e do volume de tráfego. Essas recomendações, baseadas na combinação da largura do canteiro central com o volume de tráfego, foram adaptadas para uso nacional e utilizadas desde a década de 1970 até a década de 2000 (SICKING *et al*, 2009).

Nas décadas de 1970 e 1980 o *Caltrans* não efetuou alterações em suas recomendações, com relação à adoção de barreira central.

Já em 1998, o Estado da Califórnia completou um estudo detalhado, sugerindo que canteiros centrais com largura até 23 m e volume médio diário superior a 60.000 veículos seriam candidatos a receber defensas ou barreiras.

Atualmente, o *Caltrans* apresenta em seu manual de tráfego o ábaco da Figura 3.9. Baseado no VDMA, ele traz as seguintes recomendações para rodovias com canteiro central menor que 23 m:

- Empregar barreira de concreto em canteiros mais estreitos que 6,1 m;
- Para canteiros com largura entre 6,1 m e 11 m, podem ser empregadas barreiras centrais de concreto ou metálica;
- Para canteiros de 11 a 23 m, o *Caltrans* recomenda o uso de defensas metálicas.

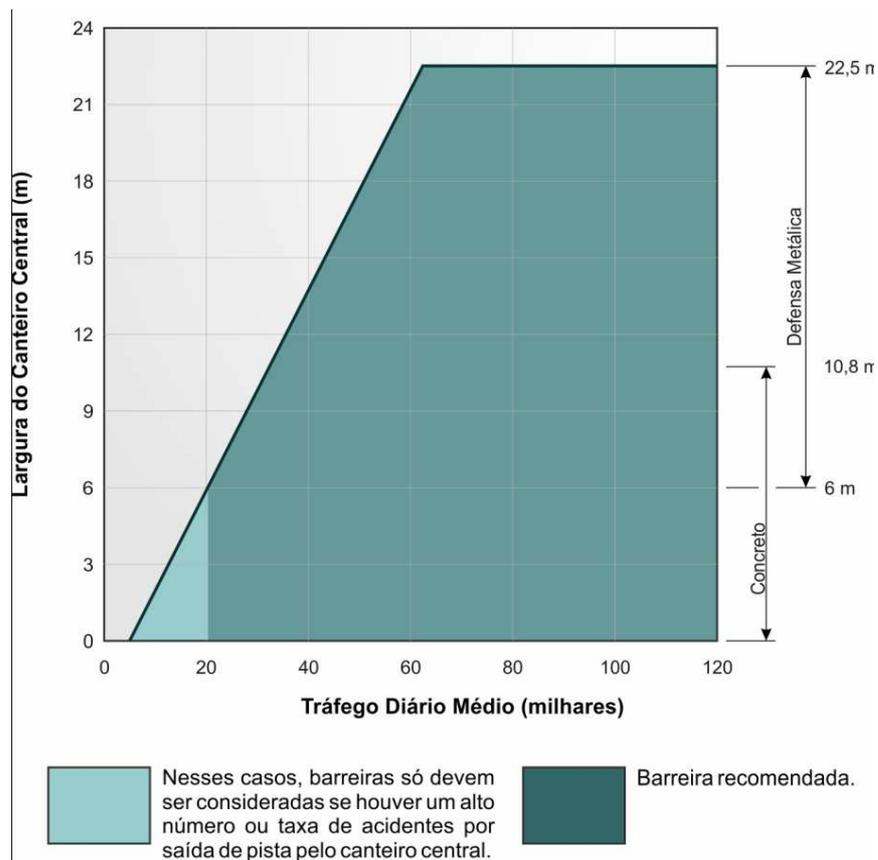


Figura 3.9 - Recomendações para adoção de barreira central - Caltrans (2008)

Além disso, o Caltrans (2008) aconselha implantar barreira em locais:

- Com alta taxa de acidentes advindos de saídas de pista pelo canteiro central, envolvendo veículos que trafegam no sentido oposto, independente do VDMA;
- Que excederam a taxa de no mínimo 3 acidentes, com 0,5 colisões (de qualquer nível de severidade) por milha por ano ou a taxa de 0,12 colisões fatais advindas de saída de pista pelo canteiro central;

- No caso de novas construções em locais onde a sua implantação seria justificada em até 5 anos após a construção.

3.2.1.3. Critério do FDOT

Em 1991 o departamento de transporte da Flórida adotou a política de instalar barreira longitudinal central em todas as rodovias de pista dupla com canteiro central inferior a 19,5 m. Uma análise das colisões baseada em dados de 5 anos (de 1995 a 1999) foi desenvolvida para determinar as características dos acidentes e recomendar métodos para reduzir a frequência e a severidade desses acidentes. Foram estimados de 300 a 750 acidentes relacionados com saída de pista pelo canteiro central, sendo que as seguintes características foram identificadas através da análise dos boletins de ocorrências (DONNELL e HUGHES, 2005):

- Aproximadamente 19% dos envolvidos estavam dirigindo embriagados;
- Aproximadamente 2% dos acidentes envolviam caminhões cruzando o canteiro central;
- Aproximadamente 78% dos acidentes ocorreram com o veículo desgovernado praticando uma velocidade de pelo menos 8 km/h acima da velocidade legal;
- 75% dos acidentes ocorreram em boas condições climáticas. Desses, 83% dos acidentes foram em função de erros do motorista e/ou de manobras evasivas;
- Cerca de metade dos acidentes que ocorreram em condições climáticas adversas envolveram hidroplanagem. A outra metade foi devido a erros do motorista e/ou de manobras evasivas;
- Aproximadamente 62% de todos os acidentes de saída de pista por canteiro central ocorreram em uma distância de até 800 m do início de alças de interseção e aproximadamente 82% ocorreram em até 1600 m de distância do término de uma alça.

Análises revelaram que barreiras centrais devem reduzir a taxa de fatalidade e os custos sociais advindo dos acidentes por saída de pista pelo canteiro central em cerca de 50%;

entretanto, a frequência de todos os tipos de acidentes e dos acidentes com danos irá aumentar em 60% e 28% respectivamente (DONNELL e HUGHES, 2005).

O Departamento de Transporte da Flórida (FDOT) recomenda a instalação de barreiras centrais nos seguintes casos:

- Em trechos com concentração de acidentes no canteiro central, como no princípio/término das alças nos trevos viários, o Estado recomenda a instalação de barreiras. O FDOT apurou que 62% e 82% dos acidentes em canteiros centrais ocorrem a distâncias de 800 e 1.600 m, do princípio/término das alças nos trevos viários respectivamente;
- Em rodovias interestaduais com canteiro central menor que 20 m;
- Em rodovias com velocidade de projeto de 100 km/h ou mais e largura do canteiro central menor que 18 m;
- Rodovias com velocidade de projeto abaixo de 100 km/h com canteiro central menor que 12 m;
- Quando houver reconstrução do canteiro central e esta reduzir sua largura para um valor menor do que o recomendado pelas normas;
- O distrito também pode requerer proteção do canteiro central após analisar o histórico dos acidentes dos últimos 5 anos;

3.2.1.4. Critério do MD SHA

O Departamento de Rodovias do Estado de *Maryland* (MD SHA) utiliza o ábaco da Figura 3.10 para recomendações com relação ao uso de barreiras em canteiros centrais. Verifica-se, através de tal ábaco, que a implantação de barreiras é obrigatória para qualquer canteiro central com largura inferior a cerca de 9,0 m. Para volumes médios diários de tráfego superiores a 40.000 veículos a implantação de barreiras é obrigatória para canteiros com largura inferior a cerca de 15,0 m e para volumes diários superiores a 80.000 veículos a implantação é obrigatória para larguras de canteiro inferiores a cerca de 23,0 m.

O MD SHA destaca que, independentemente da largura do canteiro central, de acordo com o histórico de acidentes do local, pode ser recomendado o emprego da barreira central.

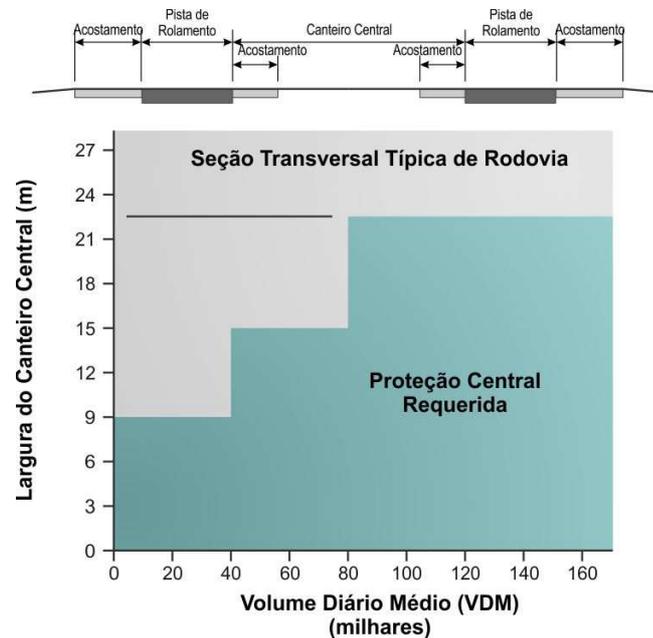


Figura 3.10 - Necessidade de defesa ou barreira rígida em canteiros centrais – Maryland

3.2.1.5. Critério do WSDOT

O Departamento de Transportes do Estado de Washington (WSDOT) desenvolveu estudos para determinar se barreiras de contenção deveriam ter uma maior utilização em vias de características expressas.

Em 1995 o estado de Washington instalou seu primeiro trecho piloto com aproximadamente 3,2 km de extensão de barreiras de cabo tensionado instaladas. O WSDOT patrocinou, em 1996, testes de choques com barreiras de cabo tensionado a baixa tensão e altura de 0,90 m. Essa barreira foi adotada por uma série de estados americanos e foi incluída no RDG 2002 (ALBIN *et alii*, 2001, *apud* RAY, 2007).

Através de uma análise benefício/custo, o WSDOT concluiu que é aconselhável a instalação de barreiras centrais de cabo tensionado, defensas metálicas ou de concreto, em rodovias de alto volume de tráfego, múltiplas faixas de rolamento, acesso controlado e canteiros centrais

inferiores a 15 m. O WSDOT ainda concluiu que a instalação de barreiras de cabo tensionado beneficiou a sociedade em aproximadamente U\$ 261.000,00 por km anualmente.

Como o WSDOT possui um ótimo banco de dados dos acidentes, foi possível avaliar com precisão o desempenho das barreiras centrais de cabos.

Em março de 2007 foram efetuadas análises que compararam os acidentes antes e depois da instalação da barreira central de cabos tensionados. Antes da instalação das barreiras de cabo tensionado, a média de acidentes por cruzamento de canteiro central era de 0,29 por 100 milhões de veículos por quilometro percorrido, enquanto que após a instalação da barreira de cabos a taxa caiu para 0,07 por 100 milhões de veículos por quilometro percorrido. Em todo o estado, a taxa de colisão fatal caiu de 0,133 por 100 milhões de veículos por quilômetro percorrido para 0,027 por 100 milhões de veículos por quilômetro percorrido. Essas taxas demonstram que houve uma redução de aproximadamente 80 % nas colisões fatais e as colisões que resultaram em sérios danos foram reduzidas em aproximadamente 75 %, o que demonstra uma melhoria significativa em termos de segurança (RAY, 2007).

3.2.1.6. Critério do NYDOT

O Departamento de Transportes de Nova York (NYDOT) através do Manual de Projetos Rodoviários do Estado de Nova York (2006) estabelece que o canteiro central em rodovias interestaduais e em outras vias de características expressas, localizadas em trechos planos ou ondulados, deve ter uma largura mínima de 11 metros e preferencialmente entre 15 e 30 m. Já em áreas montanhosas ou urbanas, a recomendação é de que a largura mínima do canteiro central seja de 3 m.

O Manual de Projetos Rodoviários do Estado de Nova York (2006) recomenda que, em vias onde as velocidades de operação tendem a ser elevadas, o canteiro central deve ser projetado com a maior largura prática possível, tendo em vista constatação de que o aumento da largura em até 20 m produz uma diminuição nas taxas de acidentes. Portanto, o NYDOT recomenda a adoção de uma largura mínima de 20 m para o canteiro central onde possível. O referido

manual indica, como medida para diminuir o problema de acidentes decorrentes de saída de pista pelo canteiro central, ser preferencial o seu alargamento do que a utilização de barreiras.

3.2.1.7. Critério do NCDOT

O Departamento de Transporte da Carolina do Norte analisou os acidentes por saída de pista pelo canteiro central de abril de 1988 até outubro de 1991 e utilizou os resultados desse estudo para identificar 524 locais específicos onde a instalação de barreiras centrais seria recomendada (NCDOT, 1993 apud RAY, 2007)

Durante 3,5 anos de estudo, ocorreram 751 colisões por cruzamento de canteiro central, sendo que 71 dessas resultaram em acidentes fatais. O estudo demonstrou que acidentes por cruzamento do canteiro central representam um problema significativo de segurança, pois, apesar de os acidentes por cruzamento de canteiro central terem composto apenas 3% de todos os acidentes interestaduais, 40 % dos acidentes por cruzamento de canteiro central resultaram em graves danos ou acidentes fatais e representaram 32 % dos acidentes fatais de todos os tipos. Pelo estudo foi verificado que acidentes ocorreram mais frequentemente em seções com largura de canteiro entre 6 e 11,7 metros.

A partir de então, o estado deu início a uma série de estudos pilotos visando reduzir as colisões frontais. Entre estes, vale destacar um estudo que avaliou o desempenho da instalação de barreiras de cabo de baixa tensão em segmentos com histórico de acidentes de colisões frontais na rodovia I40 na Carolina do Norte (HUNTER et al, 1999 apud RAY, 2007). Nesse estudo, dois trechos foram analisados, sendo o primeiro com 11 km de barreira de cabos foram instalados em ambos os lados do canteiro central e o segundo com 1,61 km de barreira de cabo foi instalado no centro do canteiro central. O limite de velocidade regulamentada era de 100 km/h, e o VDMA variou de 106.000 a 119.000 nos trechos.

Além disso, foram coletados dados de outro trecho de 6,44 km de barreira de cabos instalada no centro do canteiro central na rodovia interestadual I40 e de um trecho de 4,83 km de barreiras de cabos instaladas em ambos os lados do canteiro central na rodovia US1.

Durante quatro anos de monitoramento, ocorreram 71 choques com as barreiras, sendo que nenhum acidente fatal ocorreu neste período, somente um acidente com sérios danos foi registrado.

Com isso, o Departamento de Transporte da Carolina do Norte (NCDOT) desenvolveu em 1998 uma política para instalação de barreiras centrais em todas as rodovias novas com canteiro central menor que 21 m e em programas de reconstrução e reforços de pavimento também para canteiros menores que 21 m.

3.2.1.8. Critério canadense

O TAC (2007) recomenda a utilização dos seguintes procedimentos juntamente com o ábaco da Figura 3.11 para a escolha do tratamento apropriado para o canteiro central:

- Em rodovias de múltiplas faixas com velocidade regulamentada abaixo de 70 km/h, a separação por canteiro central é opcional e barreira central não é normalmente utilizada;
- Em rodovias rurais com 4 faixas de rolamento e VDM inferior a 20.000, a barreira central deve ser implantada caso o histórico de acidentes no local indique a necessidade;

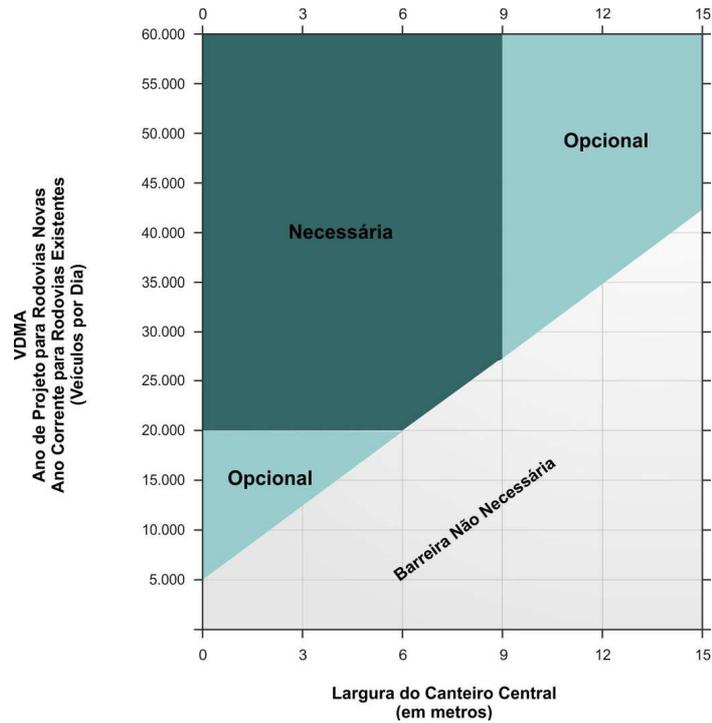


Figura 3.11- Ábaco de recomendação para adoção de barreira central - TAC (2007)

3.2.1.9. Critério da ABNT

A ABNT, por meio da NBR 15486:2007, segue o mesmo critério recomendado pelo RDG de 2002, sendo, porém, lacônica com relação ao assunto.

3.2.1.10. Critério do DNIT (antigo DNER)

De acordo com o DNER (1999), quando os dispositivos de proteção longitudinais forem utilizados para a proteção de obstáculos, devem estar afastados a distância necessária para a sua deflexão dinâmica, quando na ocorrência do choque e, quando utilizados no canteiro central, a máxima deflexão não deve invadir a faixa de rolamento do sentido oposto. Por essa razão, no caso de pista dupla com acostamentos internos estreitos, ou seja, menores que 1,80 m, o DNER recomenda o uso de barreiras de concreto.

O ábaco que apresenta a recomendação do DNER (1999) quanto à implantação de dispositivo de contenção central coincide com o do Manual Canadense (TAC, 2007) apresentado anteriormente.

Para rodovias de pista dupla com eixos independentes, o DNER indica a necessidade de proteção lateral por motivo talude de aterro através do gráfico abaixo.

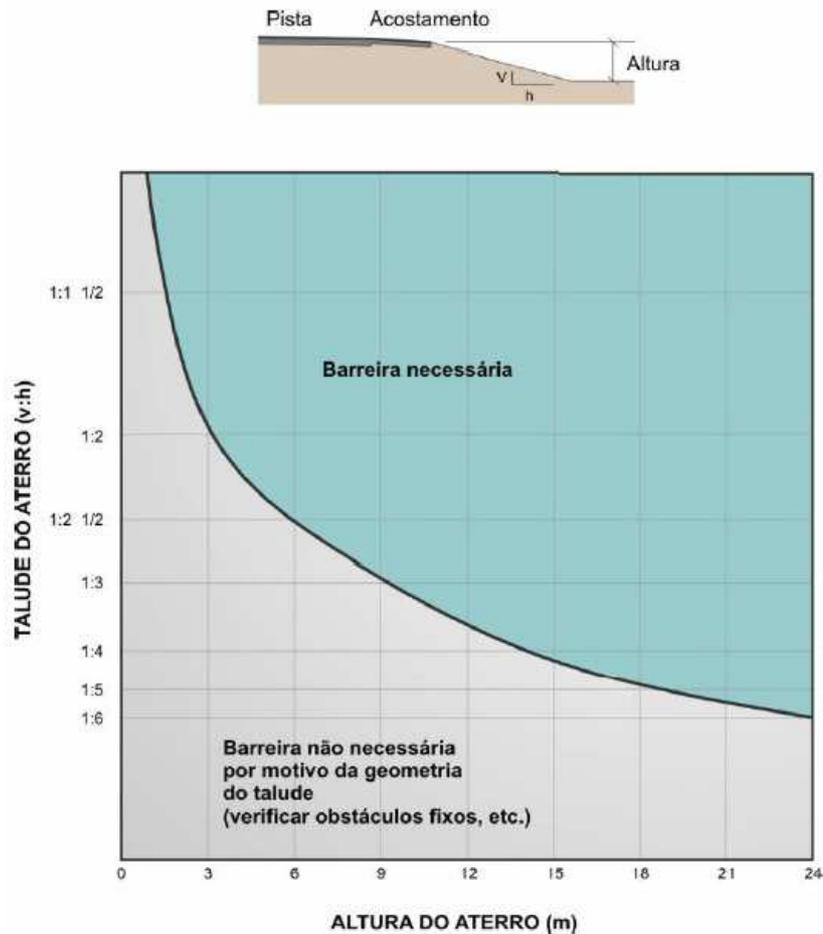


Figura 3.12 - Linha de equilíbrio de consequências entre rolar o talude e chocar com a barreira

3.2.2. Posicionamento das barreiras/defensas

Segundo o RDG (2011), o principal fator a considerar no posicionamento lateral da proteção central é a característica do terreno entre a borda da faixa de rolamento e a barreira. Outros

fatores como a taxa de deflexão da proteção em transições e o tratamento para objetos rígidos presentes no canteiro central também devem ser considerados.

É desejável que os canteiros centrais sejam livre de obstáculos e suaves, com inclinações mais suaves ou iguais à 10H:1V. Nestas condições, caso seja necessário o uso de proteção central, esta deve estar posicionada no centro do canteiro central. O RDG (2011) sugere o posicionamento das barreiras centrais para três situações básicas de configuração geométrica do canteiro central conforme ilustrado na Figura 3.13 abaixo.

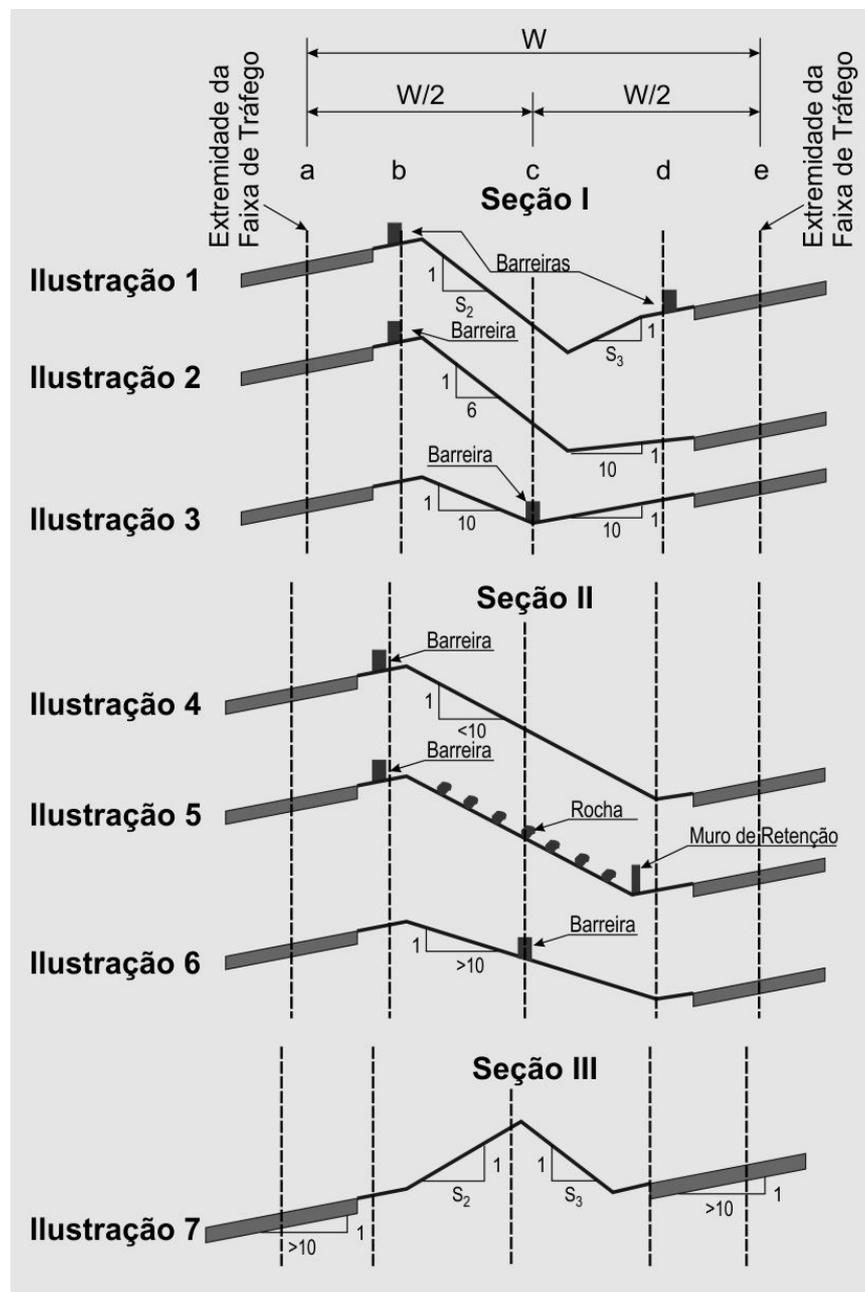


Figura 3.13 - Posicionamento da Barreira Central (RDG, 2011)

Na seção I, caracterizada por canteiros centrais com depressão, as inclinações do talude e do canal devem ser verificadas primeiramente pelos critérios para canais e taludes, para se determinar a necessidade de proteção. Caso seja necessário em ambos os lados, isto é, o canal não é traspassável, as barreiras simples devem ser posicionadas próximas aos acostamentos internos, dos dois lados do canteiro, indicados em “b” e “d” na ilustração 1 da Figura 3.13. Se apenas um dos lados necessitar proteção, a contenção deve ser posicionada próximo ao acostamento interno deste lado. Nesta situação, sistemas rígidos e semi-rígidos são sugeridos e deve-se considerar a possibilidade de um veículo atravessar o canteiro pelo lado oposto e prender-se nos postes da defesa metálica, caso este sistema seja usado. Se nenhum dos lados necessitar proteção, mas se pelo menos um é mais inclinado que 6H:1V, a proteção central geralmente é posicionada no lado mais íngreme (ver ilustração 2). Nesta situação, sistemas rígidos e semi-rígidos são sugeridos. Se ambos os lados forem relativamente suaves, a proteção central pode ser posicionada no centro do canteiro ou próxima a ele (ver ilustração 3), e sistemas flexíveis podem ser usados desde que sua deflexão dinâmica não supere metade da largura do canteiro central.

Na seção II, se a inclinação do canteiro for superior a 10H:1V, proteção central deve ser posicionada no lado mais alto, (ponto “b” na ilustração 4). Se o canteiro central possuir obstáculos ou se a superfície do talude for rugosa como corte em rocha, deve-se posicionar proteção lateral em ambos os lados conforme demonstrado na Ilustração 5. No caso de a seção possuir um muro de contenção como o ilustrado no ponto “d” da ilustração 5, sugere-se adoção de perfil de barreira de concreto *New Jersey* na base do muro. Se o talude do canteiro central for mais suave que 10H:1V, a proteção pode ser posicionada no centro do canteiro ou próximo a ele (ilustração 6).

Para a seção III, caracterizada por canteiros elevados, os critérios de posicionamento não são claramente definidos pelo RDG (2011). De acordo com o RDG (2011), estudos mostram que se o canteiro for alto e largo o suficiente, veículos que saem da pista pelo canteiro com ângulo pequeno podem ser redirecionados. Se os taludes não são traspassáveis, proteção lateral deve ser locada em “b” e “d”. Se existirem muros de contenção em “b” e “d”, recomenda-se que na base do muro seja adotado o perfil de barreira de concreto.

Independentemente do recomendado no RDG (2011), alguns estados americanos apresentam suas próprias recomendações sobre o posicionamento das barreiras centrais.

A NBR 15486:2007 não faz nenhuma citação com relação ao posicionamento da proteção central no canteiro central, já o TAC (1999) apresenta as mesmas considerações do RDG (2011). Entretanto, segundo a NBR 14885:2004, as barreiras de concreto devem ser posicionadas no mínimo a 1 m do bordo da faixa de rolamento, excepcionalmente a 0,60 m, e no máximo a 3,60 m. O TAC (1999) estipula um afastamento máximo, no caso 4,00 m.

3.2.3. Recomendação de uso de proteção central devido à presença de obstáculos no canteiro central

Às vezes é inevitável a presença de alguns obstáculos no canteiro central como, por exemplo, pilares de viadutos, mastros de câmeras de monitoração, dispositivos de drenagem, etc. De acordo com RDG (2011), se não houver proteção central no canteiro e se o obstáculo estiver fora da área livre necessária para uma das direções de tráfego, a proteção central pode ser tratada como proteção lateral. Se o obstáculo estiver dentro da área livre necessária para ambas as direções, deve-se utilizar dispositivo de proteção nos dois lados, tomando o cuidado para não deixar as costas de um dos dispositivos desprotegidos.

Se o uso de proteção for necessário para os dois lados e se o canteiro for suave, o RDG (2011) sugere duas possibilidades. Na primeira, o projetista deve avaliar a possibilidade do uso de atenuadores de impacto. A segunda sugere a utilização de sistemas rígidos ou semi-rígidos com atenuadores de impacto ou terminais em suas extremidades. Se sistemas semi-rígidos forem utilizados, a distância da proteção ao obstáculo não deve ser menor que a deflexão dinâmica do sistema de proteção. No caso do uso de sistemas rígidos, estas podem ser colocadas junto ao obstáculo, mas cuidados devem ser tomados quando existe a possibilidade do topo de veículos com elevado centro de gravidade chocar-se com o obstáculo por cima do sistema de proteção.

O Manual de Projetos Rodoviários do Estado de Nova York (2006) também faz recomendações para que, quando da existência de valetas de drenagem ou de outros elementos no canteiro central (como, por exemplo, árvores e vegetação típicas de paisagismo), a área livre seja garantida. Caso esta não possa ser providenciada, a recomendação do manual é de que seja implantada uma linha de barreira de proteção ao lado do canteiro central.

3.3. CARACTERÍSTICAS DOS ACIDENTES ENVOLVENDO SAÍDAS DE PISTA

A largura do canteiro central está diretamente ligada à probabilidade de ocorrerem colisões frontais entre veículos que trafegam em sentidos opostos. Portanto, para que esta probabilidade seja nula, dever-se-ia prover uma largura de canteiro central larga o suficiente para que todas as saídas de pista pelo canteiro central fossem abrangidas. No entanto o custo de se prover esta área seria demasiado, tornando inviável a implantação do canteiro central. Desta forma, a decisão sobre qual a largura de implantação de canteiros centrais a ser adotada, bem como a associação destes canteiros com dispositivos de proteção central pode ser baseada em uma análise de benefício / custo, onde o custo seria relativo à implantação, manutenção e operação da rodovia de pista dupla, e o benefício seria em termos de redução dos acidentes relacionados a saídas de pista pelo canteiro central.

Portanto, antes de iniciar o estudo de caso no próximo capítulo, serão apresentadas algumas considerações sobre as características dos acidentes com saídas de pista pelo canteiro central, para que se tenha uma idéia da quantificação do benefício, que por sua vez será útil na determinação da melhor separação central no caso de rodovias de pista dupla. Não se pretende aqui esgotar o assunto sobre os modelos de previsão de saídas de pista e suas características, uma vez que tal assunto é extremamente extenso, exigindo modelos matemáticos complexos e quantidade/qualidade de dados de campo para a calibração destes modelos (que poderiam ser obtidos de análise de boletins de ocorrência de acidentes de trânsito).

Como se viu anteriormente no estudo de Hutchinson e Kennedy (1967), especialmente na Figura 3.4, a função de probabilidade da extensão lateral da saída de pista é decrescente e não linear. Isso significa que a partir de certa distância lateral, a probabilidade de um veículo desgovernado alcançar esta distância diminui cada vez mais, levando a intuir que um canteiro central com larguras superiores à tais distâncias, não trariam benefícios à sociedade, levando-se em conta o custo para sua implantação.

A título de exemplo, toma-se novamente o gráfico apresentado por Hutchinson e Kennedy (1967) e reproduzido na figura abaixo.

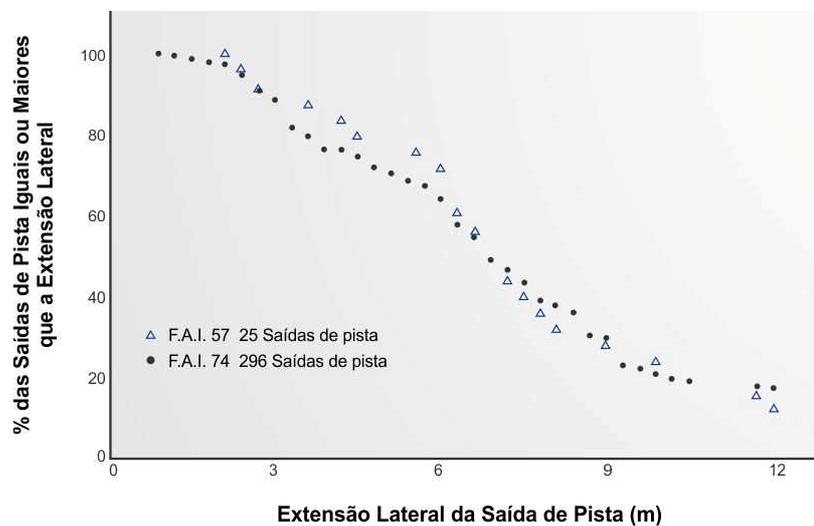


Figura 3.14 - Distribuição da extensão lateral de saída de pista (HUTCHINSON; KENNEDY, 1967)

Nota-se que aproximadamente 90% das saídas de pista ocorridas pelo canteiro central superaram os 3 m de extensão lateral e que apenas 10% das saídas de pista superaram os 12 m. Portanto, para um canteiro central de 12 m de largura, para o caso acima, o incremento de benefício é baixo se comparado com uma largura de 9 m, por exemplo.

A equação (3.1) é apresentada pelo RDG (1996) para determinar a probabilidade de uma saída de pista atingir determinada extensão lateral.

$$P[Y > Y_d] = 0,5 + 0,5 \cos\left(\frac{\pi Y_d}{Y_m}\right), \text{ para } Y_d < Y_m, \text{ e } P[Y > Y_d] = 0 \text{ para } Y_d \geq Y_m \quad (3.1)$$

Em que:

Y_m = máxima extensão lateral de saída de pista

Y_d = afastamento lateral do obstáculo à faixa de rolamento

Sendo que a máxima extensão lateral de saída de pista (Y_m) é determinada pela equação(3.2).

$$Y_m = L_m \cdot \text{sen} \phi_e \quad (3.2)$$

Em que:

L_m = extensão total da saída de pista;

ϕ_e = ângulo de saída de pista.

E a extensão total da saída de pista (L_m) é definida pela equação (3.3):

$$L_m = V_e^2 / 2 \cdot b \quad (3.3)$$

Na qual:

V_e = velocidade de saída de pista;

b = desaceleração (3,9 m/s²).

Os valores encontrados ao empregar a equação (3.1) do RDG (1996) para determinar a probabilidade de uma saída de pista atingir uma certa extensão lateral são próximos aos apontados na Figura 3.14 do estudo de Hutchinson e Kennedy (1967).

Vale destacar que, para a mensuração do benefício, deve-se levar em conta não só a probabilidade da extensão da saída de pista, mas também outras probabilidades como a probabilidade de um veículo sair da pista, a probabilidade do veículo desgovernado atingir um veículo que trafega no sentido oposto, a probabilidade de ocorrer uma determinada gravidade para os ocupantes do veículo (fatalidade, danos graves, danos leves ou sem danos) e o custo associado a cada nível de gravidade do acidente.

Baseados nos modelos estudados em MISSATO (2011), onde foram apresentados os estudos de GLENNON (1974), pode-se adotar, por analogia, a mesma expressão que representa o custo social dos acidentes de trânsito:

$$E(C) = Q \cdot P(E) \cdot P(C|E) \cdot P(I|C) \cdot C(I) \quad (3.4)$$

onde:

$E(C)$: Custo estimado dos acidentes (relacionados com saídas de pista).

Q : Número de veículos, por ano, que passam em determinado trecho (nos dois sentidos); pode ser interpretado como exposição veicular.

$P(E)$: Probabilidade de saída de pista em um determinado trecho da via, geralmente medida em saídas de pista por veículo circulante. É influenciada pela geometria da via.

$P(C|E)$: Probabilidade de choque dado que ocorreu uma saída de pista, medida em choques por saídas de pista. É função do ângulo de saída de pista, da extensão da saída, da posição lateral do obstáculo com relação à via, e das dimensões do obstáculo.

$P(I|C)$: Probabilidade de severidade dado que ocorreu um choque, medida em números de acidentes de determinada gravidade pelo número total de acidentes.

$C(I)$: custo do acidente associada à determinada gravidade.

Entretanto, a expressão acima foi originalmente deduzida para veículos desgovernados que saem da pista e se chocam com um obstáculo parado (edificações, postes, pórticos de sinalização, etc.) de dimensões e afastamento lateral conhecidos. No caso da avaliação do custo das colisões frontais, resultantes do atravessamento do canteiro central, deve-se fazer uma analogia dos veículos que trafegam no sentido oposto como sendo obstáculos móveis, cuja probabilidade de atingi-los, é função da largura do canteiro central, da faixa no qual se encontra o veículo que trafega no sentido oposto e da densidade de veículos associado ao volume de tráfego da pista oposta.

A seguir, será feita a descrição de cada termo do lado direito da equação (3-1). Nota-se que o custo social dos acidentes é o produto de probabilidades condicionais.

O primeiro termo “ $Q \cdot P(E)$ ” é a frequência de saídas de pista, calculada a partir do produto da probabilidade de saídas de pista e do volume de tráfego da via. Além do estudo de Hutchinson e Kennedy (1967), um outro estudo semelhante é o de Cooper (1980) *apud* Mak e Sicking (2003), que encontraram um gráfico de frequências de saídas de pistas com a mesma aparência que o encontrado pelos primeiros.

O segundo termo da equação (3-1) relaciona a probabilidade de choque com obstáculo parado. Primeiramente, será exposta a forma original, obtida por GLENNON (1974) e uma adaptação de TAC (1999). Posteriormente será feita a analogia com a situação no qual se está estudando, ou seja, a situação de colisões com veículos do sentido oposto.

A probabilidade de choque decorrente das saídas de pista é obtida aplicando o conceito de envoltória de risco. De acordo com MISSATO (2011), a envoltória de risco é a área definida pela projeção geométrica do obstáculo sobre a via, considerando o ângulo de saída de pista e a orientação do veículo. Todavia, para ocorrer o choque, não basta que o veículo desgovernado saia da pista dentro da envoltória de risco. Outra condição necessária para ocorrência do choque é que o veículo desgovernado percorra uma extensão suficiente para alcançar o obstáculo. Portanto, a probabilidade de um choque ocorrer é a probabilidade de existir uma saída de pista dentro da envoltória de risco e da saída de pista ter uma extensão suficiente para atingir o obstáculo.

A formulação baseada no conceito da envoltória de risco está ilustrada na Figura 3.15, tendo sido originalmente proposta por GLENNON (1974). Nesta formulação a envoltória de risco é subdividida em três zonas; a zona 1 abrange a área correspondente à face do obstáculo, perpendicular a pista; a zona 2 corresponde ao canto do obstáculo; e a zona 3 corresponde a lateral do obstáculo, paralela à pista.

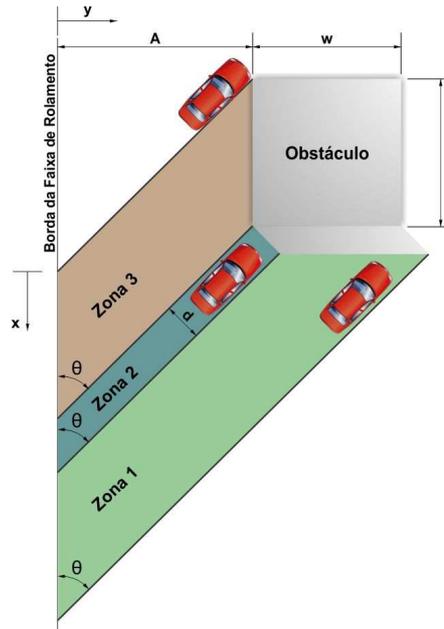


Figura 3.15 - Envoltória de risco

Desta forma, o cálculo da probabilidade de ocorrer o choque, dado uma saída de pista, é a somatória das probabilidades de ocorrer o choque dentro de cada uma das três zonas que constituem a envoltória de risco.

Baseado neste conceito, a probabilidade de choque é, de acordo com GLENNON (1974), dado por:

$$P(C|E) = \left\{ l \cdot P[y \geq A] + 31,4 \cdot P[y \geq A + 3] + \frac{5,14w}{n} \sum_{j=1}^n P \left[y \geq A + 6 + \frac{w(2j-1)}{2n} \right] \right\} \quad (3.5)$$

Sendo A, w e l definidos na figura acima.

Esta equação resulta da aplicação, em unidades imperiais, de ângulo de saída de pista igual a 11° e largura do veículo igual 6 pés (1,8 m). TAC (1999) apresenta uma expressão similar, já em SI, e fornece a frequência de choques por ano por km, pois há a multiplicação da probabilidade de choque ($P(C|E)$) pela frequência de saídas de pista:

$$C_f = (E_f / 2000) [(L + 19,2) \cdot P[Y \geq A] + 5,14 \sum_J^W P[Y \geq (A + 1,8 + (2J - 1) / 2)]] \quad (3.6)$$

Onde,

C_f = frequência de choques (choques/ano, por km)

E_f = número de saídas de pista/ano.direção

L = comprimento do obstáculo (m)

W = largura do obstáculo (m)

A = distância lateral do obstáculo à extremidade da faixa de rolamento (m)

$P[Y \geq \dots]$ = probabilidade da extensão lateral da saída de pista ser maior que certo valor

J = incrementos de 1 m para a largura do obstáculo.

No caso do estudo do canteiro central, o obstáculo seria o veículo do sentido oposto de dimensões aproximadas $L=6$ m e $W=1,8$ m, e o afastamento lateral “ A ” deste obstáculo seria a largura do canteiro. A rigor, o afastamento lateral do veículo de sentido oposto depende da faixa no qual ele está circulando. Portanto, no modelo deveria entrar o número de faixas e a largura das faixas, bem como a distribuição do tráfego entre cada faixa. Isso tornaria o modelo mais complexo, fugindo do objetivo deste estudo. Fica como recomendação o estudo do modelo considerando múltiplas faixas.

Baseando-se no modelo do TAC(1999), a probabilidade de colisão frontal para o estudo do canteiro central ficaria, portanto:

$$C_f = \frac{E_f}{1000} [25,2 \cdot P[Y \geq A] + 5,14(P[Y \geq (A + 2,3)] + P[Y \geq (A + 3,3)])] \quad (3.7)$$

Entretanto, a expressão acima fornece a probabilidade de colisão considerando que na corrente de tráfego do sentido oposto há somente um veículo. Para considerar os demais veículos, a expressão acima deveria ser multiplicada por “ n ” veículos presentes em um segmento da rodovia. Logo, pode-se adotar a quantidade de veículos por km “ K ” (densidade do tráfego, em veículos/km) que, como sabido, é igual à razão do fluxo de tráfego “ Q ”, em veículos/h, pela velocidade da corrente de tráfego “ V ”, em km/h.

$$C_f = \frac{E_f}{1000} [25,2 \cdot P[Y \geq A] + 5,14(P[Y \geq (A + 2,3)] + P[Y \geq (A + 3,3)]) \cdot \frac{Q}{V}] \quad (3.8)$$

Para o caso de canteiro central associado à proteção central, deve-se utilizar a formulação original de GLENNON (1974) ou TAC (1999), pois se trata de obstáculo contínuo com determinado afastamento lateral em relação ao bordo da pista. Como se verá adiante, a diferença entre o canteiro central com ou sem proteção central, do ponto de vista dos

acidentes, se dá na gravidade das consequências da saída de pista, em geral maior sem a proteção.

O terceiro termo da expressão (3-1) representa a probabilidade de ocorrer determinada gravidade resultante da colisão frontal. A forma mais comum de se relacionar esta probabilidade a um choque com obstáculo é por meio do índice de severidade SI que varia de 0 à 10. Para o valor 0, as consequências do acidente seriam apenas com danos materiais. Por outro lado, para SI igual a 10, as consequências seriam fatais. Originalmente o SI é atribuído a um obstáculo.

No anexo A do RDG (1996) pode ser encontrado a listagem de diversos obstáculos e seus respectivos SIs. Por exemplo, para o impacto com uma árvore de diâmetro 300 mm e velocidade de 100 km/h, o SI é aproximadamente 6.

Cada valor de SI está associado à probabilidade de ocorrer um determinado nível de dano aos ocupantes do veículo. Uma classificação americana em cinco níveis é: K (fatal), A (ferimento incapacitante), B (ferimento moderado ou não incapacitante), C (pequenos ferimentos) e PDO (abreviação de *Property-damage-only*, ou apenas danos materiais, eventualmente separado em PDO1 e PDO2, segundo o montante do dano). No Brasil, os boletins de ocorrência de acidentes de trânsito classificam o evento, segundo a gravidade, em três níveis: com vítima fatal, com vítima não fatal e sem vítima.

A Tabela 3.3, extraído de Mak e Sicking (2003), mostra a relação entre o SI e as probabilidades de ocorrerem cada um dos níveis de danos, classificados em seis níveis. Com essa relação é possível mensurar o custo do acidente, somando-se o produto da probabilidade do dano com o custo associado a este dano.

No exemplo da árvore mencionado acima, para SI igual a 6, a probabilidade de um choque com este obstáculo resultar em fatalidade é de 18%.

Tabela 3.3 - Relação entre o SI e a probabilidade de danos (MAK e SICKING, 2003)

Índice de severidade (SI)	Nível de danos (%)						
	Nenhum	PDO1	PDO2	C	B	A	K
0	100,0	-	-	-	-	-	-
0,5	-	100,0	-	-	-	-	-
1	-	66,7	23,7	7,3	2,3	-	-
2	-	-	71,0	22,0	7,0	-	-
3	-	-	43,0	34,0	21,0	1,0	1,0
4	-	-	30,0	30,0	32,0	5,0	3,0
5	-	-	15,0	22,0	45,0	10,0	8,0
6	-	-	7,0	16,0	39,0	20,0	18,0
7	-	-	2,0	10,0	28,0	30,0	30,0
8	-	-	-	4,0	19,0	27,0	50,0
9	-	-	-	-	7,0	18,0	75,0
10	-	-	-	-	-	-	100,0

No presente estudo, o caso seria de colisões frontais entre veículos que trafegam em sentidos opostos e não choques com obstáculos fixos. Porém, dado a velocidade no qual ocorre este tipo de evento, onde as velocidades dos veículos se somam, pode-se pressupor que o SI equivalente seria elevado, da ordem de 8 à 10.

A quarta e ultima parte da equação (3-1) é o custo social do acidente associado à determinada severidade. Um estudo brasileiro que determinou o custo social dos acidentes de trânsito foi do instituto de pesquisas econômicas aplicadas, que produziu o relatório executivo “Impactos sociais e econômicos dos acidentes de trânsito nas rodovias brasileiras” (IPEA, 2006). Segundo o IPEA, o custo de um acidente de trânsito sem vítima é de R\$ 16.840,00, com vítima é de R\$ 86.032,00 e com vítimas fatais é de R\$ 418.341,00. Estes custos computam os custos relacionados aos danos à pessoa, aos veículos, à via, ao meio ambiente e os custos institucionais. Não estão inclusos os custos associados ao sofrimento do indivíduo ou associado à perda da qualidade de vida.

A precisão na determinação dos custos sociais é de extrema importância para uma fiel análise benefício/custo, que possui grande sensibilidade a tais valores. Para se ter uma idéia da dificuldade de se mensurar os custos sociais e ilustrar a discrepância de valores, o RDG (1996) considera valores de US\$ 1.000.000 para acidentes com vítimas fatais (designado por K), US\$ 200.000,00 para acidentes com vítimas graves (designado por A), US\$ 12.500,00 para acidentes com vítimas de gravidade moderada (designado por B), US\$ 3.750,00 para acidentes

com vítimas de gravidade leve (designado por C) e U\$ 3.125,00 e U\$ 625,00 para acidentes sem vítimas (designado por PDO1 e PDO2).

Pode-se atribuir os custos dos acidentes de trânsito do IPEA (2006) segundo as probabilidades da Tabela 3.3 para os três níveis de danos mais utilizados no Brasil (fatal, com vítima não fatal e sem vítima). A tabela abaixo relaciona cada valor de SI com o custo correspondente.

Tabela 3.4 - Relação entre SI, probabilidade de danos e custo social (MISSATO, 2011)

SI	Probabilidade de danos			Custo Social
	Sem vítimas	Com vítima não fatal	Fatal	
0,5	1,00	0,00	0,00	R\$ 16.849,00
1	0,90	0,10	0,00	R\$ 23.490,57
2	0,71	0,29	0,00	R\$ 36.912,07
3	0,43	0,56	0,01	R\$ 59.606,40
4	0,30	0,67	0,03	R\$ 75.246,37
5	0,15	0,77	0,08	R\$ 102.239,27
6	0,07	0,75	0,18	R\$ 141.004,81
7	0,02	0,68	0,30	R\$ 184.341,04
8	0,00	0,50	0,50	R\$ 252.186,50
9	0,00	0,25	0,75	R\$ 335.263,75
10	0,00	0,00	1,00	R\$ 418.341,00

A última coluna da tabela acima fornece o produto $P(I|C).C(I)$ da equação 3-1.

Atualizando os custos da tabela acima, com referência a 2006, admitindo-se inflação anual de 5%, os custos atualizados para 2012 seriam aqueles mostrados na tabela abaixo:

Tabela 3.5 - Relação entre SI e custos sociais atualizados.

SI	Custo social (R\$)
0,5	22.579,27
1	31.479,61
2	49.465,70
3	79.878,28
4	100.837,33
5	137.010,40
6	188.959,93
7	247.034,62
8	337.954,03
9	449.285,49
10	560.616,95

Assim, o cálculo de todas as partes da equação (3-1) fornece a estimativa do custo social gerado pelos acidentes de trânsito decorrentes da configuração do canteiro central proposto. No entanto, necessita-se calcular o custo de implantação do canteiro para que uma análise custo benefício seja feita.

3.4. DISTÂNCIAS DE VISIBILIDADE

Ao desenvolver um projeto viário, é aconselhável dedicar atenção especial às distâncias de visibilidade disponíveis ao longo da via, pois, a distância de visibilidade é essencial para a operação segura e eficiente da rodovia.

A AASHTO (2011) define distância de visibilidade como o comprimento da rodovia visível ao motorista à sua frente. Portanto, o motorista precisa ser capaz de enxergar à frente, a uma distância suficiente para evitar o choque com um objeto que eventualmente possa estar sobre a pista em uma situação inesperada.

Visando garantir a segurança viária, o projeto geométrico da rodovia deve proporcionar, em qualquer ponto de seu traçado, a mínima distância de visibilidade para determinada velocidade de projeto, de tal forma que o motorista consiga parar seu veículo a tempo de evitar um choque com um objeto que represente uma situação de perigo. Essa distância de visibilidade recebe o nome de distância de visibilidade de parada (DVP).

Conforme demonstrado na Figura 3.16 abaixo, a distância de visibilidade oferecida está relacionada com a taxa de ocorrência de acidentes. Nota-se que para distâncias de visibilidade pequenas (até 100 m), para um dado incremento da distância de visibilidade, ocorre uma grande diminuição da taxa de acidente. Portanto, quanto menor a distância de visibilidade disponível há tendência de aumento do índice de acidentes.

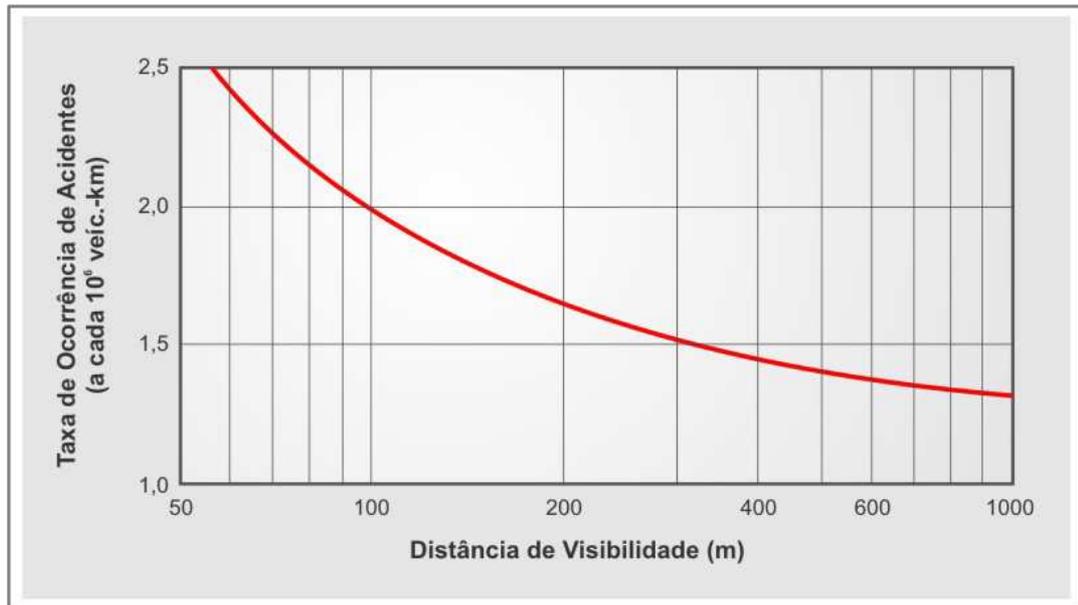


Figura 3.16 - Taxa de Ocorrência de Acidentes X Distância de visibilidade oferecida DER (2006)

Isso significa que existe um ponto em que é justificável o investimento a fim de proporcionar maior distância de visibilidade, ou seja, no qual os benefícios advindos do incremento na distância de visibilidade correspondem a uma significativa redução na taxa de ocorrência de acidentes.

As obstruções visuais podem ocorrer em curvas horizontais, em curvas verticais convexas e em curvas verticais côncavas no período noturno em vias não iluminadas. No entanto, considerando que este trabalho abordará a questão das condições de segurança relacionadas ao canteiro central, este item focará a obstrução visual em curvas horizontais advinda da proteção central.

“Para atender às necessidades de visibilidade em curva, podem ser necessários maiores afastamentos. Em curvas, a linha de visão do motorista deve poder acompanhar, sem obstruções visuais, a corda do arco de curva, até interceptar a pista em um ponto à frente do veículo a uma distância igual à distância de visibilidade de parada...” (DNIT, 2010b)

Em curvas horizontais a “linha de visão” do motorista pode ser limitada por objetos laterais como árvores, barreiras, construções, taludes de corte, etc.

As figuras 3.17 e 3.18 mostram exemplos de obstruções laterais contínuas observadas na Rodovia Raposo Tavares (SP-270) na região metropolitana de São Paulo.



Figura 3.17 - Exemplo de obstrução lateral contínua 1 - km 25 da Rodovia Raposo Tavares (foto do Google Earth - acessado em 04/06/2011)



Figura 3.18 - Exemplo de obstrução lateral contínua 2 - km 27 da Rodovia Raposo Tavares (foto do Google Earth - acessado em 04/06/2011)

Ao elaborar um projeto de duplicação aproveitando o alinhamento existente e utilizando a combinação de canteiro central estreito com dispositivos de contenção central, deve-se verificar, para cada curva horizontal, se a distância de visibilidade disponível é maior que a DVP para a velocidade de projeto. Esta distância de visibilidade disponível varia principalmente em função do raio da curva e do afastamento lateral do dispositivo de contenção central (obstrução visual).

Para a verificação da obstrução visual em curvas horizontais é considerada uma linha ligando pontos do observador até o obstáculo, sendo que, a altura definida para o observador é 1,08 m (equivalente à altura dos olhos do motorista) e para o obstáculo é 0,60 m (equivalente a altura do farol traseiro de um veículo).

O modelo difundido pelo DNIT (2010) para avaliar o afastamento lateral da obstrução necessário em curvas horizontais considerando a distância de visibilidade de parada está apresentado na equação (3.9):

$$f = R \left[1 - \cos \frac{d}{2R} \right] \quad (3.9)$$

Onde:

f = afastamento lateral da obstrução em relação ao centro da faixa mais interna (m);

R = raio da curva (m);

d = comprimento do percurso descrito pelo olho do motorista (m). Deve ser no mínimo a DVP.

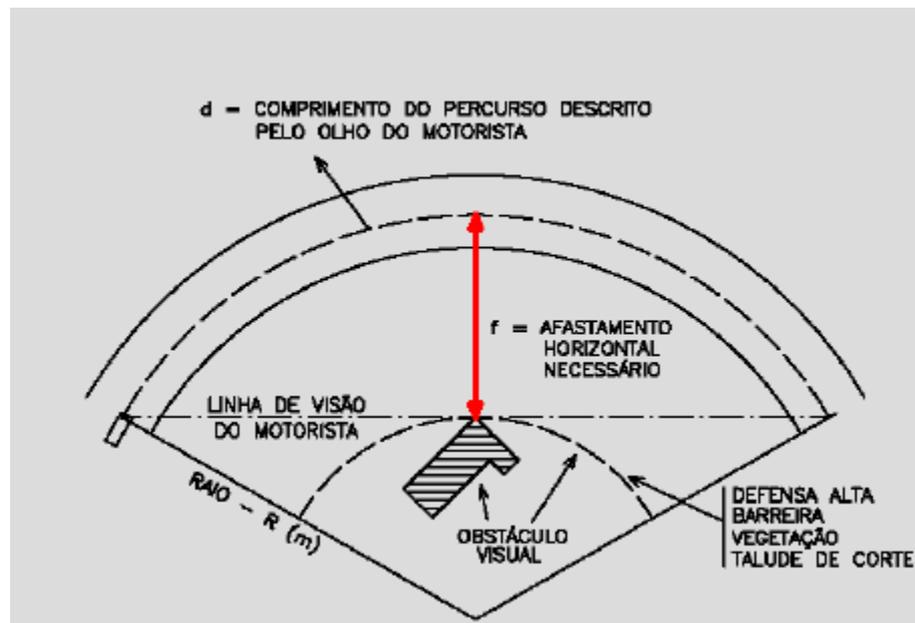


Figura 3.19 - Ilustração dos componentes para a determinação da distância de visibilidade na presença de obstáculos laterais (DNIT, 2010)

É importante observar que a formulação acima considera a obstrução visual como sendo de altura infinita e, por isso, adota a linha de visão do motorista tangenciando a obstrução visual. No entanto, para obstruções visuais com altura menor que a altura do obstáculo na pista, a linha de visão do motorista poderá ser secante à obstrução e a equação acima não deve ser aplicada neste caso.

A Tabela 3.6 mostra os valores de raios mínimos necessário para atendimento a DVP na velocidade de projeto considerando a obstrução visual causada pela barreira central, localizada a uma distancia lateral de 1 m (valor mínimo adotado para refúgio) do bordo da pista de rolamento, sendo que a linha de visão do observador teve início no centro da faixa de rolamento mais próxima a barreira. A largura adotada para a faixa de rolamento nesse caso foi de 3,50 m e o cálculo baseou-se na equação (3-6)

Tabela 3.6 - Raios mínimos horizontais considerando a obstrução visual lateral para um refúgio de 1,0 m

Velocidade de projeto (km/h)	Distância percorrida durante o tempo de reação (m)	Distância percorrida na frenagem (m)	DVP (m)	Raio mínimo para superelevação de 8% (m)	Raio mínimo para DVP (m)	Afastamento lateral
80	56	73	129	229	742	1,0
90	63	93	155	304	1079	1,0
100	70	115	184	394	1515	1,0
110	76	139	215	501	2068	1,0
120	83	165	249	667	2759	1,0

Pela leitura dos valores obtidos na Tabela 3.6 é possível verificar, por exemplo, que para uma rodovia com velocidade de projeto de 110km/h e com a barreira central posicionada a 1 metro do bordo da pista de rolamento, o raio horizontal mínimo deveria ser de 2068 m.

No entanto, na prática, por ocasião da definição dos critérios de projeto da rodovia, é comum alguns projetistas considerarem somente a superelevação máxima e a velocidade de projeto para a definição do raio horizontal mínimo. Como exemplo, para uma superelevação máxima de 8% e velocidade de projeto de 110 km/h o raio mínimo é 501 m, aproximadamente $\frac{1}{4}$ do raio mínimo para atender a DVP de projeto caso fosse instalada barreira central a 1 m do bordo da faixa. A Tabela 3.7 indica qual o afastamento lateral mínimo necessário para atender

a DVP, para cada velocidade de projeto, considerando os raios mínimos obtidos da superelevação máxima.

Tabela 3.7 - Afastamento lateral para o raio mínimo considerando superelevação de 8%

Velocidade de projeto (km/h)	Distância percorrida durante o tempo de reação (m)	Distância percorrida na frenagem (m)	DVP (m)	Raio mínimo para superelevação de 8% (m)	Raio mínimo para DVP (m)	Afastamento lateral (m)
80	56	73	129	229	229	7,2
90	63	93	155	304	304	8,1
100	70	115	184	394	394	8,9
110	76	139	215	501	501	9,7
120	83	165	249	667	667	9,7

Caso a rodovia tenha sido projetada com um canteiro central amplo, a obstrução visual pode não ocorrer a princípio, pois não há obstáculo no canteiro que restrinja a visão do condutor. Porém, em um determinado horizonte de projeto, onde seja necessária a ampliação de capacidade desta rodovia, far-se-á necessário a implantação de novas faixas de rolamento. Se essas novas faixas de tráfego forem implantadas na área do canteiro central e a largura resultante após a implantação exigir, pelo critério da Figura 3.7, por exemplo, o emprego de barreira central, poderá ocorrer obstrução visual lateral, dependendo do raio envolvido e do afastamento lateral da barreira.

A AASHTO (2004) recomenda como tratamento para os locais onde a obstrução visual resultou em distância de visibilidade insuficiente a adoção de uma das seguintes alternativas:

- Aumentar o afastamento lateral entre o bordo da faixa de tráfego e a obstrução;
- Aumentar o raio da curva ou;
- Reduzir a velocidade de projeto.

No exemplo dado acima, por se tratar de duplicação de rodovia existente em operação, dificilmente o traçado seria alterado, descartando a alternativa que sugere o aumento do raio da curva horizontal.

As demais soluções possíveis, indicadas pela AASHTO (2001), para sanar o problema da obstrução visual seriam reduzir a velocidade de projeto e/ou aumentar o afastamento lateral entre o bordo da faixa de rolamento e a obstrução.

Dependendo do raio mínimo inicialmente empregado na época da implantação da rodovia, a adoção do afastamento lateral necessário para atendimento da DVP também se torna inviável. Por exemplo, uma rodovia com velocidade de 110 km/h e raio horizontal mínimo de 501 m, necessitaria de um afastamento lateral mínimo do obstáculo até o bordo da faixa de rolamento de quase 10 m (conforme indicado na Tabela 3.7), praticamente igual à largura correspondente a duas faixas de rolamento mais o acostamento.

Se o projetista se confrontar com essa situação no momento da concepção do traçado de uma rodovia de pista dupla, provavelmente irá cogitar a alteração do traçado, por empregar raios mais generosos e/ou por ampliar a largura do canteiro central de tal forma que o emprego da barreira central não seja necessário.

No caso dessa situação ocorrer em um projeto de duplicação que segue o alinhamento existente, uma solução possível é diminuir a velocidade regulamentada para, por exemplo, 80km/h e empregar um afastamento lateral mínimo de 2,34 m.

Vale destacar que não é recomendável a adoção de grandes afastamentos laterais asfaltados sem o devido balizamento dos veículos, pois alguns motoristas podem utilizar a área do afastamento lateral para o tráfego, e até mesmo para ultrapassagens irregulares.

A outra solução possível, para o caso de obstrução visual causada pela barreira central é a iluminação da rodovia nos trechos onde ocorrem obstruções visuais causadas pelas barreiras de concreto. Com a iluminação, pode-se adotar como critério para a distância de visibilidade de parada, um obstáculo de altura igual a 1,30 m correspondendo à altura do teto do veículo (e, portanto, maior que a altura da barreira). A adoção de obstáculos com altura 0,6 m, mencionado anteriormente, é compatível com a lanterna traseira dos veículos, que deve ser considerado em rodovias não iluminadas.

De acordo com Hassan; Easa e Halim (1995), os valores da equação (3.9) somente são praticáveis nas curvas longas nas quais o comprimento da curva é maior do que a distância de visibilidade. Para os demais casos, a AASHTO (2001) recomenda utilizar métodos gráficos para verificar a distância de visibilidade em curvas horizontais.

Hassan; Easa e Halim (1995), desenvolveram procedimentos analíticos para verificar a distância de visibilidade disponível em alinhamentos horizontais com obstruções pontuais e contínuas. Para isso, os autores assumiram que a largura da faixa de rolamento e o afastamento lateral eram constantes e que a obstrução lateral contínua era paralela e com a mesma geometria do eixo da rodovia. Desta forma, a distância de visibilidade foi obtida através das linhas tangentes à obstrução.

No caso da linha de visão tangente a uma curva circular, a obstrução restringindo a linha de visão é uma curva circular, conforme demonstrado na Figura 3.20. Em geral, o início e o término da linha de visão podem ser posicionados em qualquer segmento rodoviário horizontal. O procedimento geral desenvolvido para este estudo é iterativo, a distância de visibilidade é inicialmente assumida como S e os seguintes passos são seguidos:

- As coordenadas do início da linha de visão (x_1, y_1) , do centro da curva (x_c, y_c) e do término da linha de visão (x_2, y_2) são determinadas;

- O comprimento l_1 é calculado pela equação:

$$l_1 = \sqrt{(x_1 - x_c)^2 + (y_1 - y_c)^2}$$

- Os comprimentos l_2 e l_3 são calculados de forma similar ao l_1 ;

- Pela trigonometria, l_1 , l_2 , l_3 e θ podem ser relacionados pela seguinte equação:

$$l_2^2 = l_1^2 + l_3^2 - 2l_1l_3 \cos \theta$$

- Com θ calculado, o comprimento l_4 é determinado da seguinte maneira:

$$l_4 = l_1 \sin \theta$$

Então S é verificada diminuindo e aumentando até a linha de visão se tornar tangente à obstrução. Se $l_4 < R-m$, a distância de visibilidade “ S ” assumida inicialmente é maior que a distância de visibilidade atual. Recomenda-se então diminuir “ S ” e repetir os passos anteriores. Se l_4 for maior do que $R-m$, a distância de visibilidade assumida “ S ” é menor do que a atual. Deve-se assumir uma nova distância de visibilidade e repetir os passos anteriores.

Quando l_4 é igual a $R-m$ a iteração está encerrada, pois, a distância de visibilidade assumida “S” é igual a atual distância de visibilidade, ou seja, neste ponto a linha de visão é tangente à obstrução.

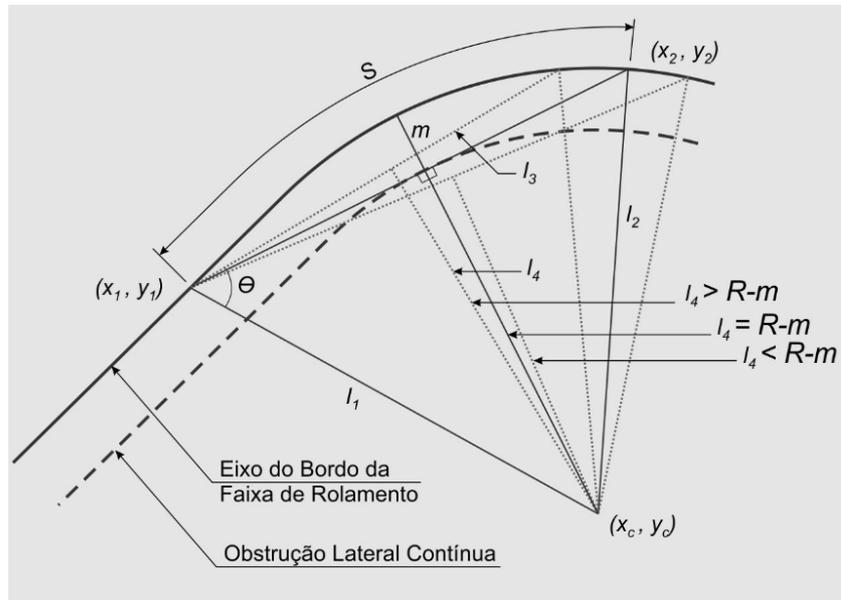


Figura 3.20- Procedimento geral: Linha de visão tangente a uma curva circular - obstrução contínua

O caso da linha de visão tangente a curva espiral é similar ao apresentado anteriormente para curva circular, no entanto, a obstrução que restringe a linha de visão é uma curva espiral (ver Figura 3.21), ou seja, uma curva com raios variáveis, iniciando em um segmento reto com o valor do raio tendendo ao infinito. Conforme o comprimento desta curva aumenta, o raio correspondente diminui.

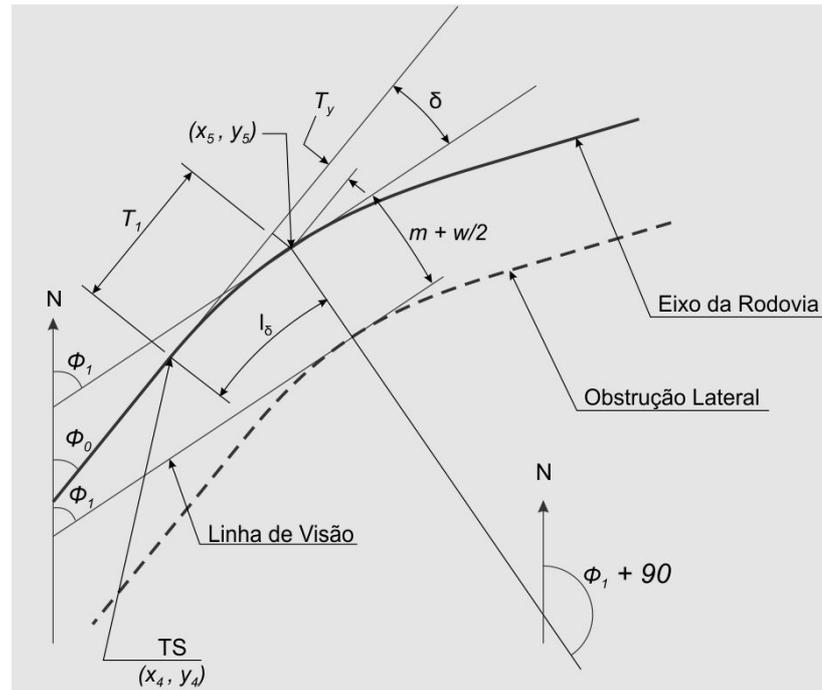


Figura 3.21 - Determinação de coordenadas envolvendo curvas espirais

3.4.1. Programas computacionais para verificação da distância de visibilidade no caso de obstrução lateral contínua

Atualmente, alguns programas computacionais que auxiliam na elaboração do projeto geométrico viário, possuem ferramentas para a verificação da distância de visibilidade disponível no alinhamento projetado.

Nesse tópico serão citados dois softwares que auxiliam na verificação gráfica da distância de visibilidade. Um deles é o *InRoads*, desenvolvido pela empresa americana Bentley e o outro é o *Clip*, desenvolvido pela empresa espanhola Tool S.A.

3.4.1.1. *InRoads*

No *InRoads*, o comando *Visibility* permite ao projetista verificar a distância de visibilidade disponível ao longo da rodovia projetada. Ao usuário do programa é possível especificar a

posição da visão do motorista e a posição do objeto relativo a um alinhamento. Esta posição consistirá da combinação da altura com o afastamento em relação a um dado alinhamento. Neste programa computacional o usuário pode também indicar a distância de visibilidade desejável e a distância mínima de visibilidade aceitável.

No intervalo selecionado pelo usuário ao longo do alinhamento, o comando gerará uma saída das linhas de visibilidade. O projetista pode definir a simbologia a ser utilizada para linhas de visibilidade que atingiram a distância de visibilidade desejável, a mínima distância de visibilidade aceitável ou para aquelas com distância de visibilidade inaceitáveis.

A Figura 3.22 é um exemplo de análise de visibilidade feita pelo programa InRoads. As linhas vermelhas representam visibilidade disponível menor que a DVP, e as verdes representam visibilidade maior que a DVP. Nota-se que o talude de corte ao lado direito restringe a visibilidade do motorista que trafega pela faixa da esquerda.

Cabe ao projetista fazer as alterações necessárias em projeto para eliminar os pontos com restrição de visibilidade.

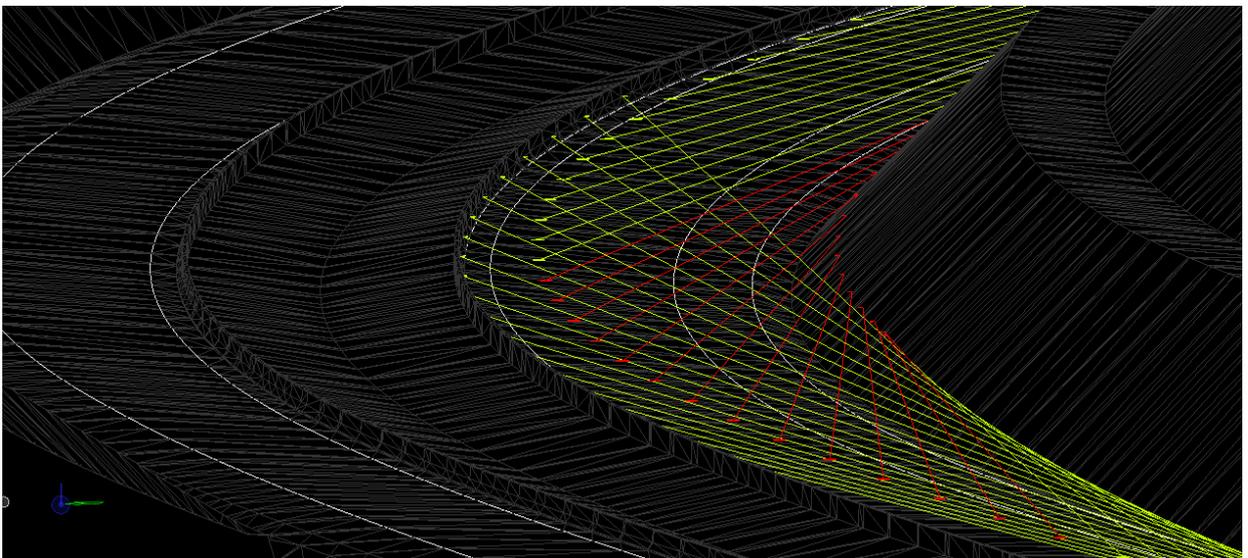


Figura 3.22 - Exemplo de verificação da distância de visibilidade pelo InRoads.

3.4.1.2. Clip

O *software* Clip permite que o usuário insira os parâmetros considerados para a altura do observador do obstáculo, a posição do observador com seu afastamento lateral em relação ao obstáculo e a velocidade de projeto.

O Clip compara a distância de visibilidade disponível com a distância de visibilidade de parada necessária e indica quais as causas que limitam a distância de visibilidade em trechos com obstruções visuais.

Através da modelagem do traçado em estudo, o módulo 3D permite visualizar um vídeo que simula o percurso pelo traçado projetado. Nesse vídeo as distâncias de visibilidade disponível e de parada são indicadas para todo trecho em estudo, conforme Figura 3.23 abaixo.

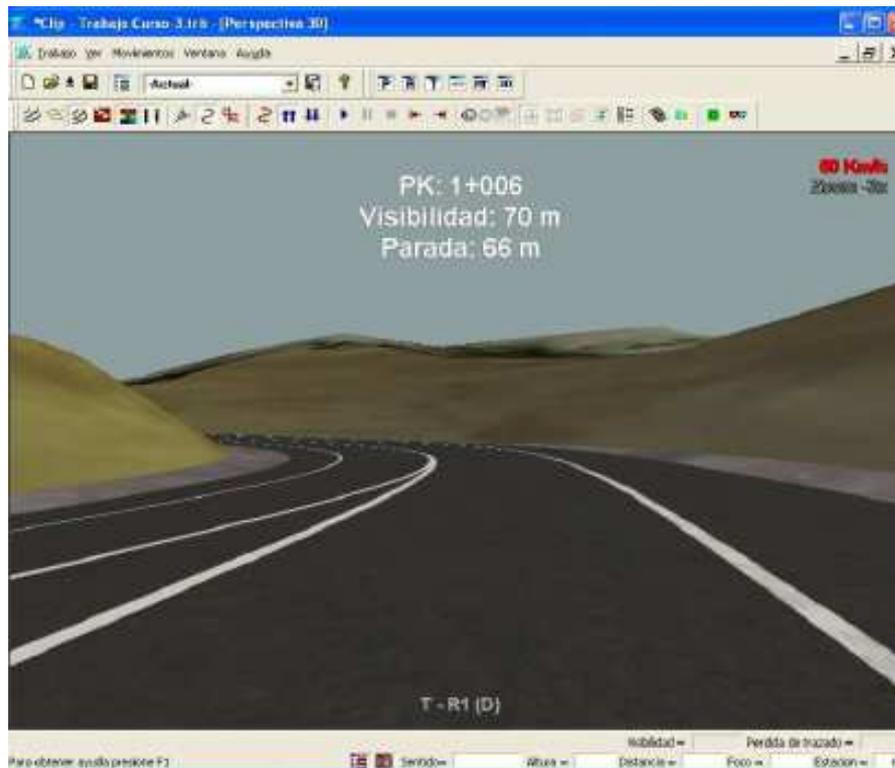


Figura 3.23 - Verificação da distância de visibilidade pela visualização em 3D (software Clip) do traçado projetado

3.5. DRENAGEM

O sistema de drenagem a ser adotado no canteiro central depende da configuração geométrica escolhida para este.

Em seções transversais com canteiro central amplo e sem barreira central a drenagem normalmente é efetuada de forma simplificada. Nele, as águas são normalmente coletadas e conduzidas longitudinalmente por um dispositivo de drenagem superficial do canteiro central, chamado de valeta de canteiro central, até serem captadas por caixas coletoras de bueiros de greide.



Figura 3.24 - BR-101 – NE – Execução da valeta de canteiro central

Em geral, as seções transversais das valetas do canteiro central são de forma triangular e com as declividades das faces coincidentes com os taludes do canteiro conforme Figura 3.25 abaixo.

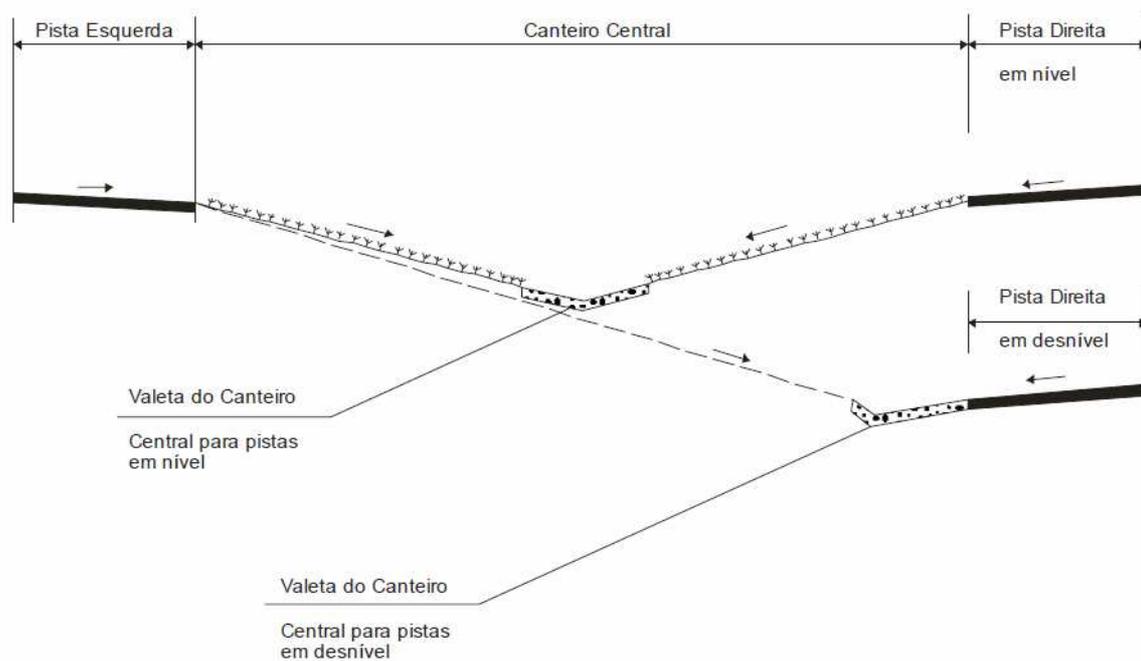


Figura 3.25 - Valetas canteiro central (DNIT, 2010)

No entanto, outras formas de seções (como a circular, a meia cana, a trapezoidal ou retangular) podem ser utilizadas quando ocorrer insuficiência hidráulica das seções de forma triangular.

Caso o dispositivo de drenagem superficial empregado constituir um obstáculo locado na área livre requerida, este deverá receber tratamento para torná-lo traspassável como é o caso da seção indicada na Figura 3.26.

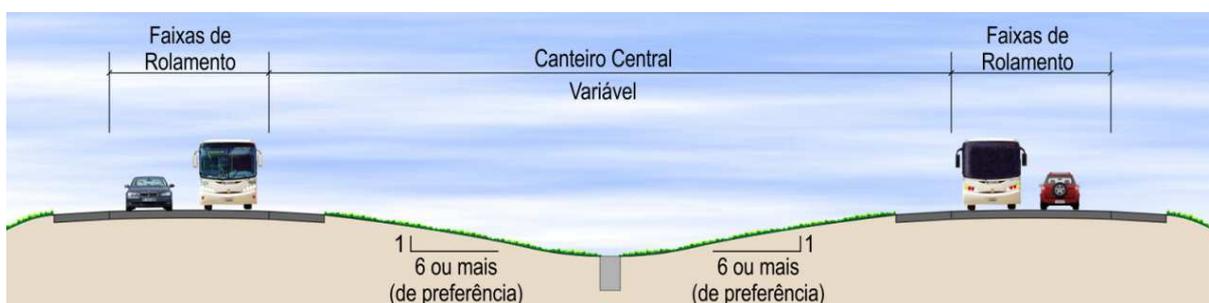


Figura 3.26 - Sistema de drenagem de canteiro central fechado - traspassável

Em seções transversais com barreiras centrais costuma-se adotar, para os segmentos em tangente, o caimento da seção transversal para o lado externo da pista de rolamento (oposto ao canteiro central). Dessa forma, as águas são coletadas e conduzidas pelas sarjetas laterais (ver Figura 3.27).



Figura 3.27 - Seção tipo de rodovia com barreira central dupla - trecho em tangente

Nos trechos em curva horizontal das seções típicas com barreira central dupla, como é o caso da Figura 3.28, costuma-se empregar, a um espaçamento adequado para não formar lâmina d'água na pista de rolamento, aberturas na base da barreira para que a captação e a condução das águas sejam efetuadas pela sarjeta da lateral externa da pista de rolamento de sentido contrário. Essa solução tem como inconveniente o acréscimo na contribuição recebida na pista de rolamento de sentido contrário. Outra solução usualmente adotada para a seção-tipo em análise é a implantação de grelhas de captação junto à face inferior da barreira. Após a captação, essas águas são conduzidas através de galerias até o ponto de deságue mais conveniente.



Figura 3.28- Seção tipo de rodovia com barreira central dupla- trecho em curva

Em rodovias de pista dupla separadas por barreiras centrais também é possível captar a água através de aberturas na parte inferior das barreiras *New Jersey* sendo estas conduzidas por um canal central posicionado entre as barreiras centrais opostas conforme Figura 3.29.



Figura 3.29 - Drenagem – Autopista Maden Colon - Panamá – seção com barreira central

No caso das seções típicas com barreira central, é necessário dedicar atenção especial à manutenção e à limpeza das captações de água, pois, uma obstrução nas aberturas ou nas grelhas poderá resultar em formação de lâmina d'água na pista e favorecer a hidroplanagem.

4. ESTUDO DE CASO: PROJETO DE RODOVIA HIPOTÉTICA

Neste capítulo será apresentado um estudo de caso no qual foram avaliados três fatores relevantes para a decisão acerca do separador físico central, a saber:

- Custo de implantação e manutenção;
- Previsão de custos de acidentes envolvendo saídas de pista em direção ao canteiro central e
- Distância de visibilidade relativo a presença de dispositivo de contenção central.

O estudo de caso baseou-se em um projeto real de rodovia de pista dupla, no qual foram aproveitados os alinhamentos horizontal e vertical, densidade de dispositivos de interseção, estrutura do pavimento e sinalização, onde se variou a largura do canteiro central para o levantamento dos custos de implantação e manutenção. Em seguida foi feita a previsão dos acidentes de trânsito para cada configuração de canteiro central, bem como os custos associados à eles. Por fim, uma discussão sobre distância de visibilidade de parada envolvendo a obstrução lateral contínua imposta pela barreira central foi abordada a fim de inserir mais um fator importante para a decisão sobre o melhor separador central para as demais rodovias que serão projetadas, ampliadas ou duplicadas.

Ao final do capítulo é apresentado, de forma sucinta, um critério inicial para decisão sobre o tipo de canteiro central, bem como a utilização de dispositivos de canteiro central, com o objetivo de proporcionar uma indicação de melhor decisão para os futuros projetos relacionados ao assunto. Obviamente, o assunto não se esgota por aqui. Recomendam-se estudos posteriores mais aprofundados, principalmente no que tange a previsão de acidentes.

4.1. ASPECTOS GERAIS DA RODOVIA HIPOTÉTICA ESTUDADA

O projeto hipotético baseou-se em um projeto real de uma rodovia nova, de pista dupla, com canteiro central de 6 m, localizada parte em terreno plano e parte em terreno ondulado, com extensão total aproximada de 80km.

Para a rodovia hipotética estudada, foram consideradas larguras de canteiro central de 2,61 m, 8, 13, 17, 22 e 27 m (os dois refúgios de 1 m em ambas as pistas estão inclusos na largura do canteiro central). O projeto hipotético consistiu na utilização de dois trechos de 10 km cada, utilizando o eixo projetado real, sendo um trecho localizado em terreno plano e o outro em terreno ondulado. Ambas as pistas, para ambos os terrenos, foram consideradas niveladas transversalmente, isto é, o mesmo greide foi adotado para a pista da direita e a pista da esquerda, mantendo-se a declividade transversal do canteiro em 6:1, exceto nas curvas superelevadas. Na análise, para cada situação de terreno (plano ou ondulado), foram mantidos os mesmos alinhamentos horizontal e vertical, variando-se apenas a configuração e largura dos canteiros centrais.

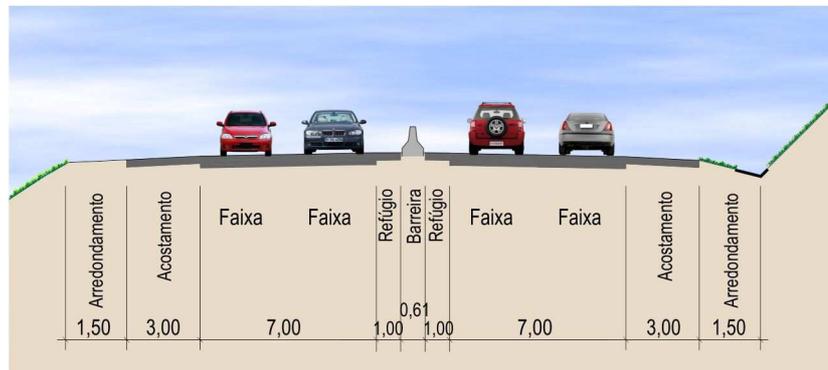
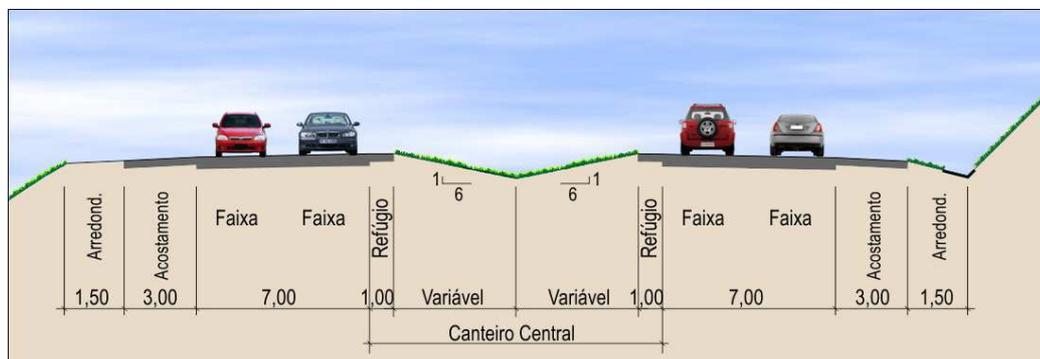
Nesse estudo foi considerado terreno plano aquele com pouca amplitude e inclinação variável de 0 a 5%, e foi considerado terreno ondulado aquele com a superfície topográfica constituída por amplitude de até 50 m e inclinação variável de 5 a 35%.

O greide projetado no terreno ondulado teve como inclinação longitudinal mínima 0,5% e máxima de 4%. No terreno plano a inclinação longitudinal variou de 0,5% até 1,7%.

A Tabela 4.1 resume os critérios de projeto geométrico adotados para os dois trechos analisados e as Figura 4.1, figura 4.2 Figura 4.3 apresentam as seções típicas consideradas.

Tabela 4.1 - Critérios de projeto

Característica	Valor adotado
Velocidade diretriz	110 km/h
Raio mínimo	501 m
Superelevação máxima	8%
Rampa máxima	4%
K_{\min} para curvas côncavas	55
K_{\min} para curvas convexas	74
Largura da faixa de rolamento	3,50 m
Largura do acostamento externo	3,00 m
Largura do acostamento interno (refúgio)	1,00 m
Gabarito mínimo vertical	5,5 m
Largura do canteiro central	2,61, 8, 13, 17, 22 ou 27
Veículo de projeto	SR (definição DNIT, 2010)

**Figura 4.1 – Seção transversal de pista dupla com barreira central.****figura 4.2 - Seção transversal com canteiro central em grama - larguras de 8 m; 13; 17 m; 22 m e 27 m**

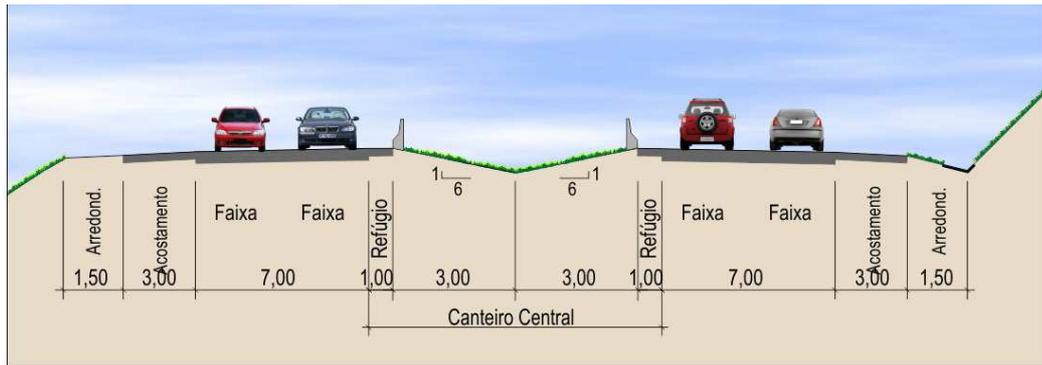


Figura 4.3 - Canteiro central de 8 m com barreira central

As tabelas a seguir mostram os elementos do alinhamento horizontal e vertical para cada um dos trechos estudados. Nas tabelas de alinhamento horizontal, as curvas com raios negativos são curvas para a esquerda e os valores de raio positivo são curvas para a direita.

Cada trecho (plano e ondulado), em função da largura do canteiro central, gerou 6 cenários para análise e levantamento de custos.

Tabela 4.2 - Alinhamento horizontal – Trecho em terreno plano

Curva Horizontal	Elemento	Ponto Notável	km	Comprimento (m)	Raio (m)*
1	Tangente	ET=	7+800,000	2404,41	700
	Espiral	TE=	10+204,412	95,00	
	Curva	EC=	10+299,412	346,95	
	Espiral	CE=	10+646,364	95,00	
2	Tangente	ET=	10+741,364	192,04	-1200
	Espiral	TE=	10+933,400	65,00	
	Curva	EC=	10+998,400	741,87	
	Espiral	CE=	11+740,266	65,00	
3	Tangente	ET=	11+805,266	487,65	650
	Espiral	TE=	12+292,912	100,00	
	Curva	EC=	12+392,912	366,68	
	Espiral	CE=	12+759,590	100,00	
4	Tangente	ET=	12+859,590	472,82	-700
	Espiral	TE=	13+332,404	95,00	
	Curva	EC=	13+427,404	82,00	
	Espiral	CE=	13+509,406	95,00	

continua

tabela 4.2 continuação

5	Tangente	ET=	13+604,406	330,42	800
	Espiral	TE=	13+934,824	90,00	
	Curva	EC=	14+024,824	63,82	
	Espiral	CE=	14+088,639	90,00	
6	Tangente	ET=	14+178,639	1009,75	600
	Espiral	TE=	15+188,387	105,00	
	Curva	EC=	15+293,387	264,48	
	Espiral	CE=	15+557,869	105,00	
7	Tangente	ET=	15+662,869	20,83	-530
	Espiral	TE=	15+683,694	105,00	
	Curva	EC=	15+788,694	374,17	
	Espiral	CE=	16+162,864	105,00	
8	Tangente	ET=	16+267,864	86,69	505
	Espiral	TE=	16+354,554	105,00	
	Curva	EC=	16+459,554	333,30	
	Espiral	CE=	16+792,852	105,00	
9	Tangente	ET=	16+897,852	184,20	650
	Espiral	TE=	17+082,050	100,00	
	Curva	EC=	17+182,050	417,77	
	Espiral	CE=	17+599,821	100,00	
	Tangente	ET=	17+699,821	70,78	
	Espiral	TE=	17+770,604	29,40	
		fim=	17+800,000		

* Valores negativos de raios indicam curva à esquerda, e positivos, curvas à direita.

Tabela 4.3 - Alinhamento vertical - Trecho em terreno plano

Curva Vertical	Elemento	Ponto Notável	km	Rampa	Comprimento (m)
1	Linear	Início=	7+800,000	-0,50%	30,00
	Parábola	PVC=	7+830,000	-0,50%	60,00
2	Linear	PVT=	7+890,000	0,50%	160,00
	Parábola	PVC=	8+050,000	0,50%	80,00
3	Linear	PVT=	8+130,000	-0,50%	605,00
	Parábola	PVC=	8+735,000	-0,50%	200,00
4	Linear	PVT=	8+935,000	0,50%	445,00
	Parábola	PVC=	9+380,001	0,50%	110,00
5	Linear	PVT=	9+490,001	-0,90%	775,00
	Parábola	PVC=	10+265,000	-0,90%	80,00
6	Linear	PVT=	10+345,000	0,50%	1140,00
	Parábola	PVC=	11+485,001	0,50%	100,00
7	Linear	PVT=	11+585,001	-0,80%	3440,00
	Parábola	PVC=	15+025,000	-0,80%	100,00

8	Linear	PVT=	15+125,000	0,80%	1570,00
	Parábola	PVC=	16+695,001	0,80%	200,00
	Linear	PVT=	16+895,001	-1,70%	905,00
		fim=	17+800,000		

Tabela 4.4 - Tabela de alinhamento horizontal - Trecho em terreno ondulado

Curva Horizontal	Elemento	Ponto Notável	km	Comprimento (m)	Raio (m)*
1	Tangente	Início=	0+000,000	179,05	
	Espiral	TE=	0+179,053	105,00	
	Curva	EC=	0+284,053	207,48	505
	Espiral	CE=	0+491,530	105,00	
2	Tangente	ET=	0+596,530	489,52	
	Espiral	TE=	1+086,050	105,00	
	Curva	EC=	1+191,050	385,73	600
	Espiral	CE=	1+576,780	105,00	
3	Tangente	ET=	1+681,780	407,14	
	Espiral	TE=	2+088,915	105,00	
	Curva	EC=	2+193,915	105,13	-600
	Espiral	CE=	2+299,049	105,00	
4	Tangente	ET=	2+404,049	70,92	
	Espiral	TE=	2+474,964	70,00	
	Curva	EC=	2+544,964	858,14	1120
	Espiral	CE=	3+403,107	70,00	
5	Tangente	ET=	3+473,107	235,53	
	Espiral	TE=	3+708,641	80,00	
	Curva	EC=	3+788,641	111,93	-900
	Espiral	CE=	3+900,574	80,00	
6	Tangente	ET=	3+980,574	257,32	
	Espiral	TE=	4+237,889	90,00	
	Curva	EC=	4+327,889	451,90	800
	Espiral	CE=	4+779,786	90,00	
7	Tangente	ET=	4+869,786	617,15	
	Espiral	TE=	5+486,933	105,00	
	Curva	EC=	5+591,933	220,02	-600
	Espiral	CE=	5+811,949	105,00	
8	Tangente	ET=	5+916,949	1995,14	
	Espiral	TE=	7+912,093	75,00	
	Curva	EC=	7+987,093	314,96	1050
	Espiral	CE=	8+302,053	75,00	
9	Tangente	ET=	8+377,053	627,63	
	Espiral	TE=	9+004,688	80,00	
	Curva	EC=	9+084,688	915,31	-950
		fim=	10+000,000		

* Valores negativos de raios indicam curva à esquerda, e positivos, curvas à direita.

Tabela 4.5 - Tabela de alinhamento vertical - Trecho em terreno ondulado

Curva Vertical	Elemento	Ponto Notável	km	Rampa	Comprimento (m)
1	Linear	Início=	0+000,000	-0,69%	111,00
	Parábola	PVC=	0+111,000	-0,69%	80,00
2	Linear	PVT=	0+191,000	0,71%	405,00
	Parábola	PVC=	0+596,000	0,71%	150,00
3	Linear	PVT=	0+746,000	-1,27%	1060,00
	Parábola	PVC=	1+806,000	-1,27%	290,00
4	Linear	PVT=	2+096,000	4,00%	504,50
	Parábola	PVC=	2+600,500	4,00%	541,00
5	Linear	PVT=	3+141,500	-3,31%	381,25
	Parábola	PVC=	3+522,750	-3,31%	96,50
6	Linear	PVT=	3+619,250	-1,56%	871,75
	Parábola	PVC=	4+491,000	-1,56%	140,00
7	Linear	PVT=	4+631,000	0,98%	650,75
	Parábola	PVC=	5+281,750	0,98%	138,50
8	Linear	PVT=	5+420,250	-0,89%	516,25
	Parábola	PVC=	5+936,500	-0,89%	269,00
9	Linear	PVT=	6+205,500	4,00%	313,75
	Parábola	PVC=	6+519,250	4,00%	333,50
10	Linear	PVT=	6+852,750	-0,51%	1203,75
	Parábola	PVC=	8+056,500	-0,51%	189,00
11	Linear	PVT=	8+245,500	-3,05%	442,00
	Parábola	PVC=	8+687,500	-3,05%	207,00
12	Linear	PVT=	8+894,500	0,71%	331,50
	Parábola	PVC=	9+226,000	0,71%	330,00
	Linear	PVT=	9+556,000	-3,75%	444,00
		fim=	10+000,000	-3,75%	

4.2. CUSTO DE IMPLANTAÇÃO

4.2.1. Calculo da Terraplenagem

Com auxílio do programa computacional Bentley InRoads, foram levantados, para cada largura de canteiro central e para cada tipo de terreno, os volumes de corte e de aterro resultantes do projeto geométrico, as quantidades de bota-fora e jazida de empréstimo, e o momento de transporte envolvido na distribuição dos volumes. Com isso, pode-se chegar aos custos associados à terraplanagem, obtidos através da tabela de preços unitários (TPU) do DER/SP, base março de 2012. As tabelas Tabela 4.6 e Tabela 4.7 mostram as quantidades e custos para condição de terreno plano e ondulado, respectivamente.

Para terreno ondulado, foi adotado a presença de rocha em 30% do volume de corte total. Este valor foi baseado no projeto original, apoiado em boletins de sondagens realizados.

Em todos os casos o volume de aterro excedeu o volume de corte de primeira categoria e, portanto, necessitou-se de jazidas de empréstimo. Foi adotado que, para o preenchimento dos aterros, o volume escavado na jazida foi 1,25 vezes maior que o volume geométrico do aterro e, a posição da jazida foi considerada no ponto médio do alinhamento horizontal.

Para o caso do corte em terceira categoria, foi considerado que todo o volume foi enviado para bota-fora, no ponto médio do alinhamento, e fator de expansão de 30%.

Calculou-se o momento de transporte total através de algoritmo em planilha eletrônica baseada em programação linear, analogamente ao problema do transporte da pesquisa operacional.

As tabelas Tabela 4.6 e Tabela 4.7 mostram as quantidades calculadas para as duas condições de canteiro, bem como os custos relativos a cada item e o custo total por km em função da largura do canteiro central.

Tabela 4.6 - Quantidades de terraplenagem para terreno plano.

	Custo unitário (TPU/DER) (R\$)	Largura do canteiro (m)											
		2,61		8,00		13,00		17,00		22,00		27,00	
		Quantidade	Custo (R\$)	Quantidade	Custo (R\$)	Quantidade	Custo (R\$)	Quantidade	Custo (R\$)	Quantidade	Custo (R\$)	Quantidade	Custo (R\$)
Corte em solo (m³)	4,28	232.538,32	995.264,02	268.637,29	1.149.767,61	307.201,91	1.314.824,17	349.165,55	1.494.428,55	411.151,45	1.759.728,20	483.064,53	2.067.516,18
Corte em rocha (m³)	27,56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Aterro (m³)	2,69	290.498,90	781.442,04	360.227,88	969.013,01	411.486,46	1.106.898,57	479.218,08	1.289.096,64	527.777,23	1.419.720,74	573.928,86	1.543.868,64
Bota-fora (m³)	2,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Empréstimo (m³)	4,28	130.585,30	558.905,09	181.647,56	777.451,57	207.156,16	886.628,38	249.857,05	1.069.388,18	248.570,08	1.063.879,96	234.346,55	1.003.003,24
Momento de transporte solo (m³xkm)	1,60	730.365,08	1.168.584,13	857.462,26	1.371.939,62	964.985,41	1.543.976,65	1.099.871,48	1.759.794,37	1.295.127,06	2.072.203,30	1.521.653,26	2.434.645,22
Momento de transporte rocha (m³xkm)	3,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Total terraplenagem (10km)			3.504.195,29		4.268.171,80		4.852.327,76		5.612.707,74		6.315.532,19		7.049.033,28
Total terraplenagem por km			350.419,53		426.817,18		485.232,78		561.270,77		631.553,22		704.903,33

Tabela 4.7 - Quantidades de terraplenagem para terreno ondulado.

		Largura do canteiro (m)											
Custo unitário (TPU/DER) (R\$)		2,61		8,00		13,00		17,00		22,00		27,00	
		Quantidade	Custo (R\$)	Quantidade	Custo (R\$)	Quantidade	Custo (R\$)	Quantidade	Custo (R\$)	Quantidade	Custo (R\$)	Quantidade	Custo (R\$)
Corte em solo (m³)	4,28	1.007.265	4.311.093	1.135.334	4.859.230	1.265.034	5.414.346	1.394.714	5.969.377	1.538.902	6.586.498	1.691.585	7.239.983
Corte em rocha (m³)	27,56	431.712	11.897.974	486.599	13.410.655	542.158	14.941.861	597.735	16.473.567	659.529	18.176.625	724.965	19.980.035
Aterro (m³)	2,69	1.368.679	3.681.746	1.568.017	4.217.966	1.741.608	4.684.926	1.918.730	5.161.385	2.077.307	5.587.957	2.228.974	5.995.939
Bota-fora (m³)	2,03	561.225	1.139.287	632.578	1.284.133	704.805	1.430.754	777.055	1.577.422	857.388	1.740.498	942.454	1.913.183
Empréstimo (m³)	4,28	703.584	3.011.339	824.687	3.529.662	911.976	3.903.257	1.003.699	4.295.831	1.057.733	4.527.096	1.094.632	4.685.026
Momento de transporte solo (m³xkm)	1,60	1.822.070	2.915.312	2.233.213	3.573.141	2.399.773	3.839.637	2.636.010	4.217.616	2.908.524	4.653.638	3.197.096	5.115.353
Momento de transporte rocha (m³xkm)	3,40	1.354.972	4.606.905	1.557.374	5.295.073	1.742.121	5.923.212	1.900.796	6.462.707	2.097.303	7.130.830	2.305.389	7.838.321
Total terraplenagem (10km)			31.563.656,98		36.169.860,73		40.137.992,09		44.157.904,61		48.403.142,35		52.767.840,20
Total terraplenagem por km			3.156.365,70		3.616.986,07		4.013.799,21		4.415.790,46		4.840.314,23		5.276.784,02

A tabela abaixo mostra resumidamente os custos associados a cada largura de canteiro para as duas condições de terreno. Nota-se que para largura de canteiro de 2,16, o custo por quilômetro para terreno ondulado é 9 vezes maior se comparado ao custo para terreno plano. Esta razão diminui com o acréscimo na largura do canteiro central, sendo que, para a largura de 27 m, este valor chega a 7,5 vezes.

Tabela 4.8 - Comparação entre custo de terraplanagem para terreno ondulado e plano.

Largura do canteiro (m)	Terreno plano		Terreno ondulado		Razão (custo ondulado/ custo plano)
	Custo total (R\$)	Acréscimo em relação a largura anterior (%)	Custo total (R\$)	Acréscimo em relação a largura anterior (%)	
2,61	350.420	-	3.156.366	-	9,0
8	426.817	21,80	3.616.986	14,59	8,5
13	485.233	13,69	4.013.799	10,97	8,3
17	561.271	15,67	4.415.790	10,02	7,9
22	631.553	12,52	4.840.314	9,61	7,7
27	704.903	11,61	5.276.784	9,02	7,5

Nota-se, pelo gráfico da Figura 4.4, que o acréscimo de custo relativo a um acréscimo de largura é maior para o terreno ondulado, da ordem de 6 vezes, mas em ambos os terrenos o acréscimo é aproximadamente linear.

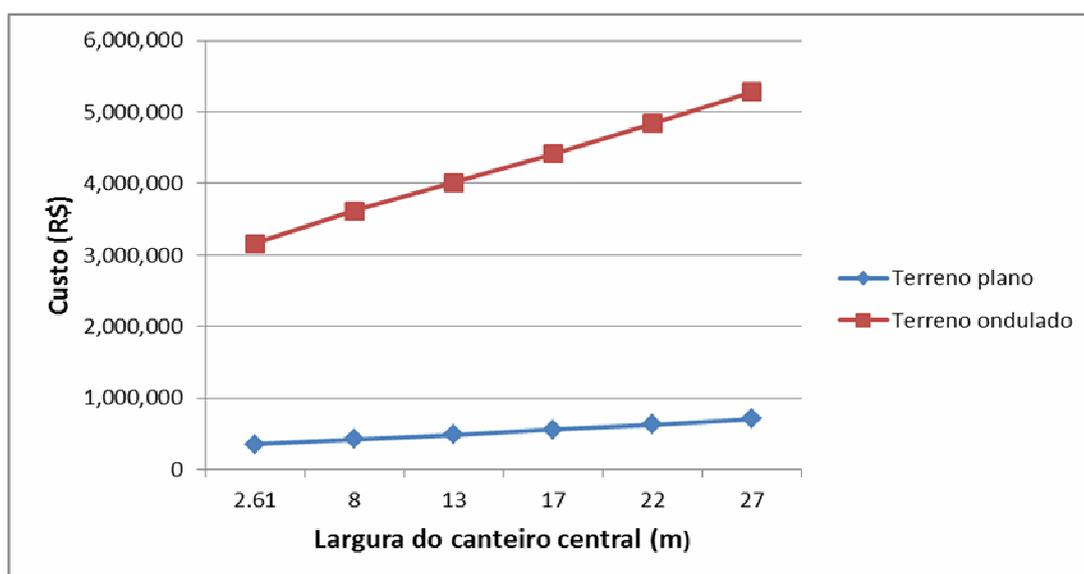


Figura 4.4 - Custo de terraplanagem

4.2.2. Pavimentação

Foi estimado, com base na TPU do DER de mar/12, o custo de implantação por quilômetro de duas pistas, cada um delas com duas faixas de rolamento de 3,50 m, um acostamento externo de 3,00 m e um refúgio de 1 m, conforme indicado nas seções típicas das figuras 4.1 à 4.3.

A figura 4-5 apresenta a estrutura de pavimento considerada para as faixas de rolamento e para os acostamentos.

CBUQ borracha		4cm
CBUQ convencional	CBUQ convencional	6cm
TSD polimérico	TSD polimérico	2cm
BGS	BGS	12cm
BGTC	BGS	17cm
Reforço do Subleito	Melhoria do Subleito	
Melhoria do Subleito		

Figura 4-5 - Estrutura de pavimento considerada para a pista de rolamento e para os acostamentos

Considerando que a diferença entre as seções típicas analisadas está no tipo e na largura do canteiro central, o custo referente a pavimentação se manteve constante nos diversos cenários.

Para a estrutura de pavimento ilustrada acima, as quantidades de materiais estimadas para o estudo de caso estão apresentadas nas tabelas a seguir.

Tabela 4.9 - Quantidades e custo da estrutura da pista principal.

Estrutura da Pista Principal							
Descrição	Unidade	Área (m ²)	Espessura (m)	DMT (km)	Quantidade	TPU DER/SP	
						Preço Unitário	Preço Total (R\$/km)
CONCRETO ASFALTICO COM ASFALTO-BORRACHA, GRADUACAO IV	m3	14.000,00	0,040	-	560,00	568,50	318.360,00
IMPRIMADURA BETUMINOSA LIGANTE	m2	14.000,00	-	-	14.000,00	1,27	17.780,00
CONC.ASF.US.QUENTE - BINDER GRAD.B C/DOP	m3	14.000,00	0,060	-	840,00	451,97	379.654,80
IMPRIMADURA BETUMINOSA LIGANTE	m2	14.000,00	-	-	14.000,00	1,27	17.780,00
TRATAMENTO SUPERFICIAL DUPLO	m3	14.000,00	0,020	-	280,00	322,60	90.328,00
IMPRIMADURA BETUMINOSA IMPERMEABILIZANTE	m2	14.000,00	-	-	14.000,00	3,37	47.180,00
SUB-BASE OU BASE BRITA GRAD. C/CIM 1%VOL	m3	14.000,00	0,120	-	1.680,00	164,14	275.755,20
SUB-BASE OU BASE BRITA GRAD. C/CIM 5%	m3	14.000,00	0,170	-	2.380,00	222,76	530.168,80
REFORCO SUB-LEITO ESCAV. SOLO ESCOLHIDO	m3	14.000,00	0,200	-	2.800,00	4,51	12.628,00
REFORCO DO SUB-LEITO - TRANSPORTE ATE 15 KM	m3*km	14.000,00	0,200	15,000	42.000,00	1,51	63.420,00
REFORCO DE SUB-LEITO COMPACTACAO 100% EI	m3	14.000,00	0,200	-	2.800,00	3,78	10.584,00
MELH/PREPARO SUB-LEITO - 100% EN	m2	14.000,00	-	-	14.000,00	1,02	14.280,00
TOTAL							1.777.918,80

Tabela 4.10 - Quantidades e custo da estrutura do acostamento.

Estrutura do Acostamento							
Descrição	Unidade	Área (m ²)	Espessura (m)	DMT (km)	Quantidade	TPU DER/SP	
						Preço Unitário	Preço Total (R\$/km)
CONC.ASF.US.QUENTE - BINDER GRAD.B C/DOP	m3	6.000,00	0,060	-	360,00	451,97	162.709,20
IMPRIMADURA BETUMINOSA LIGANTE	m2	6.000,00	-	-	6.000,00	1,27	7.620,00
TRATAMENTO SUPERFICIAL DUPLO	m3	6.000,00	0,020	-	120,00	322,60	38.712,00
IMPRIMADURA BETUMINOSA IMPERMEABILIZANTE	m2	6.000,00	-	-	6.000,00	3,37	20.220,00
SUB-BASE OU BASE BRITA GRAD. SIMPLES	m3	6.000,00	0,120	-	720,00	163,32	117.590,40
SUB-BASE OU BASE DE MACADAME SECO	m3	6.000,00	0,170	-	1.020,00	162,90	166.158,00
MELH/PREPARO SUB-LEITO - 100% EN	m2	6.000,00	-	-	6.000,00	1,02	6.120,00
						TOTAL	519.129,60

Somando-se os custos por quilômetro da pista principal e do acostamento, chega-se a um total de R\$ 2.297.048,40 por km de rodovia e constante para todas as condições de canteiro central.

4.2.3. Drenagem

Foi orçado, com base na TPU do DER de março de 2012, o sistema de drenagem estradal, considerando diferentes soluções, de acordo com a seção típica do cenário analisado.

Para a drenagem do canteiro central da seção típica da figura 4.1 com barreira dupla no canteiro central, foi considerado, nos trechos internos das curvas, canaletas de concreto com grelha junto à barreira central.

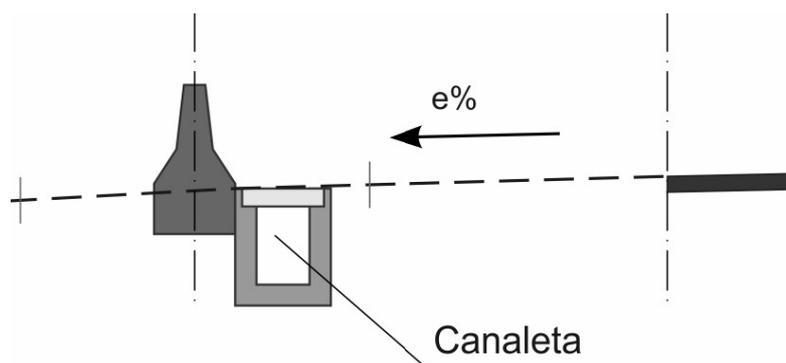


Figura 4.5 - Detalhe da canaleta junto ao pé da barreira central dupla

Nos casos em que o comprimento crítico dessa canaleta não foi atingido e o ponto de início da curva subsequente estava próximo, foi considerado canaleta contínua entre as curvas. Ao término das canaletas foi considerado bueiros de greide para o devido deságue.

Vale salientar que esse tipo de solução requer cuidados com a limpeza das grelhas, pois, se estas não estiverem limpas, poderá ocorrer a obstrução na passagem da água e gerar lâmina d'água na pista de rolamento, fato que poderá resultar em hidroplanagem.

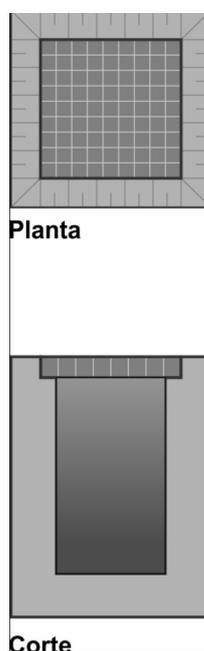


figura 4.6 - Detalhe da grelha na canaleta de drenagem

Para os trechos em curva nas seções típicas da figura 4.2, a água foi conduzida diretamente para o canteiro central. Nesse caso, foi considerado que o encaminhamento das águas até o ponto de deságue se deu através da valeta de canteiro central em grama, sendo que, para

escoamento eficaz da água e segurança viária, em todas as configurações em canteiro central gramado, foi considerado 2 m como largura de trabalho da valeta. A variação no valor total da drenagem para essas seções se deu por conta da variação da área de grama do canteiro central que foi computada no item drenagem.

A seção típica da Figura 4.3 apresenta uma combinação de barreira central com canteiro central de 8 m de largura. Essa solução foi proposta com o intuito de ser executada em duas etapas, a primeira sem a barreira central (como na figura 4.2) e a segunda, a ser implantada barreira quando houvesse um incremento no VDM que justificasse tal implantação.

Para essa solução, foi proposto um sistema de drenagem composto por uma canaleta com grelha implantada junto a base da barreira e por rasgos na base da barreira para escoamento de parte das águas para o canteiro central. Esse sistema de drenagem, além de requerer cuidados de manutenção da grama do canteiro central (roçada), ainda requer especial atenção com a limpeza dos rasgos no pé da barreira e nas grelhas das canaletas (para não impedir a passagem da água e formar lâmina d'água na pista de rolamento).

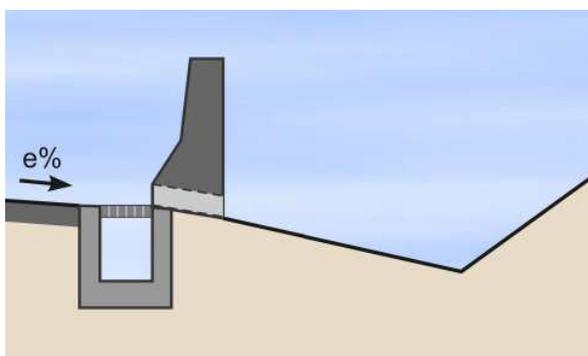


Figura 4.7 - Detalhe do "rasgo" na base da barreira

Tabela 4.11 - Custo de drenagem R\$/km

Largura do canteiro (m)	Custo de implantação da drenagem (R\$/km)	
	Terreno plano	Terreno ondulado
2,61	1.118.808,56	1.523.859,03
8 (sem barreira)	1.053.553,92	1.400.821,22
8 (com barreira)	1.164.192,30	1.570.781,23
13	1.207.611,34	1.648.716,81
17	1.232.331,34	1.673.436,81
22	1.263.231,34	1.704.336,81
27	1.294.131,34	1.735.236,81

Os custos apresentados na tabela acima consideram os dispositivos típicos de drenagem de um projeto real, tais como, valetas, sarjetas de corte, bueiros de greide e de talvegue, descidas d'água, escadas hidráulicas, drenos, caixas coletoras, galerias, boca de lobo, boca de leão e etc, quantificados tanto para terreno plano como para terreno ondulado.

4.2.4. Sinalização e segurança viária

Com base em informações de profissionais com experiência na área de sinalização e segurança viária, foi adotado o custo de R\$ 344.000,00/km para os cenários analisados, levando em consideração a presença de sinalização vertical, horizontal, pórticos, acessórios e dispositivos de proteção lateral.

Considerando que a diferença entre as seções típicas analisadas está no tipo e largura do canteiro central, é razoável supor que o custo referente a sinalização se mantém constante nos diversos cenários.

Para o caso de dispositivos de proteção central, duas situações podem ocorrer: 1) barreira dupla central, para o caso de canteiro central restrito, e 2) barreira central simples em ambos os lados do canteiro central amplo. Para estes casos, com base na TPU do DER (base mar/2012) foi considerado o custo para a implantação da barreira, conforme tabela a seguir.

Tabela 4.12 - Custo de implantação da barreira R\$/km

Largura do canteiro (m)	Custo de implantação da barreira (R\$/km)
2,61	262.790,00
8 ou mais	442.300,00

4.2.5. Obras de Arte Especiais (OAE)

Em conformidade com o verificado no projeto da rodovia real, no caso da rodovia hipotética, foi considerado, em média, 3 OAEs a cada trecho de 10 quilômetros de rodovia. Dessa forma, em um trecho de 10 quilômetros foram quantificadas 1,5 passagens inferiores (PI) e 1,5 passagens superiores (PS).

A Figura 4.8 e a Figura 4.9 ilustram, respectivamente, a seção típica da passagem superior e da passagem inferior consideradas para o cálculo do custo das estruturas. A passagem inferior consiste em uma via secundária, transversalmente à rodovia, que a transpõe sob dois viadutos paralelos à rodovia principal, um em cada pista, de comprimentos iguais independente da largura do canteiro central. A passagem superior consiste em uma via secundária que transpõe sobre a rodovia principal através de um único viaduto, de comprimento que varia de acordo com a largura do canteiro central.

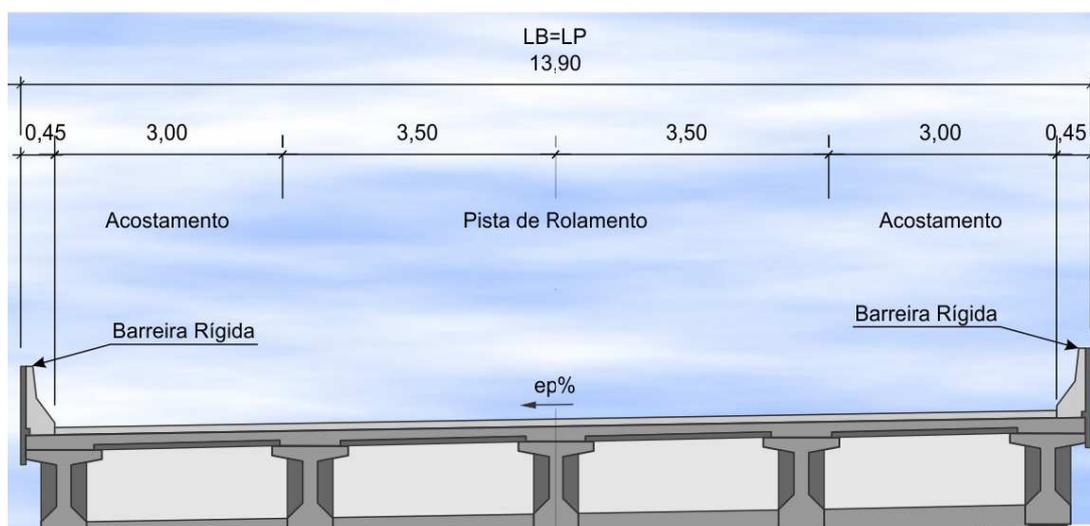


Figura 4.8 - Seção típica da passagem superior (posicionada transversalmente à rodovia).

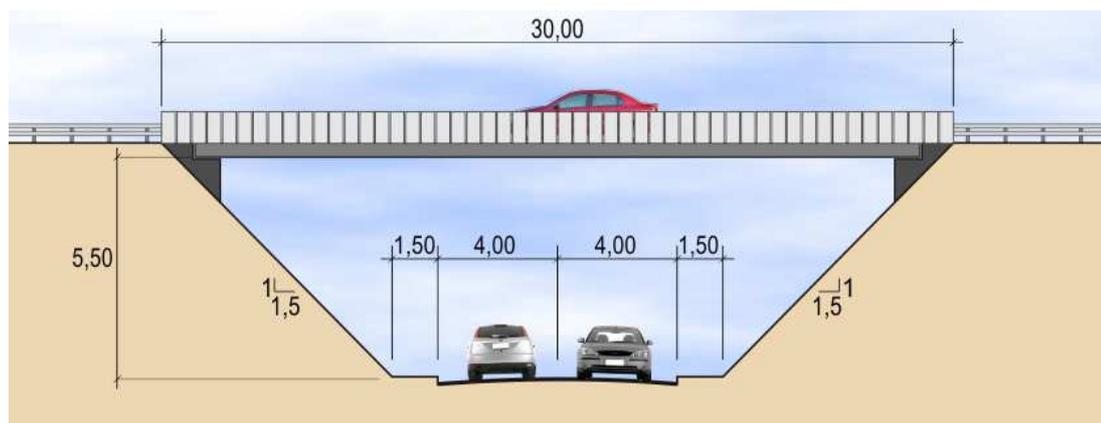


Figura 4.9 - Seção típica da passagem inferior (viaduto posicionado longitudinalmente a rodovia).

A área de estrutura calculada para seção típica da passagem inferior foi de aproximadamente 620 m², considerando dois viadutos, e a área de estrutura considerada na seção típica da passagem superior variou de acordo com a largura do canteiro central, conforme indicado na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 - Áreas de estrutura das passagens superiores.

Largura do canteiro central (m)	Área da PS (m ²)
2,61	564
8	639
13	709
17	765
22	834
27	904

Considerou-se como custo médio para a implantação de OAE R\$ 5.000/m², baseado em projetos reais e experiência de profissionais da área. Portanto, o custo de implantação da OAE no caso da PI se manteve constante para os diferentes cenários analisados, porém o custo de implantação da PS variou em função da extensão da OAE decorrente da variação da largura empregada para o canteiro central. A Tabela 4.14 apresenta os valores de implantação de OAEs, por km, considerando a soma dos custos das PSs e das PIs.

Tabela 4.14 - Custo de implantação de OAE R\$/km

Largura do canteiro central (m)	Custo de implantação por km (R\$/km)
2,61	10.179.088
8	10.823.591
13	11.421.461
17	11.899.757
22	12.497.626
27	13.095.496

4.2.6. Desapropriação e Meio Ambiente

Conforme citado na introdução da dissertação, esse estudo não será válido nos casos em que a desapropriação e/ou restrições ambientais forem fatores preponderantes, visto que, nesses locais a restrição na faixa de domínio limitará a largura da plataforma rodoviária.

4.3. CUSTO DE MANUTENÇÃO

A Tabela 4.15 com o custo anual de manutenção de rodovia foi elaborada a partir de informações fornecidas pelo grupo CCR que possui vasta atuação no ramo de concessões rodoviárias.

Tabela 4.15 - Custo anual de manutenção do canteiro central por km de rodovia

Largura do canteiro (m)	Custo de manutenção anual (R\$/km)
2,61	15.736
8 m - Sem barreira	3.809
8 m Com barreira	15.078
13	6.984
17	9.523
22	12.698
27	15.872

Para fins de análise, utilizaremos o valor presente do gasto com manutenção, tendo como horizonte de projeto 20 anos considerando taxa anual de 6 %. A Tabela 4.16 apresenta esses valores.

Tabela 4.16 - Valor presente equivalente a 20 anos de manutenção do canteiro central, por km de rodovia

Largura do canteiro (m)	VP - Custo de manutenção em 20 anos (R\$/km)
2,61	180.491,94
8 m - Sem barreira	43.692,83
8 m Com barreira	172.946,11
13	80.103,52
17	109.232,07
22	145.642,77
27	182.053,46

4.4. RESULTADO DOS CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO E MANUTENÇÃO

A Tabela 4.17 e a Tabela 4.18 apresentam um resumo dos custos de implantação por quilômetro de rodovia de acordo com as seções típicas propostas (figuras 4-1 à 4-3) , para terreno plano e terreno ondulado respectivamente.

Tabela 4.17 - Resumo do custo de implantação em terreno plano

Largura do canteiro central (m)	2,61 m - Com barreira central dupla		8 m - Sem barreira central		8 m - Com barreira central		13 m - Sem barreira central		17 m - Sem barreira central		22 m - Sem barreira central		27 m - Sem barreira central	
	Custo (R\$/km)	% do total	Custo (R\$/km)	% do total	Custo (R\$/km)	% do total	Custo (R\$/km)	% do total	Custo (R\$/km)	% do total	Custo (R\$/km)	% do total	Custo (R\$/km)	% do total
OAE	887.459	16%	943.650	18%	943.650	16%	995.775	18%	1.037.475	18%	1.089.600	19%	1.141.725	19%
Pavimentação	2.297.048	41%	2.297.048	44%	2.297.048	39%	2.297.048	42%	2.297.048	40%	2.297.048	39%	2.297.048	38%
Terraplanagem	350.420	6%	426.817	8%	426.817	7%	485.233	9%	561.271	10%	631.553	11%	704.903	12%
Geotecnia	104.000	2%	99.357	2%	111.112	2%	104.531	2%	110.776	2%	113.645	2%	116.553	2%
Drenagem	1.118.809	20%	1.053.554	20%	1.164.192	20%	1.207.611	22%	1.232.331	22%	1.263.231	21%	1.294.131	21%
Sinalização	343.986	6%	343.986	7%	343.986	6%	343.986	6%	343.986	6%	343.986	6%	343.986	6%
Barreira Dupla	262.790	5%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Barreira Simples	-	-	-	-	442.300	7%	-	-	-	-	-	-	-	-
Manutenção	180.492	3%	43.693	1%	172.946	3%	80.104	1%	109.232	2%	145.643	2%	182.053	3%
Total	5.545.004	100%	5.208.106	100%	5.902.052	100%	5.514.288	100%	5.692.120	100%	5.884.707	100%	6.080.400	100%

Tabela 4.18 - Resumo do custo de implantação em terreno ondulado

Largura do canteiro central (m)	2,61 m - Com barreira central dupla		8 m - Sem barreira central		8 m - Com barreira central		13 m - Sem barreira central		17 m - Sem barreira central central		22 m - Sem barreira central central		27 m - Sem barreira central central	
	Custo (R\$/km)	%	Custo (R\$/km)	%	Custo (R\$/km)	%	Custo (R\$/km)	%	Custo (R\$/km)	%	Custo (R\$/km)	%	Custo (R\$/km)	%
OAE	887.459	10%	943.650	10%	943.650	10%	995.775	10%	1.037.475	10%	1.089.600	10%	1.141.725	10%
Pavimentação	2.297.048	26%	2.297.048	26%	2.297.048	24%	2.297.048	24%	2.297.048	22%	2.297.048	21%	2.297.048	20%
Terraplanagem	3.156.366	35%	3.616.986	40%	3.616.986	37%	4.013.799	41%	4.415.790	43%	4.840.314	45%	5.276.784	46%
Geotecnia	349.661	4%	354.664	4%	380.411	4%	383.392	4%	408.131	4%	429.539	4%	451.469	4%
Drenagem	1.523.859	17%	1.400.821	16%	1.570.781	16%	1.648.717	17%	1.673.437	16%	1.704.337	16%	1.735.237	15%
Sinalização	343.986	4%	343.986	4%	343.986	4%	343.986	4%	343.986	3%	343.986	3%	343.986	3%
Barreira dupla	262.790	3%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Barreira Simples	-	-	-	-	442.300	5%	-	-	-	-	-	-	-	-
Manutenção	180.492	2%	43.693		172.946	2%	80.104	1%	109.232	1%	145.643	1%	182.053	2%
Total	9.001.661	100%	9.000.848	100%	9.768.108	100%	9.762.821	100%	10.285.099	100%	10.850.467	100%	11.428.302	100%

Pelos resultados apresentados no item 4.4, pode-se inferir, no que tange a custos de implantação da rodovia, que o fator mais relevante na escolha da configuração do separador central é o tipo de terreno no qual a rodovia está inserida quando há uma ampla faixa de domínio disponível. O tipo de terreno influencia diretamente nos custos de terraplenagem e, como visto na Tabela 4.8, a razão do custo de terraplenagem para terreno ondulado e terreno plano chega a ser 9 vezes.

Ao comparar o total dos custos de implantação das seções típicas das figuras 4.1, 4.2 e 4.3 para um mesmo tipo de terreno, é possível notar que, em um terreno plano, a disciplina com maior impacto na composição do custo total é a pavimentação, que representa de 38% a 44% do valor total de implantação da rodovia, seguido do custo de drenagem (de 20% a 22%). Como o custo de pavimentação é o mesmo em todas as seções em estudo e, em um terreno plano a terraplenagem equivale em média a 8% do valor total de implantação da rodovia, um incremento na largura do canteiro não impacta significativamente no valor total de implantação da rodovia.

Já para o terreno ondulado, o item terraplenagem representa de 35% a 46% do custo total de implantação da rodovia, enquanto que a pavimentação de 20% a 26%, seguido da drenagem com variação de 15% a 17%. Portanto, neste caso, a largura do canteiro central tem maior relevância no custo total da rodovia.

Em um terreno ondulado, o acréscimo no custo ao implantar uma seção típica com canteiro central de 13 m é de 8,5% quando comparado com a implantação de uma seção típica com canteiro central de 2,61 m e barreira central dupla. Já em um terreno plano, essa diferença de custo é irrelevante.

Seguindo o mesmo raciocínio, nota-se que, para terreno plano, o menor custo de implantação entre as alternativas analisadas é o caso de canteiro central de 8 m sem barreira central, e no caso do terreno ondulado, os custos de implantação da alternativa com canteiro central de 2,61 m e barreira central dupla e da alternativa com canteiro central de 8 m sem barreira central foram praticamente os mesmos.

Em ambos os terrenos, para os canteiros centrais com larguras acima de 13 m, a diferença de custos é mais evidente, sendo que o benefício do emprego destes somente pode ser justificado pela análise da redução dos acidentes.

Onde não houver uma ampla faixa de domínio, deverá ser computado ainda o custo com a desapropriação bem como, ser verificado se há restrições ambientais para ampliação da plataforma estradal.

Além do custo de implantação e manutenção da rodovia, há fatores que envolvem a segurança viária e que devem ser considerados na ocasião da escolha do do tipo de separador central a ser empregado. Os itens 4.5 e 4.6 abordarão esses aspectos.

4.5. ESTIMATIVA DOS CUSTOS DOS ACIDENTES ENVOLVENDO O CANTEIRO CENTRAL

O custo social dos acidentes de trânsito foi estimado com base nos modelos apresentados no item 3.3. A rigor, dever-se-ia formular um modelo de previsão calibrado para as condições das rodovias brasileiras baseado, por exemplo, em boletins de ocorrência de acidentes de trânsito. Porém, como não foi possível obter tais informações, as análises basear-se-ão nos estudos e modelos apresentados anteriormente.

Apesar de os estudos que embasaram as análises serem antigos e não refletirem a realidade brasileira, o objetivo é mostrar o conceito da análise e gerar indicadores para a tomada inicial de decisão acerca do separador central a ser empregado. Dessa forma, fica como recomendação para estudos futuros a análise de modelos com dados recentes e mais fidedignos.

Para o estudo de caso serão considerados dois tipos de acidentes: 1) choque com barreira e 2) colisão frontal decorrente de atravessamento de canteiro central. No primeiro caso, somente o evento primário foi considerado, sendo que os tipos de acidentes secundários (eventuais

colisões secundárias), decorrentes do primário, não foram considerados devido à complexidade e falta de modelos matemáticos que representem tal peculiaridade.

O custo do acidente decorrentes do choque com barreira é função principalmente da frequência de saídas de pista, do afastamento lateral da proteção central e do tipo de proteção. O custo das colisões frontais é função da frequência de saídas de pista, da largura do canteiro e do volume de tráfego do sentido oposto. A frequência de saídas de pista, por sua vez, é função do VDM da rodovia. Para os cálculos, as frequências de saídas de pista utilizadas foram aqueles apresentados no gráfico da Figura 3.1. A Tabela 4.19 reproduz as frequências de saída de pista não intencionais pelo canteiro central, por ano, considerando 1 km de rodovia, obtidos do gráfico citado.

Tabela 4.19 - Frequência anual das saídas de pista pelo canteiro central (por km)

VDM	Frequência de saídas de pista por ano/km
20.000	5,5
40.000	9,5
50.000	11,5
60.000	13,5
80.000	17,5
100.000	21,5

4.5.1. Estimativa do custo dos choques com dispositivo de proteção central

Conforme visto anteriormente, através da análise do estudo de Hutchinson e Kennedy (1967), dado uma saída de pista em direção ao canteiro central, para um afastamento da barreira de 1,0 m a partir do bordo da pista de rolamento, haverá o choque com a barreira, visto que, a roda dianteira esquerda ultrapassa lateralmente a distância de 1,0 m equivalente ao refúgio.

Portanto, para o cálculo do custo dos acidentes no caso da presença de barreiras centrais, a frequência dos acidentes foi multiplicada pelo custo social unitário dos acidentes associado a um determinado índice de severidade.

O índice de severidade do choque com a barreira rígida foi extraído do apêndice A do RDG (1996). Para a determinação do SI, a AASHTO através do RDG (1996) levou em consideração a velocidade de projeto da rodovia e o tipo de obstáculo em que ocorreu a ou choque. De acordo com o RDG (1996), para a velocidade de projeto de 110km/h, o índice de severidade associado ao choque com a barreira rígida é de 4,3.

Conforme explanado no item 3.3, Mak e Sicking (2003), relacionaram o nível de danos ao índice de severidade (SI) dos acidentes (ver Tabela 3.3), sendo que Missato (2011) adaptou o trabalho de Mak e Sicking (2003) às classificações dos tipos acidentes de trânsito empregadas no Brasil (fatal, com vítima não fatal e sem vítima) e aos custos dos acidentes de trânsito publicado pelo IPEA (2006) (Tabela 3.4).

Dessa forma, a Tabela 4.20, que apresenta o valor unitário do custo social para os acidentes resultantes de choques com barreiras centrais para a velocidade de projeto de 110 km/h, teve como base a Tabela 3.5.

Tabela 4.20 - Custo social unitário dos choques com barreiras centrais.

Velocidade de projeto (km/h)	Índice de severidade (SI)	Custo Social Unitário (R\$)
110	4,3	111.689,25

Assim, a Tabela 4.21 indica o custo social anual dos acidentes decorrentes de choque com barreira central para um trecho de 1 km, em função do VDMs.

Tabela 4.21 - Custo social anual dos choques por km em uma rodovia com barreira central e velocidade de 110 km/h

VDM	Frequência de saídas de pista por km/ano	Custo social anual dos acidentes (R\$/km)
20.000	5,5	614.291
40.000	9,5	1.061.048
50.000	11,5	1.284.426
60.000	13,5	1.507.805
80.000	17,5	1.954.562
100.000	21,5	2.401.319

Para um horizonte de 20 anos, considerando uma taxa de 6% ao ano, o custo desse tipo de acidente para o VDM de 50000, por exemplo, seria:

$$AC = 1.284.426 \cdot \sum_{n=1}^{20} \frac{1}{(1+0,06)^n} = 14.732.265$$

Portanto, em um horizonte de 20 anos, considerando a barreira implantada a um afastamento lateral de 1 m do bordo da pista de rolamento, para um VDM de 50.000 e velocidade de 110 km/h, o custo gerado para a sociedade, relativo aos choques com barreiras, seria de aproximadamente 15 milhões de reais por km.

A Tabela 4.22 apresenta o valor presente, considerando um horizonte de 20 anos, dos acidentes por choque com a barreira central para outros valores de VDM.

Tabela 4.22 - Valor presente do custo social dos choques com barreira por km em uma rodovia com barreira central e velocidade de 110 km/h

VDM	VP - Custo social dos acidentes para 20 anos (R\$)
20.000	7.045.868,00
40.000	12.170.135,64
50.000	14.732.269,46
60.000	17.294.403,28
80.000	22.418.670,92
100.000	27.542.938,56

4.5.2. Estimativa dos custos das colisões frontais

Para o cálculo da estimativa do custo dos acidentes por colisões frontais foi utilizada a equação (3.8) que fornece a frequência de colisões frontais por ano por km.

Com o intuito de ilustrar a mecânica e a sequência dos cálculos da obtenção do custo dos acidentes de colisões frontais pelo emprego da equação (3.8), foi feito primeiramente o cálculo manual considerando o cenário em pista dupla com canteiro de 8 m, VDM de 50.000, velocidade do fluxo de tráfego de 110 km/h e situação de fluxo livre.

Pela Tabela 4.19, atribui-se 11,5 saídas de pista por km por ano, para um VDM de 50.000. No entanto, a equação (3.8) considera a probabilidade do veículo desgovernado atingir determinada extensão lateral, na qual encontra-se o obstáculo, no caso, o veículo que trafega no sentido oposto. Vale destacar que, conforme figura 3-4 do estudo de Hutchinson e Kennedy (1967), conforme essa extensão lateral aumenta, a probabilidade do veículo desgovernado alcançar o obstáculo diminui.

Para o cálculo da densidade de tráfego K , foi empregado o volume horário médio. Portanto, considerando a largura do canteiro central de 8 m, o cálculo da frequência de colisões na faixa da esquerda de sentido oposto para $V=110$ km/h, $A=8,85$ m (inclusive refúgio) e $Q=(50000/24)/4= 521$ veículos/h por faixa dá-se, pela equação (3.9):

$$C_{f_{esquerda}} = \frac{11,5}{1000} \cdot (25,2 \cdot P[Y \geq 8,85] + 5,14(P[Y \geq (11,15)] + P[Y \geq (12,15)])) \cdot \frac{521}{110}$$

Para o cálculo da probabilidade de extensão lateral $P[Y \geq Yd]$, foi utilizada a equação (3.1) do RDG (1996), sendo que a Tabela 4.23 apresenta os resultados dos cálculos.

Tabela 4.23 - Probabilidade de atingir a extensão lateral na faixa da esquerda do sentido oposto

Largura do canteiro	Faixa 1			
	A	P[Y>=A]	P[Y>=(A+1,8+0,5)]	P[Y>=(A+1,8+1,5)]
8	8,85	67%	52%	45%

Ao aplicar os valores da Tabela 4.23, é possível calcular a frequência de colisões frontais da seguinte maneira:

$$C_{f_{esquerda}} = \left(\frac{11,5}{1000} \cdot [25,2 \cdot 0,67 + 5,14(0,52 + 0,45)] \cdot \frac{521}{110} \right) = 1,19 \text{ colisões frontais na faixa da esquerda/ano.}$$

Para o cálculo da estimativa do custo dos acidentes por colisões frontais com veículos que trafegam na faixa da direita de sentido oposto, o procedimento é o mesmo descrito

anteriormente, no entanto, a distância lateral do obstáculo à extremidade da faixa de rolamento “A” é de 12,35 m.

Portanto, considerando a largura do canteiro central de 8 m, o cálculo da frequência de colisões na faixa da esquerda para $V=110$ km/h, $A=12,35$ m (inclusive refúgio) e $Q=(50000/24)/4= 521$ veículos/h por faixa tem-se:

$$C_{f \text{ direita}} = \frac{11,5}{1000} \cdot (25,2 \cdot P[Y \geq 12,35] + 5,14(P[Y \geq (14,65)] + P[Y \geq (15,65)])) \cdot \frac{521}{110}$$

Tabela 4.24 - Probabilidade de atingir a extensão lateral na faixa da direita do sentido oposto

Faixa 2				
Largura do canteiro	A	P[Y>=A]	P[Y>=(A+1,8+0,5)]	P[Y>=(A+1,8+1,5)]
8	8,85	44%	29%	23%

Assim,

$$C_{f \text{ direita}} = \left(\frac{11,5}{1000} \cdot [25,2 \cdot 0,44 + 5,14(0,29 + 0,23)] \right) \cdot \frac{521}{110} = 0,74 \text{ colisões frontais na faixa da direita/ano.}$$

O número total de colisões frontais anual por quilômetro é obtido pela soma de $C_{f \text{ esquerda}}$ com $C_{f \text{ direita}}$.

$$C_{f \text{ total}} = C_{f \text{ esquerda}} + C_{f \text{ direita}} = 1,94.$$

O índice de severidade associado ao acidente de colisão frontal é alto. Para a presente análise, foi considerado o índice de severidade 9. A Tabela 4.25 indica o custo social unitário associado a esse índice de severidade.

Tabela 4.25 - Custo social unitário considerado para o acidente de colisão frontal

Velocidade de projeto (km/h)	Índice de severidade (SI)	Custo Social Unitário (R\$)
110	9	449.285,49

Dessa forma, o custo social dos acidentes AC, associado a este índice, é:

$$AC_{\text{ano}} = 1,94 \times 449.285,49 = \text{R\$ } 869.828 \text{ /ano}$$

Para um horizonte de 20 anos, considerando uma taxa de 6%, o custo social seria:

$$AC = 959.407 \cdot \sum_{n=1}^{20} \frac{1}{(1 + 0,06)^n} = \text{R\$ } 9.976.854$$

Isso significa que, em um horizonte de 20 anos, na implantação de uma rodovia de pista dupla, com canteiro central de 8 m, para um VDM de 50.000 e velocidade diretriz de 110 km/h, o custo gerado para a sociedade, relativo às colisões frontais, seria aproximadamente 10 milhões de reais por km.

O mesmo princípio para determinação da frequência de colisões frontais foi empregado para canteiros de 13 m, 17 m, 22 m e 27 m. Todos os cálculos para as demais situações foram feitos através de planilhas eletrônicas, seguindo a mesma sistemática. Portanto, serão mostrados apenas os resultados finais.

As tabelas Tabela 4.26 a Tabela 4.31 mostram os custos sociais das colisões frontais em função da largura do canteiro central para cada VDM analisado. No caso na primeira linha da coluna “largura do canteiro”, a dimensão 2 m apenas representa a situação fictícia de canteiro central sem barreira, com o objetivo de ilustrar o formato e a tendência da curva dos custos dos acidentes em função da largura do canteiro central.

Tabela 4.26 - Custo social dos acidentes de colisões frontais para VDM=20.000

Largura do canteiro	faixa 1				faixa 2				Frequencia de colisões frontais faixa 1	Frequencia de colisões frontais faixa 2	Total de frequencia de colisões frontais por ano/km	Custo das colisões frontais por ano/km	Custo das colisões frontais em 20 anos
	A	P[Y>=A]	P[Y>=(A+1,8+0,5)]	P[Y>=(A+1,8+1,5)]	P[Y>=A]	P[Y>=(A+1,8+0,5)]	P[Y>=(A+1,8+1,5)]						
2	2,85	96%	88%	83%	82%	69%	62%	0,34	0,29	0,63	R\$ 282.895,12	R\$ 3.244.784,69	
8	8,85	67%	52%	45%	44%	29%	23%	0,23	0,14	0,37	R\$ 166.401,80	R\$ 1.908.615,54	
13	13,85	34%	20%	15%	14%	5%	2%	0,11	0,04	0,15	R\$ 65.577,13	R\$ 752.164,55	
17	17,85	11%	3%	1%	1%	0%	0%	0,03	0,00	0,04	R\$ 15.725,16	R\$ 180.366,33	
22	22,85	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,00	0,00	0,00	R\$ 0,00	R\$ 0,00	
27	27,85	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,00	0,00	0,00	R\$ 0,00	R\$ 0,00	

Tabela 4.27 - Custo social dos acidentes de colisões frontais para VDM=40.000

Largura do canteiro	faixa 1				faixa 2				Frequencia de colisões frontais faixa 1	Frequencia de colisões frontais faixa 2	Total de frequencia de colisões frontais por ano/km	Custo das colisões frontais por ano/km	Custo das colisões frontais em 20 anos
	A	P[Y>=A]	P[Y>=(A+1,8+0,5)]	P[Y>=(A+1,8+1,5)]	P[Y>=A]	P[Y>=(A+1,8+0,5)]	P[Y>=(A+1,8+1,5)]						
2	2,85	96%	88%	83%	82%	69%	62%	1,19	0,99	2,18	R\$ 977.274,04	R\$ 11.209.256,20	
8	8,85	67%	52%	45%	44%	29%	23%	0,79	0,49	1,28	R\$ 574.842,58	R\$ 6.593.399,13	
13	13,85	34%	20%	15%	14%	5%	2%	0,37	0,14	0,50	R\$ 226.539,19	R\$ 2.598.386,62	
17	17,85	11%	3%	1%	1%	0%	0%	0,11	0,01	0,12	R\$ 54.323,27	R\$ 623.083,68	
22	22,85	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,00	0,00	0,00	R\$ 0,00	R\$ 0,00	
27	27,85	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,00	0,00	0,00	R\$ 0,00	R\$ 0,00	

Tabela 4.28 - Custo social dos acidentes de colisões frontais para VDM=50.000

Largura do canteiro	faixa 1				faixa 2				Frequencia de colisões frontais faixa 1	Frequencia de colisões frontais faixa 2	Total de frequencia de colisões frontais por ano/km	Custo das colisões frontais por ano/km	Custo das colisões frontais em 20 anos
	A	P[Y>=A]	P[Y>= (A+1,8+0,5)]	P[Y>= (A+1,8+1,5)]	P[Y>=A]	P[Y>= (A+1,8+0,5)]	P[Y>= (A+1,8+1,5)]						
2	2,85	96%	88%	83%	82%	69%	62%	1,80	1,49	3,29	R\$ 1.478.769,92	R\$ 16.961.374,51	
8	8,85	67%	52%	45%	44%	29%	23%	1,19	0,74	1,94	R\$ 869.827,59	R\$ 9.976.853,95	
13	13,85	34%	20%	15%	14%	5%	2%	0,56	0,21	0,76	R\$ 342.789,56	R\$ 3.931.769,23	
17	17,85	11%	3%	1%	1%	0%	0%	0,17	0,01	0,18	R\$ 82.199,69	R\$ 942.823,99	
22	22,85	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,00	0,00	0,00	R\$ 0,00	R\$ 0,00	
27	27,85	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,00	0,00	0,00	R\$ 0,00	R\$ 0,00	

Tabela 4.29 - Custo social dos acidentes de colisões frontais para VDM=60.000

Largura do canteiro	faixa 1				faixa 2				Frequencia de colisões frontais faixa 1	Frequencia de colisões frontais faixa 2	Total de frequencia de colisões frontais por ano/km	Custo das colisões frontais por ano/km	Custo das colisões frontais em 20 anos
	A	P[Y>=A]	P[Y>= (A+1,8+0,5)]	P[Y>= (A+1,8+1,5)]	P[Y>=A]	P[Y>= (A+1,8+0,5)]	P[Y>= (A+1,8+1,5)]						
2	2,85	96%	88%	83%	82%	69%	62%	2,53	2,10	4,64	R\$ 2.083.136,76	R\$ 23.893.414,53	
8	8,85	67%	52%	45%	44%	29%	23%	1,68	1,04	2,73	R\$ 1.225.322,35	R\$ 14.054.350,78	
13	13,85	34%	20%	15%	14%	5%	2%	0,78	0,29	1,07	R\$ 482.886,16	R\$ 5.538.666,23	
17	17,85	11%	3%	1%	1%	0%	0%	0,24	0,02	0,26	R\$ 115.794,35	R\$ 1.328.152,05	
22	22,85	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,00	0,00	0,00	R\$ 0,00	R\$ 0,00	
27	27,85	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,00	0,00	0,00	R\$ 0,00	R\$ 0,00	

Tabela 4.30 - Custo social dos acidentes de colisões frontais para VDM=80.000

Largura do canteiro	faixa 1			faixa 2			Frequencia de colisões frontais faixa 1	Frequencia de colisões frontais faixa 2	Total de frequencia de colisões frontais por ano/km	Custo das colisões frontais por ano/km	Custo das colisões frontais em 20 anos	
	A	P[Y>=A]	P[Y>= (A+1,8+0,5)]	P[Y>= (A+1,8+1,5)]	P[Y>=A]	P[Y>= (A+1,8+0,5)]						P[Y>= (A+1,8+1,5)]
2	2,85	96%	88%	83%	82%	69%	62%	4,38	3,63	8,01	R\$ 3.600.483,29	R\$ 41.297.259,68
8	8,85	67%	52%	45%	44%	29%	23%	2,91	1,81	4,71	R\$ 2.117.841,09	R\$ 24.291.470,48
13	13,85	34%	20%	15%	14%	5%	2%	1,36	0,50	1,86	R\$ 834.618,06	R\$ 9.573.003,35
17	17,85	11%	3%	1%	1%	0%	0%	0,41	0,03	0,45	R\$ 200.138,38	R\$ 2.295.571,45
22	22,85	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,00	0,00	0,00	R\$ 0,00	R\$ 0,00
27	27,85	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,00	0,00	0,00	R\$ 0,00	R\$ 0,00

Tabela 4.31 - Custo social dos acidentes de colisões frontais para VDM=100.000

Largura do canteiro	faixa 1			faixa 2			Frequencia de colisões frontais faixa 1	Frequencia de colisões frontais faixa 2	Total de frequencia de colisões frontais por ano/km	Custo das colisões frontais por ano/km	Custo das colisões frontais em 20 anos	
	A	P[Y>=A]	P[Y>= (A+1,8+0,5)]	P[Y>= (A+1,8+1,5)]	P[Y>=A]	P[Y>= (A+1,8+0,5)]						P[Y>= (A+1,8+1,5)]
2	2,85	96%	88%	83%	82%	69%	62%	6,73	5,58	12,31	R\$ 5.529.313,62	R\$ 63.420.791,65
8	8,85	67%	52%	45%	44%	29%	23%	4,47	2,77	7,24	R\$ 3.252.398,82	R\$ 37.304.758,23
13	13,85	34%	20%	15%	14%	5%	2%	2,08	0,77	2,85	R\$ 1.281.734,87	R\$ 14.701.398,01
17	17,85	11%	3%	1%	1%	0%	0%	0,63	0,05	0,68	R\$ 307.355,37	R\$ 3.525.341,87
22	22,85	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,00	0,00	0,00	R\$ 0,00	R\$ 0,00
27	27,85	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0,00	0,00	0,00	R\$ 0,00	R\$ 0,00

4.5.3. Resultado dos custos dos acidentes

Tabela 4.32 - Resumo dos custos dos acidentes (choques com barreira e colisões frontais).

Largura do canteiro (m)	VDM					
	20000	40000	50000	60000	80000	100000
Custo social dos acidentes (R\$)						
canteiro com barreira a 1 m	7.045.868	12.170.136	14.732.269	17.294.403	22.418.671	27.542.939
2	3.244.785	11.209.256	16.961.375	23.893.415	41.297.260	63.420.792
8	1.908.616	6.593.399	9.976.854	14.054.351	24.291.470	37.304.758
13	752.165	2.598.387	3.931.769	5.538.666	9.573.003	14.701.398
17	180.366	623.084	942.824	1.328.152	2.295.571	3.525.342
22	0	0	0	0	0	0
27	0	0	0	0	0	0

Ao comparar a situação de canteiro central com largura de 2 m e a situação de pista dupla com separação por barreira central, nota-se que o custo da segunda configuração é maior para VDMs 20000 e 40000, no entanto, essa situação se inverte para VDMs iguais ou superiores a 50000. Isso pode ser explicado pela posição da barreira em relação à pista, isto é, devido à proximidade da barreira, a quantidade de acidentes é maior. Como sabido, os dispositivos de proteção central (ou mesmo a proteção lateral) não eliminam os acidentes, podendo inclusive aumentar a frequência, porém tendem a reduzir a gravidade das consequências dos acidentes.

Conforme o VDM aumenta (valores maiores ou iguais a 50000), a massa de exposição ao risco aumenta, fazendo crescer o número de colisões frontais. Logicamente, o número de choques também aumenta, porém, sendo a gravidade da colisão frontal maior (SI 9 contra 4,3), o custo gerado por este evento cresce rapidamente, chegando a ser praticamente o dobro no caso de VDM igual a 100000.

Para canteiros centrais de 13 m ou mais, o custo dos acidentes é menor que o da opção por barreiras centrais, independente do VDM, pois apesar da colisão frontal ser mais severa, a probabilidade de um veículo atravessar o canteiro central cai drasticamente para estas larguras.

O gráfico da Figura 4.10 ilustra a relação entre os custos sociais dos acidentes de colisão frontal para um horizonte de 20 anos com a largura do canteiro central para os VDMs considerados no estudo.

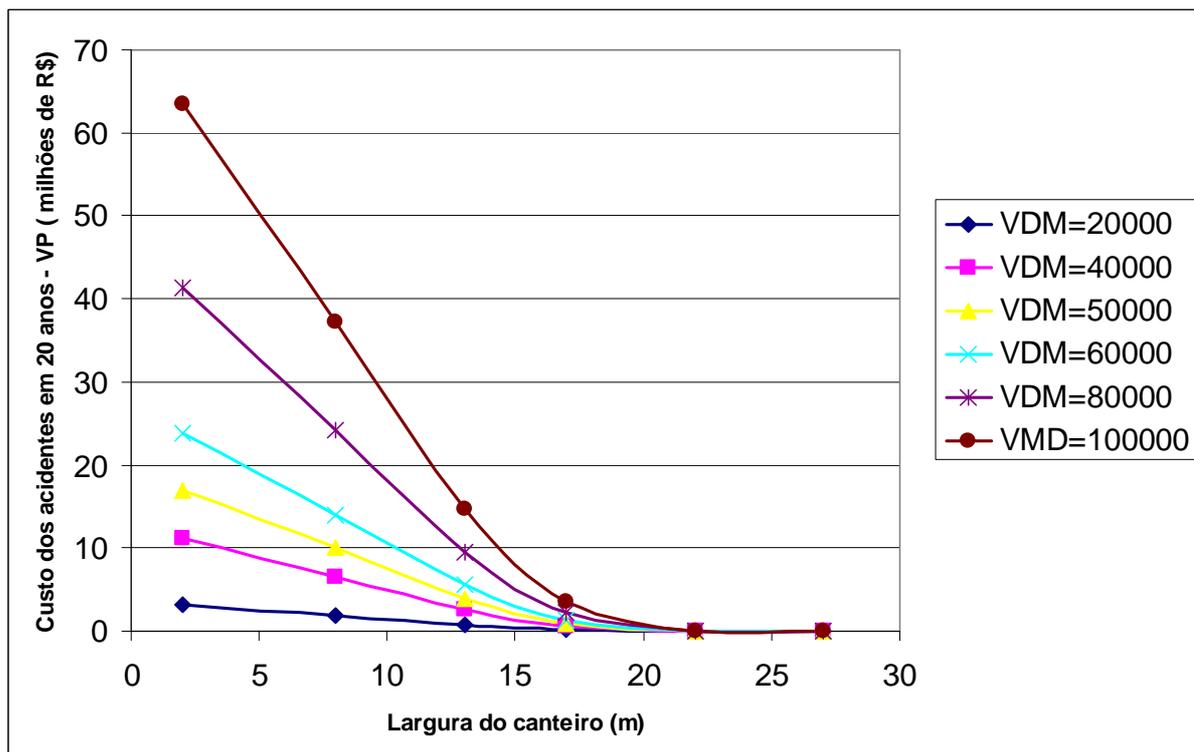


Figura 4.10 - Custo dos acidentes x Largura do canteiro central.

Nota-se, ao observar o gráfico da Figura 4.10, que para qualquer valor de VDM, o custo associado aos acidentes diminui abruptamente em função da largura do canteiro central até os 13 m e, depois deste valor, a diminuição é mais amena, chegando a ser nulo para canteiros com largura de 22 m e 27 m. Isto é resultado da característica do modelo de probabilidade de extensão lateral adotado para a estimativa dos acidentes da equação (3.1), que incorpora a tentativa de frenagem do motorista.

Cabe salientar que o custo de acidentes independe do tipo de terreno. Em geral, terrenos ondulados possuem um maior número de curvas com raios menores, porém não foi o caso da rodovia hipotética estudada. Curvas com raios menores, intuitivamente, são locais que possuem maiores frequências de saídas de pista, assim como locais em rampas descendentes acentuadas. Um estudo sobre o assunto pode ser encontrado em Wright e Robertson (1975).

Ao analisar as larguras de canteiro central, por exemplo, 8 m, percebe-se que o custo dos acidentes associados às colisões frontais aumenta repentinamente conforme o VDM aumenta.

Este aumento de custo, em função do VDM, torna-se menos repentino conforme se aumenta a largura do canteiro central.

O item 4.7A fará, por meio de uma análise custo benefício incremental, a comparação entre os custos dos acidentes e os custos de implantação e manutenção de cada configuração de canteiro central. Essa análise auxiliará na decisão acerca de qual configuração central utilizar.

4.6. AVALIAÇÃO DA DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE DE PARADA

Conforme abordado no item 3.4, podem ocorrer obstruções visuais nos casos em que não há afastamento apropriado das barreiras centrais em relação ao bordo da faixa de rolamento.

O presente tópico analisará o projeto da rodovia hipotética com relação ao atendimento à distância de visibilidade de parada (DVP).

Considerando um tempo de reação do motorista de 2,5 segundos, desaceleração de $3,4 \text{ m/s}^2$, a distância de visibilidade de parada necessária para a velocidade de 110km/h é de 215 m.

A tabela 4.33 e a tabela 4.34 indicam os valores mínimos de afastamento lateral necessário para não ocorrer obstrução visual, respectivamente, nos trechos em terreno plano e em terreno ondulado da rodovia hipotética em análise. Esses valores foram obtidos pela aplicação da equação (3.9).

Tabela 4.33 - Afastamento lateral necessário terreno plano

Curva Horizontal	Comprimento (m)	Raio (m)*	Afastamento necessário (m)
1	346,95	700	6,46
2	741,87	-1200	3,02
3	366,68	650	7,09
4	82,00	-700	6,46
5	63,82	800	5,43
6	264,48	600	7,83
7	374,17	-530	9,09
8	333,30	505	9,62
9	417,77	650	7,09

* Valores negativos de raios indicam curva à esquerda, e positivos, curvas à direita.

Tabela 4.34 - Afastamento lateral necessário terreno ondulado

Curva Horizontal	Comprimento (m)	Raio (m)*	Afastamento (m)
1	207,48	505	9,62
2	385,73	600	7,83
3	105,13	-600	7,83
4	858,14	1120	3,37
5	111,93	-900	4,63
6	451,90	800	5,43
7	220,02	-600	7,83
8	314,96	1050	3,71
9	915,31	-950	4,29

* Valores negativos de raios indicam curva à esquerda, e positivos, curvas à direita.

No entanto, de acordo com a NBR 14885:2004, “deve ser observada uma distância livre entre a borda da barreira e a linha demarcatória da borda da faixa de rolamento de no mínimo 1 m e no máximo 3,6 m”.

Portanto, a adoção do afastamento lateral necessário calculado para os trechos em terreno plano e ondulado é impraticável na maioria das curvas.

Dessa forma, as soluções propostas para sanar o problema da obstrução visual na rodovia hipotética estudada são:

- Reduzir a velocidade regulamentada da rodovia e adotar o afastamento lateral necessário, ou,
- Iluminar a rodovia.

A Tabela 4.35 e a Tabela 4.36 apresentam o afastamento lateral necessário para atender a DVP para a velocidade de 90 km/h.

Para essa velocidade, somente o valor do afastamento lateral da curva 8 para o terreno plano e da curva 1 para o terreno ondulado, ultrapassam a distância livre máxima entre a barreira e a borda da pista de rolamento determinada pela NBR 14885:2004.

Dessa forma, foi proposto mais uma redução de velocidade somente na região dessas curvas para 80km/h. Com isso, o afastamento lateral necessário para a curva 8 do terreno plano e para a curva 1 do terreno ondulado passou a ser 2,31 m.

Tabela 4.35 – Área adicional em função da adoção do afastamento lateral necessário terreno plano; velocidade de 90 km/h

Curva Horizontal	Comprimento (m)	Raio (m)*	Afastamento necessário (m)	Área adicional (m ²)
1	346,95	700	2,51	667,94
2	741,87	-1200	0,72	0,00
3	366,68	650	2,84	859,72
4	82,00	-700	2,51	267,51
5	63,82	800	1,97	149,71
6	264,48	600	3,23	823,22
7	374,17	-530	3,89	1384,74
8	333,30	505	4,17 (**)	576,02 (**)
9	417,77	650	2,84	186,06

**Na curva 8, foi considerado a área adicional de pavimento considerando o afastamento lateral de 2,31 m.

* Valores negativos de raios indicam curva à esquerda, e positivos, curvas à direita.

Tabela 4.36 - Área adicional em função da adoção do afastamento lateral necessário terreno ondulado; velocidade de 90 km/h

Curva Horizontal	Comprimento (m)	Raio (m)*	Afastamento (m)	Área adicional (m²)
1	207,48	505	4,17 (**)	410,66 (**)
2	385,73	600	3,23	1093,36
3	105,13	-600	3,23	468,18
4	858,14	1120	0,90	0,00
5	111,93	-900	1,55	100,91
6	451,90	800	1,97	527,45
7	220,02	-600	3,23	724,15
8	314,96	1050	1,08	29,59
9	915,31	-950	1,38	376,50

**Na curva 1, foi considerado a área adicional de pavimento considerando o afastamento lateral de 2,31 m.

* Valores negativos de raios indicam curva à esquerda, e positivos, curvas à direita.

A coluna “Área adicional (m²)” informa qual a área adicional de plataforma viária após a adoção do afastamento lateral.

A adoção do afastamento lateral necessário equivaleria ao custo adicional de pavimentação por km de rodovia, considerando o emprego da mesma estrutura de pavimento do acostamento, de R\$ 49.564,10 para o terreno plano e de R\$ 32.279,47 para terreno ondulado.

Conforme citado acima, caso a escolha seja por manter a velocidade da rodovia em 110 km/h, a solução possível para o problema da obstrução visual é a iluminação do trecho viário.

Para iluminação da rodovia hipotética foi considerado o custo de R\$ 715.000/km. Esse valor foi obtido junto à projetista da rodovia Rodoanel Norte, em São Paulo, que possuía trechos iluminados em viadutos. Apesar de esse valor ter sido baseado em dados de uma rodovia com padrão mais elevado, com 3 a 4 faixas de tráfego por sentido, ele foi adotado sem contestação, visto que, não impacta significativamente no custo total de implantação da rodovia.

Portanto, a Tabela 4.37 e a Tabela 4.38 apresentam o custo de implantação da rodovia considerando a adoção do afastamento lateral necessário e a Tabela 4.39 e Tabela 4.40, apresentam o custo de implantação estimado da rodovia com iluminação.

Tabela 4.37- Custo de implantação com a adoção do afastamento lateral terreno plano - velocidade 90 km/h

Largura do canteiro central (m)	2,61 m - Com barreira central dupla		8 m – Com barreira central	
	Custo (R\$/km)	% do total	Custo (R\$/km)	% do total
OAE	887.459	16%	943.650	16%
Pavimentação	2.346.612	42%	2.346.612	39%
Terraplanagem	350.420	6%	426.817	7%
Geotecnia	104.000	2%	111.112	2%
Drenagem	1.118.809	20%	1.164.192	20%
Sinalização	343.986	6%	343.986	6%
Barreira Dupla	262.790	5%	-	-
Barreira Simples	-	-	442.300	7%
Manutenção	180.492	3%	172.946	3%
Total	5.594.568	100%	5.951.616	100%

Tabela 4.38 – Custo de implantação para afastamento lateral no terreno ondulado - velocidade 90 km/h

Largura do canteiro central (m)	2,61 m - Com barreira central dupla		8 m – Com barreira central	
	Custo (R\$/km)	%	Custo (R\$/km)	%
OAE	887.459	10%	943.650	10%
Pavimentação	2.329.327	26%	2.329.327	24%
Terraplanagem	3.156.366	35%	3.616.986	37%
Geotecnia	349.661	4%	380.411	4%
Drenagem	1.523.859	17%	1.570.781	16%
Sinalização	343.986	4%	343.986	4%
Barreira dupla	262.790	3%	-	-
Barreira Simples	-	-	442.300	5%
Manutenção	180.492	2%	172.946	2%
Total	9.033.940	100%	9.800.387	100%

Tabela 4.39 - Custo de implantação com iluminação - terreno plano - velocidade 110 km/h

Largura do canteiro central (m)	2,61 m - Com barreira central dupla		8 m - Com barreira central	
	Custo (R\$/km)	% do total	Custo (R\$/km)	% do total
OAE	887.459	14%	943.650	14%
Pavimentação	2.297.048	37%	2.297.048	35%
Terraplanagem	350.420	6%	426.817	6%
Geotecnia	104.000	2%	111.112	2%
Drenagem	1.118.809	18%	1.164.192	18%
Sinalização	343.986	5%	343.986	5%
Barreira Dupla	262.790	4%	-	-
Barreira Simples	-	-	442.300	7%
Manutenção	180.492	3%	172.946	3%
Iluminação	715.000	11%	715.000	11%
Total	6.260.004	100%	6.617.052	100%

Tabela 4.40 - Custo de implantação com iluminação - terreno ondulado - velocidade 110 km/h

Largura do canteiro central (m)	2,61 m - Com barreira central dupla		8 m - Com barreira central	
	Custo (R\$/km)	%	Custo (R\$/km)	%
OAE	887.459	9%	943.650	9%
Pavimentação	2.297.048	24%	2.297.048	22%
Terraplanagem	3.156.366	32%	3.616.986	35%
Geotecnia	349.661	4%	380.411	4%
Drenagem	1.523.859	16%	1.570.781	15%
Sinalização	343.986	4%	343.986	3%
Barreira dupla	262.790	3%	-	-
Barreira Simples	-	-	442.300	4%
Manutenção	180.492	2%	172.946	2%
Iluminação	715.000	7%	715.000	7%
Total	9.716.661	100%	10.483.108	100%

4.7. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Neste item serão avaliados os custos de implantação e manutenção em conjunto com os custos sociais dos acidentes associados às diversas características do canteiro central, avaliando também o impacto na distancia de visibilidade disponível na rodovia.

A comparação entre as diversas configurações de canteiro central basear-se-á em análise benefício / custo incremental, onde o custo está associado ao custo de implantação e manutenção da rodovia, e o benefício é definido em termos de redução do custo de acidentes de trânsito para a sociedade. Assim, a relação benefício/custo é dada pela seguinte equação:

$$B/C_{(2-1)} = \frac{(AC_1 - AC_2)}{(DC_2 - DC_1)} \quad (4.1)$$

Onde:

$B/C_{(2-1)}$: taxa incremental beneficio/custo na comparação da alternativa 2 com a alternativa 1.

AC_1, AC_2 : custo social associado aos acidentes das alternativas 1 e 2.

DC_1, DC_2 : custo direto das alternativas 1 e 2.

Nota-se que, no numerador da equação 4.1, o custo dos acidentes para alternativa 1 é subtraída pelo custo dos acidentes para a alternativa 2 e não o contrário, pois espera-se que a alternativa base (no caso a alternativa 1) tenha um custo de acidente maior. Já o denominador, a subtração é inversa, pois se espera que a alternativa 2 seja mais cara do que a alternativa base. Desta forma, a relação B/C sempre daria positivo, mas obviamente, nem sempre isso acontece. Pode acontecer de haver uma alternativa de maior custo de implantação que a alternativa base e ainda, que gere mais acidentes do que a alternativa base. Neste caso, a relação B/C daria negativo, o que demonstra que a alternativa base é melhor que a alternativa

proposta. Da mesma forma, relações B/C menores que 1 não são aceitáveis, visto que o acréscimo do benefício não supera o acréscimo dos custos.

Por outro lado, pode acontecer da alternativa 2 ser mais barata que a alternativa base, o que levaria o denominador a ser negativo, e ainda, a alternativa 2 possuir um custo de acidentes menor que o da alternativa base, resultando em numerador positivo e relação B/C negativo. Seria um equívoco, neste caso, descartar a alternativa 2. Portanto, para evitar tomadas de decisão equivocadas, nas análises seguintes serão ordenadas as alternativas segundo no sentido crescente de custo de implantação e manutenção.

A Tabela 4.41 abaixo mostra os valores obtidos da relação benefício/custo para um cenário em terreno ondulado e VDM igual a 20.000. Cada alternativa de canteiro central é comparada uma a uma para a decisão de qual configuração seria melhor para este cenário.

Por exemplo, para o cenário representado na Tabela 4.41, inicia-se a comparação entre as duas alternativas mais baratas em termos de custo de implantação e manutenção. Assim, a segunda alternativa mais barata, no caso o canteiro central com 8 m sem barreira, é comparada com a primeira alternativa mais barata, no caso, canteiro central de 2 m sem barreira, e obtém-se um B/C igual a 3,02, o que significa dizer que o canteiro de 8 m é melhor que o de 2 m. Portanto, descarta-se o canteiro de 2 m sem barreira. Depois, compara-se a alternativa de pista dupla com barreira central com a alternativa de canteiro com 8 m, chegando-se ao B/C igual a -6318,88, o que significa que a alternativa com barreira central não é melhor do que a de canteiro com 8 m. Portanto, descarta-se a alternativa “2,61 com barreira a 1 m” e mantém-se a de canteiro com 8 m de largura. Compara-se agora canteiro de 8 m com canteiro de 13 m, o que dá B/C igual a 1,52. Neste caso, a alternativa de canteiro com 13 m é melhor que a de 8 m e, desta forma, descarta-se a de 8 m. Na seqüência, compara-se a alternativa de canteiro de 13 m com a de 8 m com barreira, o que resulta em B/C igual a -1190,42, descartando-se a alternativa “8 m com barreira”. Compara-se a alternativa de 13 m com a de 17 m, o que dá B/C igual a 1,09, descartando-se a alternativa de 13 m e ficando com a de 17 m. Por fim, compara-se a alternativa de 17 m com a de 22 m, o que resulta em B/C menor que 1. Portanto, mantém-se a alternativa de canteiro com 17 m. Pode-se ver que, na comparação do canteiro de 27 m com a de 17 m, esta última deve ser escolhida.

Neste exemplo, na comparação da alternativa de 13 m com a de 17 m aceitou-se a alternativa 17 m, embora a relação B/C seja muito próximo de 1. O tomador de decisão, no entanto, poderia adotar como critério de exclusão um patamar mínimo de relação B/C, como por exemplo, 1,5 ou 2,0. Neste caso, a alternativa escolhida seria o canteiro de 13 m. Além disso, como foi visto, os modelos de previsão de acidentes possuem aspectos que devem ser melhor desenvolvidos e dependendo da sensibilidade do resultado em relação as variáveis do modelo utilizado, a relação B/C entre a alternativa 13 m e 17 m, poderá ser um valor menor do que 1 ou até mesmo maior que 3, por exemplo.

Tabela 4.41 - Valores obtidos de B/C para terreno ondulado e VDM igual a 20.000.

Terreno Ondulado								
VDM = 20000								
Largura do canteiro (m)	2 m sem barreira	8	2,61 m com barreira a 1 m	13	8 m com barreira a 1 m	17	22	27
2 m sem barreira	1,00	3,02	-8,57	2,07	-3,14	1,77	1,42	1,13
8	-	1,00	-6318,88	1,52	-6,70	1,35	1,03	0,79
2,61 m com barreira a 1 m	-	-	1,00	8,27	0,00	5,35	3,81	2,90
13	-	-	-	1,00	-1190,41	1,09	0,69	0,45
8 m com barreira a 1 m	-	-	-	-	1,00	13,28	6,51	4,24
17	-	-	-	-	-	1,00	0,32	0,16
22	-	-	-	-	-	-	1,00	0,00
27	-	-	-	-	-	-	-	1,00

Em suma, para VDM de 20.000 em terreno ondulado, o melhor separador físico central é o canteiro com 17 m de largura.

A seguir são apresentadas as demais tabelas com os valores de B/C para cada VDM e para cada tipo de terreno. Ao final, é apresentada a tabela resumo que fornece a decisão do separador físico central mais apropriado para cada cenário.

Tabela 4.52 - Valores obtidos de B/C para terreno plano e VDM igual a 100.000

Terreno Plano VDM = 100000								
Largura do canteiro (m)	2 m sem barreira	8	13	2,61 m com barreira a 1 m	17	22	8 m com barreira a 1 m	27
2 m sem barreira	1,00	245,49	118,09	80,94	101,45	81,00	44,83	64,80
8	-	1,00	73,82	28,98	69,79	55,14	14,07	42,77
13	-	-	1,00	-418,07	62,85	39,69	-33,12	25,97
2,61 m com barreira a 1 m	-	-	-	1,00	163,26	81,08	0,00	51,44
17	-	-	-	-	1,00	18,31	-114,41	9,08
22	-	-	-	-	-	1,00	-1587,95	0,00
8 m com barreira a 1 m	-	-	-	-	-	-	1,00	154,43
27	-	-	-	-	-	-	-	1,00

Tabela 4.53 - Separador físico central indicado pelas matrizes benefício/custo

VDM	Terreno	
	Plano	Ondulado
	Separador físico central indicado	
20000	Canteiro central 17 m	Canteiro central 17 m
40000	Canteiro central 22 m	Canteiro central 22 m
50000	Canteiro central 22 m	Canteiro central 22 m
60000	Canteiro central 22 m	Canteiro central 22 m
80000	Canteiro central 22 m	Canteiro central 22 m
100000	Canteiro central 22 m	Canteiro central 22 m

Como pode ser visto na Tabela 4.53, tanto em terreno plano como em terreno ondulado, as matrizes de decisão indicaram a adoção de canteiro central com largura de 17 m para VDM de 20000 e largura de 22 m para os demais VDMs analisados. Essa indicação está coerente com os estudos americanos recentes que recomendam a adoção de canteiros centrais com larguras superiores a 18 m conforme visto no capítulo 3. Entretanto, vale lembrar que os resultados são dependentes dos modelos de previsão dos acidentes adotados no estudo e, como foi dito,

possuem aspectos discutíveis que podem influenciar os resultados dependendo da sensibilidade de cada variável do modelo. Não se pode, portanto, tomar estes resultados como verdades absolutas e sim, apenas aplicar o conceito de análise para a tomada de decisão.

5. CONCLUSÕES

Serão apresentadas nesse item as conclusões obtidas pela análise da revisão bibliográfica e pelo estudo de caso de uma rodovia hipotética.

Da análise das características dos acidentes envolvendo saídas de pista pelo canteiro central, viu-se que, teoricamente, quanto maior o afastamento do dispositivo de proteção central em relação à faixa de rolamento, menor é a frequência de choques com o dispositivo. Além disso, um maior afastamento proporciona maior distância de visibilidade disponível na rodovia, e como foi mostrado no item 3.4, para rodovias com velocidades elevadas e raios mínimos calculados a partir da expressão de equilíbrio de superelevação, concluiu-se que a imposição pela ABNT de um afastamento máximo da barreira de concreto traz dificuldades para atender aos critérios de DVP para raios próximos ao mínimo em rodovias já implantadas.

Outro aspecto não encontrado explicitamente nos manuais diz respeito à necessidade ou não da região entre a proteção central e a pista ser pavimentada. No caso do RDG (2011) que sugere a locação da proteção no centro do canteiro central (desde que este seja suave), se a largura do canteiro for suficientemente grande, poder-se-ia, por exemplo, adotar defesa metálica sobre terreno gramado.

No capítulo 3, verificou-se, através do estudo de Foody e Culp (1974), que os canteiros centrais rebaixados parecem ser melhores em termos de segurança se comparados com os elevados. Ainda em termos de segurança, concluiu-se, pela revisão bibliográfica, que os manuais nacionais e internacionais são unânimes em afirmar que o canteiro central deveria possuir a maior largura possível. O estudo das características dos acidentes com saídas de pista realizado por Hutchinson e Kennedy (1967) demonstrou que a probabilidade de um veículo desgovernado atingir determinado afastamento lateral decresce com este afastamento, o que justificaria a adoção de canteiros centrais amplos.

Ainda no capítulo 3, na revisão dos critérios adotados em diversos estados americanos, notou-se uma forte tendência de se adotar larguras de canteiro central maiores, superiores a 18 m, baseados em estudos recentes sobre acidentes por atravessamento de canteiro central naqueles estados.

Com o objetivo de mensurar os benefícios da adoção do separador físico central, foi apresentado um modelo de previsão de acidentes originalmente proposto para choques com obstáculos fixos decorrentes de saídas de pista. No entanto, no presente trabalho, utilizou-se um artifício para a estimativa das colisões frontais fazendo uma analogia dos veículos de sentido oposto como sendo diversos obstáculos iguais em número equivalente à densidade de tráfego $K=Q/V$. Para a severidade da colisão frontal, estimou-se um valor de SI elevado, dadas as condições de impacto associada a tal evento.

O modelo de previsão de acidentes talvez seja o ponto mais delicado desta dissertação. Como foi dito, dever-se-ia formular um modelo de previsão calibrado para as condições das rodovias brasileiras, baseado em dados reais e recentes de acidentes de trânsito. Porém, estas informações infelizmente são de difícil obtenção e as análises basearam-se em estudos e modelos antigos e em condições potencialmente diferentes das que se tem no Brasil. Além disso, os próprios modelos utilizados possuem certas deficiências. Por exemplo, a taxa de saídas de pista adotada, não difere seções em tangente das seções em curvas horizontais (ou greides acentuados dos suaves). Ainda, no estudo de Hutchinson e Kennedy (1967) poucos dados de saídas de pista foram obtidos para VDMs elevados (maiores que 50.000) e uma relação linear foi utilizada para estimar as saídas para estas condições. Outro exemplo de incerteza está na utilização do SI, que é a ponderação de 0 a 10 das consequências dos choques com determinado obstáculo fixo, baseados no julgamento de especialistas da área de segurança. Os valores dos custos dos acidentes fatais e com vítimas não fatais também são discutíveis.

Devido à natureza e à complexidade da dinâmica dos acidentes e da obtenção de dados suficientes para o refinamento de todos os aspectos relacionados nos modelos de previsão de acidentes, torna-se difícil a criação de modelos fidedignos e perfeitos. Tendo isso em mente, o objetivo do trabalho foi discutir conceitos para a análise custo-benefício do separador físico central e iniciar um processo evolutivo de criação de uma ferramenta para a tomada de

decisão acerca da configuração do canteiro central. Fica, portanto, a sugestão para a futura elaboração de estudos que possam suprir as deficiências dos modelos de previsão aplicados neste trabalho.

No capítulo 4 foi apresentado um estudo de caso hipotético, baseado em projeto real de rodovia de pista dupla, no qual foram estimados os custos de implantação e manutenção da rodovia em terrenos planos e ondulados, com a finalidade de se avaliar diferentes separadores físicos centrais (largura de canteiro central e utilização de dispositivos de proteção central). Assim, foram simulados os custos de implantação para canteiros centrais de larguras 2 m, 8 m, 13 m, 17 m, 22 m e 27 m, sendo que os dois primeiros ainda foram simulados com a presença de barreiras centrais.

Com relação aos custos de implantação, a conclusão foi que, para terreno plano, o custo de terraplanagem não tem um peso tão grande comparado com o custo de pavimentação, que é constante para todas as larguras de canteiro. Por isso, neste caso, o aumento do custo total de implantação em função da largura do canteiro não é tão expressivo se comparado com a situação de terreno ondulado, no qual o custo de terraplanagem possui um peso superior ao custo de pavimentação.

Conforme aumenta a largura do canteiro, o custo de implantação da rodovia aumenta, independentemente do VDM, levando a uma tendência de rejeição para a adoção de canteiros centrais largos, pois não há uma visão clara dos benefícios destas soluções. Entretanto, além dos custos de implantação, deve-se levar em conta a redução dos custos de acidentes relacionados ao acréscimo de canteiro central. A redução de acidentes é o benefício que será trazido para a sociedade, e este fator é, certamente, importantíssimo para o projeto de rodovias de pista dupla. Infelizmente, a avaliação do impacto na redução de acidentes é menos clara e de difícil mensuração que a avaliação do custo direto de implantação da rodovia, o que leva alguns profissionais muitas vezes darem menor importância a este fator.

Os custos dos acidentes foram estimados na tentativa de se avaliar os benefícios trazidos pela adoção de canteiros centrais largos ou pela utilização de barreiras centrais. Concluiu-se que, para um mesmo VDM, o custo social dos acidentes com base no modelo de previsão de

acidentes adotado cai bruscamente com o aumento da largura do canteiro central até a largura de 13 m e, após esta largura, o custo social diminui de forma mais suave.

Ao comparar a situação de canteiro central com largura de 2 m e a situação de pista dupla com separação por barreira central, notou-se que o custo dos acidentes da segunda configuração é maior para VDMs 20000 e 40000, no entanto, essa situação se inverteu para VDMs iguais ou superiores a 50000. Isso pode ser explicado pela posição da barreira em relação à pista, isto é, devido à proximidade da barreira, a quantidade de acidentes é maior. Porém, conforme o VDM aumenta, a massa de exposição ao risco aumenta, fazendo crescer o número de colisões frontais. Ao mesmo tempo, o número de choques também aumenta, porém, como a gravidade da colisão frontal é maior, o custo gerado por este evento cresce rapidamente, chegando a ser praticamente o dobro no caso de VDM igual a 100.000.

Por fim, ao se utilizar o custo de implantação e manutenção e o custo dos acidentes conjuntamente através de análise benefício/custo incremental na tomada de decisão, verificou-se que tanto em terreno plano como em terreno ondulado, as matrizes de decisão recomendaram a adoção de canteiro central com largura de 17 m para VDM de 20000 e largura de 22 m para os demais VDMs analisados. Este resultado está coerente com a tendência de adotar canteiros centrais mais largos pelos estados americanos. Logicamente, a conclusão do estudo é sensível ao modelo de previsão de acidentes adotado, que, como discutido, possui certas deficiências. Portanto, os resultados deste estudo não devem ser adotados como verdades absolutas, devendo ser desenvolvido modelos mais fidedignos. O objetivo do estudo de caso foi mostrar o conceito de análise para a tomada de decisão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C., 2001

A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C., 2004

A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C., 2011

Apostila contendo as Notas de Aula da disciplina PTR-5725, ministrada pelo Prof. Dr. Felipe Issa Kabbach Jr., 2009

Cooper P.J.: “Analysis of Roadside Encroachments – Single Vehicle Run-Off Accident Data Analysis for Five Provinces” British Columbia Research Council, Vancouver, British Columbia, Canada, 1980

Donnell, E. T. e Hughes, E. W.: “State Transportation Agency Median Design and Safety Practices: Results From a Survey” Transportation Research Board (TRB), Washington, D.C. 2005

Foody, T. J.; Culp T. B.: “Comparasion of the Safety Potential of the Raised Versus Depressed Median Design“, Highway Research Record 432, HRB, National Research Council, Washington, D. C., 1973

Glennon, J. C.: “Roadside Safety Improvement Programs on Freeways – A Cost-effectiveness Priority Approach”, National Cooperative Highway Research Program Report 148, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1974

Glossário de Termos Técnicos Rodoviários, Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER) - Rio de Janeiro, 1997

Geometric Design Guide for Canadian Roads, Transportation Association of Canada (TAC), 1999

Geometric Design Guide for Canadian Roads, Transportation Association of Canada (TAC), 2007, suplemento.

Hall, J. W. e Turner, D. S.: “Severity Indices for Roadside Features – A Synthesis of Highway Practice”, *Transportation Research Board (TRB), National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), n° 202*

Hassan, Y.; Easa S. M. and Abd El Halim A. O.: “Sight Distance on Horizontal Alignments with Continuous Lateral Obstructions”, *Transportation Research Record (TRR) n°. 1500, 1995*

Hunter, W. William; Stewart, J. Richard; Stutts, C. Jane; Huang, H. Herman e Pein, Wayne E.: “Bicycle Lanes Versus Wide Curb Lanes: Operational and Safety Findings and Countermeasure recommendations”, *Federal Highway Administration FHWA, 1999*

Hutchinson, J. W.; Kennedy, T. W.: “Safety Consideration in Median Design“, *Highway Research Record 162, HRB, National Research Council, Washington, D. C., 1967*

Impactos Sociais e Econômicos dos Acidentes de Trânsito nas Rodovias Brasileiras, relatório executivo Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada(IPEA) / Departamento Nacional de Trânsito (DENATRAN) / Associação Nacional de Transportes Públicos (ANTP), Brasília, 2006

Mak, K.K. and Sicking, D.L.: “Roadside Safety Analysis Program (RSAP), Engineer's Manual,” *National Cooperative Highway Research Program Report (NCHRP) 492, Transportation Research Board, Washington D.C., 2003.*

Manual de Interseções, Departamento Nacional de Infraestrutura em Transportes(DNIT), Rio de Janeiro, 2006

Manual de Drenagem de Rodovias, Departamento Nacional de Infraestrutura em Transportes(DNIT), Rio de Janeiro, 2006

Manual de Implantação Básica de Rodovias, Departamento Nacional de Infraestrutura em Transportes(DNIT) – 3 Edição, Rio de Janeiro, 2010^a

Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas, Departamento Nacional de Infraestrutura em Transportes(DNIT), Rio de Janeiro, 2010^b

Missato, M.M.: “Análise das Recomendações Para Usi de Dispositivos de Proteção Lateral e a Segurança Viária em Rodovias”, São Paulo, 2011

Notas Técnicas de Projeto Geométrico, Departamento de Estradas e Rodagem (DER), São Paulo, 2006

Plans Preparation Manual (PPM), Volume 1 - Design, Criteria and Process, State of Florida Department of transportation (FDOT), Florida, 2012

Perrupato, Marcelo – Secretário de Política Nacional de Transportes – Ministério dos Transportes - Apresentação do Plano Nacional de Logística e Transportes (PNLT), Rio de Janeiro, Outubro de 2010

Portal de informações do Programa de Modernização e Aumento de Capacidade da BR-101 Nordeste, Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, DNIT. Disponível em <<http://www.br101nordeste.com.br>>. Acessos em: 14/05/2011 e 01/06/2011

Ray, M. H.: “Independent expert report, An Evaluation of WSDOT’s Cable Median Barrier Policy”, Washington State Department of Transportation (WSDOT), Washington, 2007

Relatório Executivo Plano Nacional de Logística e Transportes (PNLT), Ministério dos Transportes, Ministério das Defensas, Brasília, 2007

Relatório de Gestão, Departamento Nacional de Infraestrutura em Transportes (DNIT), - Brasília, 2009

Roadside Design Guide, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C., 2011 e errata 2012

Roadside Design Guide, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C., 1996

Rural Road Design, Association of Australian and New Zealand road transport and traffic authorities (Austroads), Sydney, 2003

Segurança no tráfego - Dispositivos de Contenção Viária – Diretrizes, Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 14885 - Rio de Janeiro, 2004

Segurança no tráfego – Barreiras de Concreto – Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 15486 - Rio de Janeiro, 2007

Sicking, D. L.; de Albuquerque, F. D. B.; Lechtenberg; K. A; and Stolle C. S.: “Guidelines for Implementation of Cable Median Barrier”, Transportation Research Board (TRB) Journal of the Transportation Research Board n°. 2120, Washington, D.C., 2009

Telford, E.T e Israel, R.J.: “Median Study”, California Division of Highways, California, 1952

Traffic Manual, California Department of Transportation (CALTRANS), California, 2007

Wright, P. H. e Robertson, L. S.: “Priorities for Roadside Hazard Modification”, Southern Section ITE Best Technical Award, 1975.